

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**ESTUDIO DE INUNDACIÓN EN EL TRAMO DEL CENTRO  
POBLADO MANCHURIA AL CENTRO POBLADO SANDIAL EN  
EL DISTRITO DE PÍTIPO, PROVINCIA DE FERREÑAFE,  
DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE, MEDIANTE EL USO DE  
LOS SOFTWARE HEC-HMS E IBER**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

**AUTOR**

**FRANCO OLIVER SAENZ SOLIS**

**ASESOR**

**RICHARD PAUL PEHOVAZ ALVAREZ**

**<https://orcid.org/0000-0002-3785-2704>**

**Chiclayo, 2021**

**ESTUDIO DE INUNDACIÓN EN EL TRAMO DEL  
CENTRO POBLADO MANCHURIA AL CENTRO  
POBLADO SANDIAL EN EL DISTRITO DE PÍTIPO,  
PROVINCIA DE FERREÑAFE, DEPARTAMENTO DE  
LAMBAYEQUE, MEDIANTE EL USO DE LOS  
SOFTWARE HEC-HMS E IBER**

PRESENTADA POR:

**FRANCO OLIVER SAENZ SOLIS**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR:

Angel Antonio Ruiz Pico

PRESIDENTE

Wilmer Moises Zelada Zamora

SECRETARIO

Richard Paul Pehovaz Alvarez

VOCAL

## **Dedicatoria**

A Dios por darme salud, fuerza y permitirme alcanzar las metas que me propongo  
venciendo cada obstáculo que se presenta.

A mis padres por apoyarme en cada paso dado para cumplir mis metas, además de su  
confianza, sus consejos y valores inculcados.

A mi hermano por su apoyo y confianza en mí.

## **Agradecimientos**

Agradezco a mis padres por su apoyo y confianza brindada a lo largo de esta  
investigación, a mi asesor el Ing. Richard Paul Pehovaz Álvarez por sus consejos,  
enseñanzas y apoyo dado en el presente proyecto.

## Índice

Resumen .....	13
Abstract.....	14
I. INTRODUCCIÓN .....	15
II. MARCO TEORICO .....	19
2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA.....	19
2.2. BASES TEÓRICO-CIENTÍFICAS .....	22
2.2.1. Normativa Aplicable .....	22
2.2.1.1. Ley de los Recursos Hídricos, Ley N°29338.....	22
2.2.1.2. Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos Naturales y Artificiales .....	23
2.2.1.3. Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje .....	24
2.2.2. Fundamentos de hidrología .....	24
2.2.2.1. Hidrología .....	24
2.2.2.2. Ciclo hidrológico .....	25
2.2.2.3. Ecuación Fundamental de la Hidrología.....	25
2.2.2.4. Cuenca Hidrológica .....	26
2.2.2.5. Precipitación .....	33
2.2.2.6. Procesamiento y Consistencia de datos .....	36
2.2.2.7. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos.....	41
2.2.2.8. Estudio de Tormentas .....	46
2.2.2.9. Relación Precipitación - Escorrentía.....	54
2.2.2.10. Cálculo de caudal máximo de diseño .....	57
2.2.3. Fundamentos de hidráulica.....	60
2.2.3.1. Conductos Abiertos.....	60
2.2.3.2. Clasificación de flujo .....	60
2.2.3.3. Ecuaciones que gobiernan el flujo en canales abiertos.....	62
2.2.3.4. Propiedades geométricas de la sección transversal.....	65

2.2.3.5. Diseño hidráulico .....	66
2.2.4. Movilidad fluvial.....	69
2.2.4.1. Propiedades fundamentales de las partículas de sedimento.....	70
2.2.4.2. Clasificación del transporte de sedimento .....	72
2.2.4.3. Modelo de transporte sólido .....	73
2.2.5. Modelamiento matemático.....	76
2.2.5.1. Sistema de modelado hidrológico HEC – HMS .....	76
2.2.5.2. Sistema de modelado hidráulico IBER .....	77
2.2.5.3. Sistemas de Información Geográfica aplicados a la hidrología e hidráulica .....	77
2.2.6. Medidas de protección ante inundaciones.....	79
2.2.6.1. Medidas estructurales .....	79
2.2.6.2. Medidas no estructurales .....	80
III. HIPÓTESIS Y VARIABLES .....	83
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....	83
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	83
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO .....	83
3.3.1. Unidad de estudio.....	83
3.3.2. Población.....	83
3.3.3. Muestra.....	83
3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES .....	84
3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	84
3.5.1. Técnicas.....	84
3.5.2. Instrumentos .....	84
3.6. PROCEDIMIENTOS.....	85
3.6.1. Estudio topográfico .....	85
3.6.2. Estudio hidrológico .....	85

3.6.3. Estudio hidráulico .....	85
3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS .....	86
3.7.1. Parte I: Trabajos preliminares .....	86
3.7.2. Parte II: Estudio hidrológico .....	86
3.7.3. Parte III: Simulación hidráulica .....	86
3.7.4. Parte IV: Presentación de resultados .....	86
3.8. MATRIZ DE CONSISTENCIA .....	87
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	88
4.1. RESULTADO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO .....	88
4.1.1. Delimitación de la cuenca La Leche .....	88
4.1.2. Parámetros geomorfológicos de la Subcuenca del Río La Leche .....	89
4.1.3. Análisis de datos de precipitación y prueba de bondad de ajuste .....	93
4.1.3.1. Información Meteorológica .....	93
4.1.3.2. Análisis de Precipitación y Prueba de bondad de ajuste.....	94
4.1.4. Obtención de Curvas I-D-F por el método Dyck Peschke .....	96
4.1.5. Hietograma de Diseño por método del bloque alterno.....	99
4.1.6. Estimación de los caudales máximos .....	101
4.1.6.1. Parámetros del modelo.....	101
4.2. RESULTADO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO .....	105
4.2.1. Modelamiento hidráulico del tramo en estudio del río La Leche .....	105
4.2.1.1. Pre – Proceso .....	105
4.2.1.2. Post – Proceso .....	108
4.2.2. Mapa de inundación .....	113
4.2.3. Matriz de Peligro .....	113
4.2.4. Propuesta de Solución .....	115
4.2.4.1. Defensas de Enrocado Lateral .....	115
V. CONCLUSIONES.....	124

VI. RECOMENDACIONES .....	126
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	127
VIII. ANEXOS .....	129

## Lista de tablas

Tabla N° 01. Intensidades del Fenómeno del Niño en el Perú entre los años 1578-2017. .....	15
Tabla N° 02. Efectos del Fenómeno del Niño Costero 2017 con datos procesados al 95.5%.....	16
Tabla N° 03. Valores críticos d .....	46
Tabla N° 04. Fórmulas de cálculo de tiempo de concentración .....	53
Tabla N° 05. Clases antecedentes de humedad .....	56
Tabla N° 06. Número de curva para diferentes usos de tierra.....	57
Tabla N° 07. Valores de coeficiente de rugosidad de Manning .....	69
Tabla N° 08. Clasificación de partículas sedimentarias .....	70
Tabla N° 09. Intensidades definidos para cada nivel de intensidad de inundación.....	80
Tabla N° 10. Intensidades definidas para cada nivel de frecuencia de inundación.....	81
Tabla N° 11. Matriz de peligro.....	82
Tabla N° 12. Rangos de nivel de peligro.....	82
Tabla N° 13. Operacionalización de las variables.....	84
Tabla N° 14. Resumen de las características geomorfológicas de la Subcuenca.....	90
Tabla N° 15. Resumen de las características morfológicas principales de las Subcuencas .....	90
Tabla N° 16. Tabla de atributos.....	91
Tabla N° 17. Elevación media de la Cuenca La Leche .....	93
Tabla N° 18. Datos de Estaciones Pluviométricas .....	94
Tabla N° 19. Precipitaciones máximas en 24 hrs .....	94
Tabla N° 20. Prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov .....	95
Tabla N° 21. Precipitación máx. en 24 horas por Subcuenca vs tiempo de retorno .....	96
Tabla N° 22. Hietograma de diseño para los diferentes tiempos de retorno para la subcuenca SC-01 .....	100
Tabla N° 23. Número de curva y Abstracción inicial de las subcuencas .....	102
Tabla N° 24. Tiempo de concentración y de retardo para las subcuencas .....	102
Tabla N° 25. Calibración del modelo hidrológico.....	103
Tabla N° 26. Área Inundada considerando diferentes tiempos de retorno.....	113
Tabla N°27. Recomendación práctica para la obtención del ancho estable del cauce ..	116
Tabla N°28. Condiciones de fondo de río .....	116



Tabla N°29. Factores de fondo y orilla .....	117
Tabla N°30. Valores de “n”, “k” y “m” .....	118
Tabla N°31. Clasificación según el tamaño de las partículas.....	119
Tabla N°32. Valores de “C <sub>1</sub> ” y “C <sub>2</sub> ” .....	122

## Lista de figuras

Figura 01. Inundación en la carretera que une Pítipo y Ferreñafe.....	17
Figura 02. Ciclo Hidrológico.....	25
Figura 03. Cuenca Hidrográfica .....	26
Figura 04. Delimitación de una cuenca hidrográfica.....	27
Figura 05. Corriente Principal y Tributarias.....	28
Figura 06. Orden de la corriente.....	28
Figura 07. Curva hipsométrica y de frecuencia de altitudes .....	29
Figura 08. Factor de forma de una cuenca .....	29
Figura 09. Rectángulo equivalente .....	31
Figura 10. Método utilizando curvas de nivel .....	32
Figura 11. Método de Promedio Aritmético.....	34
Figura 12. Método del Polígono de Thiessen.....	35
Figura 13. Método de las Isoyetas .....	36
Figura 14. Diagrama de dispersión.....	39
Figura 15. Curva doble masa.....	41
Figura 16. Curvas I-D-F .....	49
Figura 17. Hietograma de diseño.....	51
Figura 18. Hietogramas .....	51
Figura 19. Curva masa de precipitación .....	52
Figura 20. Tiempo de concentración .....	52
Figura 21. Índice de infiltración $\emptyset$ .....	55
Figura 22. Hidrograma Unitario .....	59
Figura 23. Hidrograma Unitario Triangular .....	60
Figura 24. Tipos de flujo de superficie libre .....	61
Figura 25. Notación de la ecuación de la continuidad.....	63
Figura 26. Contorno de canal y de un río .....	70
Figura 27. Velocidad de caída .....	72
Figura 28. Carga de lecho.....	72
Figura 29. Carga en suspensión.....	73
Figura 30. Esquema del módulo de transporte sólido no estacionario .....	74
Figura 31. Capas de mapas de diversos temas .....	78
Figura 32. Cuenca Hidrográfica .....	78

Figura 33. Mapa de profundidades de inundación .....	79
Figura 34. Centro de descarga del Modelo de Elevación Digital Alos Palsar .....	88
Figura 35. Cuenca delimitada mediante ArcGIS Desktop 10.5 .....	89
Figura 36. Subcuencas.....	89
Figura 37. Curva Hipsométrica .....	92
Figura 38. Frecuencia de Altitudes.....	92
Figura 39. Ajuste de la estación Cueva Blanca a la distribución Normal (L – moments) .....	95
Figura 40. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC- 01 .....	96
Figura 41. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC- 02 .....	97
Figura 42. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC- 03 .....	97
Figura 43. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC- 04 .....	98
Figura 44. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC- 05 .....	98
Figura 45. Hietograma de diseño para un TR de 50 años de la subcuenca SC-01 .....	99
Figura 46. Hietograma de diseño para un TR de 100 años de la subcuenca SC-01 .....	99
Figura 47. Hietograma de diseño para un TR de 200 años de la subcuenca SC-01 .....	100
Figura 48. Hietograma de diseño para un TR de 500 años de la subcuenca SC-01 .....	100
Figura 49. Número de curva de las Subcuencas.....	101
Figura 50. Hidrograma de caudales para un TR de 50 años.....	103
Figura 51. Hidrograma de caudales para un TR de 100 años.....	104
Figura 52. Hidrograma de caudales para un TR de 200 años.....	104
Figura 53. Hidrograma de caudales para un TR de 500 años.....	105
Figura 54. Mallado RTIN en el programa IBER 2D .....	106
Figura 55. Asignación automática de la rugosidad .....	106
Figura 56. Asignación de la entrada del caudal.....	107
Figura 57. Asignación de las salidas del caudal .....	107
Figura 58. Asignación de los datos del problema.....	108
Figura 59. Finalización del pre - proceso .....	108
Figura 60. Calado para un tiempo de retorno de 50 años .....	109

Figura 61. Velocidades para un tiempo de retorno de 50 años .....	109
Figura 62. Calado para un tiempo de retorno de 100 años .....	110
Figura 63. Velocidades para un tiempo de retorno de 100 años .....	110
Figura 64. Calado para un tiempo de retorno de 200 años .....	111
Figura 65. Velocidades para un tiempo de retorno de 200 años .....	111
Figura 66. Calado para un tiempo de retorno de 500 años .....	112
Figura 67. Velocidades para un tiempo de retorno de 500 años .....	112
Figura 68. Mapa de inundación para diferentes tiempos de retorno .....	113
Figura 69. Niveles de Intensidad de inundación para un periodo de 50 años .....	114
Figura 70. Peligro para un periodo de retorno de 50 años.....	114
Figura 71. Ingreso de datos iniciales al software RIVER .....	115
Figura 72. Cálculo del ancho estable del cauce.....	118
Figura 73. Cálculo las características de la sección .....	119
Figura 74. Cálculo de profundidad de socavación .....	120
Figura 75. Diseño preliminar del enrocado lateral .....	121
Figura 76. Gráfico del diseño preliminar del enrocado lateral .....	121
Figura 77. Modelamiento de la propuesta de solución en IBER.....	122
Figura 78. Encauzamiento del río.....	123

## Resumen

La presente tesis busca desarrollar un mapa de inundación en uno de los departamentos con más daños por inundaciones como es Lambayeque, específicamente este estudio se centra en el tramo del río La Leche comprendido desde el centro poblado Manchuria al centro poblado Sandial distrito de Pítipo, en la provincia de Ferreñafe. La creación del mapa de inundación tendrá en cuenta la caracterización de la cuenca, el análisis hidrológico e hidráulico, siendo el primero el que brinda datos geomorfológicos de la cuenca en estudio seguido del análisis hidrológico, en el cual se hallaron los caudales para tiempos de retorno de 100, 200 y 500 años para conseguir el caudal máximo utilizando el software Hec-Hms. Finalmente, el análisis hidráulico abarcó desde la generación de la topografía mediante el DEM proporcionado por la NASA para realizar la simulación hidráulica mediante el software IBER obteniendo los tirantes máximos del río para cada periodo de retorno mencionado. Una vez obtenido todos los tirantes máximos, se utilizará el programa ArcGis en el cual se plasmará el mapa de inundación para obtener las zonas críticas de inundación y poder proponer alternativas de solución al problema que se generaría por el desborde del río La Leche en el tramo en estudio.

**Palabras clave:** Mapa de inundación, análisis hidrológico, análisis hidráulico.

### **Abstract**

This thesis seeks to develop a flood map in one of the departments with the most flood damage, such as Lambayeque, specifically this study focuses on the La Leche river stretch from the Manchuria populated center to the Sandial populated center, Pítipo district, in the province of Ferreñafe. The creation of the flood map will take into account the characterization of the basin, the hydrological and hydraulic analysis, the first being the one that provides geomorphological data of the basin under study followed by the hydrological analysis, in which the flows for return times were found. 100, 200 and 500 years to achieve maximum flow using Hec-Hms software. Finally, the hydraulic analysis ranged from the generation of the topography using the DEM provided by NASA to perform the hydraulic simulation using the IBER software, obtaining the maximum river braces for each mentioned return period. Once all the maximum ties have been obtained, the ArcGis program will be used in which the flood map will be reflected to obtain the critical flood zones and be able to propose alternative solutions to the problem that would be generated by the overflow of the La Leche river in the section in study.

**Keywords:** Flood map, hydrological analysis, hydraulic analysis.

## I. INTRODUCCIÓN

Los desastres naturales causan hasta la actualidad y en los diversos países grandes problemas siendo el más importante la pérdida de vidas humanas, luego el daño en el factor económico. Según el Banco Mundial “desde el año 1980, los desastres naturales han causado la muerte de más de 2 millones de personas y pérdidas por un monto mayor de 3 billones de dólares, siendo los más perjudicados las poblaciones más pobres y vulnerables”. [1]

En el Perú los desastres naturales impactan en grandes proporciones siendo uno de los fenómenos más devastadores el relacionado con las inundaciones tal como lo describe Julio Kuroiwa en su libro Reducción de Desastres en el cual menciona que las inundaciones son peligrosas para el hombre que vive cerca de un curso de agua ocupando llanuras de inundación debido a los beneficios de tener una fuente de agua cerca. [2]

Débil	Moderado	Fuerte	Extraordinario
<b>Total de casos</b>			
<b>17</b>	<b>14</b>	<b>5</b>	<b>8</b>
1952	1932	1933	1578
1953	1939	1941	1720
1958	1943	1957	1878
1969	1951 - 1951	1965	1891
1976	1994-1995	1972	1925
1977	1969 -1969		1982-82
1993	1986 -1987		1997-98
1994	1991-1992		2017: Niño Costero
2002	1994-1995		
2003	2002-2003		
2004	2006 - 2007		
2008	2009 - 2010		
2009	2011		
2013	2012		
2014			
2015			
2016			

**Tabla N° 01. Intensidades del Fenómeno del Niño en el Perú entre los años 1578-2017.**

**Fuente: INDECI 2017**

Según la INEI entre los años 2009 al 2018 se registraron un número de emergencias en todo el Perú de 2 612, estos causados por inundación. Esta información expone el latente problema que causa preocupación en las poblaciones que han vivido estos desastres y expone la importancia de los estudios de inundación correspondientes para así hallar la forma de prevenir y mitigar estos efectos. De acuerdo con la Tabla N°01 proporcionado por INDECI en el año 2017, muestra un compilado de las intensidades del Fenómeno del Niño dados en el Perú y tal como se observa en el nivel de intensidad extraordinario

se encuentra el ocurrido en el año 2017, el cual sus efectos en el país se observan en la Tabla N°02, del cual podemos interpretar que uno de los departamentos más afectados es el de Lambayeque.

DPTO.	DAÑOS A LA VIDA Y SALUD (PERSONAS)				
	DAMNIFICADAS	AFECTADAS	FALLECIDAS	HERIDAS	DESAPARECIDAS
<b>TOTAL NIÑO COSTERO PERU</b>	<b>285.453</b>	<b>1.454.051</b>	<b>138</b>	<b>459</b>	<b>18</b>
ANCASH	34.313	116.848	27	126	1
AREQUIPA	2.110	48.914	17	40	5
AYACUCHO	1.264	6.890	9	6	
CAJAMARCA	1.655	11.468	8	6	2
HUANCAVELICA	6.227	30.770	6	4	
ICA	4.611	106.703		60	
JUNÍN	1.153	897	3	25	
LA LIBERTAD	79.623	386.521	24	70	4
LAMBAYEQUE	44.619	138.336	9	5	2
LIMA	18.775	40.176	16	76	1
LORETO	67	117.506	1	1	
PIURA	89.709	375.265	18	40	3
TUMBES	1.327	73.757			

**Tabla N° 02. Efectos del Fenómeno del Niño Costero 2017 con datos procesados al 95.5%.**

**Fuente: INDECI 2017**

A nivel de distritos teniendo en cuenta los estudios de identificación de zonas vulnerables ante inundaciones de ríos y quebradas realizados por el ANA, figura entre los distintos distritos el de Pítipu e Incahuasi pertenecientes ambos a la provincia de Ferreñafe. [3]

Debido al estado de emergencia en el que estuvo el departamento de Lambayeque por la manifestación del fenómeno del niño costero, el CENEPRED realizó un informe, evaluando los riesgos en el distrito de Pítipu en el cual consta que dicho distrito tiene riesgos moderados y altos en su extensión debido a inundaciones pluviales. [4]

Como antecedente del problema es importante mencionar que, en el año 2009 se promulgó la ley N° 29359 la cual manifestó el interés público de la construcción de la presa La Calzada en el departamento Lambayeque. El objetivo de este proyecto contemplaba dar una manera de controlar las avenidas de agua, así como regular el riego en las zonas agrícolas y así mitigar los perjuicios causados por el fenómeno del niño en sus distintos años de



manifiesto, en los cuales afectaba los bienes de los pobladores y su vida. Cabe recalcar que dicho proyecto no se ejecuta hasta fecha.



**Figura 01. Inundación en la carretera que une Pítipo y Ferreñafe.**

**Fuente: RPP 2017**

De acuerdo con la problemática expuesta, las justificaciones de la presente tesis se mencionan a continuación:

**Justificación social:** La relevancia de la presente investigación radica en que el distrito de Pítipo es uno de los distritos más vulnerables frente a eventos extraordinarios de precipitación. Además, teniendo en cuenta el censo realizado por la INEI en el año 2017, cuenta con 8189 pobladores en la zona urbana y 11462 pobladores en la zona rural; también hay que considerar que la mayoría de sus viviendas son adobe o tapia.

**Justificación económica:** La actividad económica que prevalece en el distrito de Pítipo es la agricultura siendo esta muy propensa a ser afectada por este tipo de fenómeno natural.

**Justificación técnica:** Este estudio de inundación abarca un análisis hidrológico e hidráulico los cuales servirán para obtener valiosa información, la cual se plasmará en un mapa de inundación del distrito de Pítipo en el tramo comprendido desde el Centro Poblado Manchuria hasta el Centro Poblado

Sandial y ayudará a la creación de planes de emergencia o la aplicación de medidas preventivas frente futuros eventos con el fin de salvaguardar la vida de los pobladores y sus bienes.

La presente tesis tiene como objetivo general realizar el estudio de inundación y plasmarlo en un mapa de inundación que permita reconocer las zonas inundables a causa del desborde del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria hasta el centro poblado Sandial en el Distrito de Pítipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque. Asimismo, se deben cumplir los siguientes objetivos específicos como: determinar de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río La Leche, realizar el análisis hidrológico para obtener los caudales de diseño en el río La Leche mediante el uso del programa Hec-HMS para tiempos de retorno de 100, 200 y 500 años, obtener la topografía de la zona de estudio mediante el DEM de la Nasa, realizar el análisis hidráulico para obtener los tirantes en las secciones del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria al centro poblado Sandial mediante el uso del programa IBER, realizar el mapa de inundación identificando las zonas que afectaría el desborde del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria al centro poblado Sandial utilizando el sistema de información geográfica ArcGis y finalmente realizar una propuesta de solución en las zonas afectadas por inundación.

## II.MARCO TEORICO

### 2.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

Entre la diversa bibliografía relacionada con este tipo de estudios, tenemos los siguientes:

**A. Assiel Tobias Pérez Romo y Lizeth Johanna Vanegas Sandoval, “ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO EN LA ZONA BAJA DE LA CUENCA DEL RÍO FRÍO EN EL MUNICIPIO DE CHÍA”. (Tesis de grado, Ingeniería Civil, 2016).**

“El estudio se realizó debido a que entre los años 2010 – 2011, ocurrió el Fenómeno de la Niña la cual expuso ciertos lugares vulnerables ante inundaciones y entre ellos se encuentra el caso del Municipio de Chía que debido al aumento del caudal del río Frío como consecuencia de las fuertes precipitaciones, disminuyó su capacidad hidráulica y alivió su caudal desbordándose en la zona de los Municipios de Chía y Cajicá. La finalidad de este estudio fue que, tras realizar el análisis hidrológico de la cuenca se observaran las estructuras hidráulicas dispuestas en lugares críticos y se propusieran acciones de mejora y mantenimiento de dichas estructuras.” [5]

El trabajo de tesis concluyó que, tras terminar el estudio hidrológico y ubicar las estructuras hidráulicas existentes, en algunas de ellas ubicadas en las zonas del Darién y Bolsacretos, el nivel del agua en el margen derecho del río se encontraba a una elevación cercana al tirante máximo y en caso se presente un mayor caudal, se produciría el desbordamiento de las aguas.

**B. R. Martínez-Cantó, A. Hidalgo. “MODELIZACIÓN DE INUNDACIONES FLUVIALES CON IBER. CASO PRÁCTICO DE SANTIAGO DEL MOLINILLO (LEÓN)”. (Artículo de revista, Ingeniería Geomática y Topografía, 2016)**

“El estudio se realizó en el norte de León en el río Luna a su paso por Santiago del Molinillo, con el fin de analizar y predecir situaciones de inundaciones fluviales, así también las consecuencias que puedan producir las mismas. Para ello se utilizó el software libre llamado IBER, que permite resolver modelos matemáticos basados en las fórmulas de aguas someras o de Saint Venant en un

dominio bidimensional mediante esquemas numéricos en volúmenes finitos.”

[6]

El artículo concluyó que, de acuerdo con los datos obtenidos en las simulaciones, existiría un desbordamiento del río, por lo cual se vería necesario reforzar las zonas proclives a inundaciones, evitando así cualquier daño a la población.

**C. James Zosimo Chagua Cierito, “ESTUDIO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA CORRESPONDIENTE AL DISTRITO DE CALANGO, PROVINCIA DE CAÑETE, DEPARTAMENTO DE LIMA. MEDIANTE EL USO DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS HEC -HMS Y HEC -RAS”. (Tesis de licenciatura, Ingeniería Civil, 2018).**

“El estudio se realizó debido a que en el Perú en los últimos años, las inundaciones causan grandes daños materiales y pérdidas humanas. En el caso en estudio del distrito de Calango, este se encuentra al margen del río Mala y constantemente año tras año se desborda debido a crecidas del río. La finalidad de este estudio fue, que tras obtener la caracterización hidrológica de la cuenca y obtener el caudal de diseño para periodos de retorno de 100 y 500 años, se realizó el modelamiento hidráulico con el cual se elaboró un mapa de inundación”. [7]

En la tesis, con la ayuda del mapa de inundación se obtuvo el área inundable total en el cual se observó que daña en su mayoría zonas de cultivo, afectando así la principal actividad económica del distrito.

**D. Juan Carlos Puelles Maza, “ESTUDIO HIDRÁULICO E HIDROLÓGICO DE LA CUENCA ALTO PERÚ Y EL PORVENIR EN EL ASENTAMIENTO HUMANO LAS MERCEDES ALTO PERÚ, DISTRITO DE LA OROYA, PROVINCIA DE YAULI – JUNÍN PARA LA CONSTRUCCIÓN FUTURA DE OBRAS DE ARTE ANTE AMENAZAS DE DERRUMBES PROVOCADO POR LA CRECIDA DEL RÍO, MEDIANTE EL USO DE MODELOS MATEMÁTICOS HEC – HMS Y HEC - GEORAS”. (Tesis de licenciatura, Ingeniería Civil, 2015).**

“Esta investigación se realizó analizando dos subcuencas con el objetivo de producir una evaluación del recurso hídrico y con los resultados obtenidos poder plantear soluciones y así prevenir daños ante crecidas en los niveles de agua” [8]

La tesis concluyó que la confluencia de las cuencas de Alto Perú y el Porvenir aportarán a la quebrada principal un caudal de diseño de 38.06 m<sup>3</sup>/s aportando cada una de las cuencas 19.03 m<sup>3</sup>/s tomando en consideración un periodo de retorno de 100 años. Como parte de las acciones, la construcción de gaviones se consideró más factible que la alternativa de muros de contención originando un ahorro de S/. 579,081.56.

**E. Gerardo Manuel Germán Olivares Castillo, “DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES MEDIANTE SIMULACIÓN HIDRÁULICA BIDIMENSIONAL APLICANDO HEC – RAS 5.0 EN UN TRAMO DEL RÍO HUANCABAMBA, DESDE LA QUEBRADA CHULA (KM 2.42) HASTA LA QUEBRADA LUNGULO (KM 5.51), PROVINCIA DE HUANCABAMBA, DEPARTAMENTO DE PIURA”. (Tesis de licenciatura, Ingeniería Agrícola, 2018).**

“Esta tesis desarrolló el análisis hidrológico de la cuenca, utilizando el software HEC – HMS para así obtener los hidrogramas de diseño que se ingresan en el HEC – RAS con el fin de determinar las zonas propensas a inundarse en un tramo del río Huancabamba desde la quebrada Chula hasta la quebrada Lungulo para periodos de 25, 50 y 100 años” [9]

La tesis concluyó con la determinación de las zonas inundables para periodos de 25, 50, 100 años siendo las áreas inundadas de 1.01 ha, 1.51 ha y 4.41 ha respectivamente.

**F. Christian Jesus Cordova Diaz, “MODELAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO “LA LECHE” CON EL PROGRAMA HEC-RAS EN UN TRAMO DE 4KM EN EL DISTRITO DE ÍLLIMO, Y DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE”. (Tesis de licenciatura, Ingeniería Civil, 2017).**

“Esta tesis se realizó debido a que el río La Leche es considerado como un río peligroso, el cual cuando existen lluvias aumenta su caudal, destruyendo todo a su paso. Ante este problema la tesis contempló, el estudio hidrológico de la cuenca y tras obtener el caudal más crítico utilizó HEC – RAS con el fin de determinar los tramos críticos del río La Leche para el diseño de las defensas ribereñas” [10]

La tesis concluyó indicando el caudal de diseño de 250 m<sup>3</sup>/s y la elección del dique con enrocado como defensa ribereña debido a que es más económico, más utilizado y común.

## 2.2. BASES TEÓRICO-CIENTÍFICAS

Este proyecto de tesis contempla las siguientes bases teórico-científicas:

### 2.2.1. Normativa Aplicable

En esta sección se pretende mostrar las normativas que se tomaran en cuenta en la presente tesis, siendo estas concernientes al tema de inundaciones en el Perú.

#### 2.2.1.1. Ley de los Recursos Hídricos, Ley N°29338

La ley N°29338, regulariza tanto el uso como la gestión del agua por lo cual es indispensable tener en cuenta en los proyectos de esta naturaleza. Entre los diversos títulos que conforman la ley, se tendrá énfasis en los artículos relacionados a fajas marginales las cuales se ubican en el Título V - Capítulo III: Causes, riberas y fajas marginales; los cuales los definen, brindan criterios para su delimitación y preservación.

De los artículos relacionados a fajas marginales, se puede rescatar:

- Son bienes de dominio público hidráulico, los cuales están formadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas, cuya dimensión es fijada por la Autoridad Administrativa del Agua.
- Los criterios de delimitación para las fajas marginales utilizados son la magnitud o importancia de las estructuras hidráulicas; el área necesaria para su construcción, conservación y protección; el espacio necesario para los usos públicos requeridos y por último la máxima crecida o avenida, sin considerar eventos extremos.
- Es ilícito el uso de las fajas marginales para fines agrícolas, de asentamiento humano u otra actividad que les afecte.
- La señalización de los linderos de la faja marginal fijados por la Autoridad Administrativa del Agua se hará mediante el empleo de hitos u otras señalizaciones.

- Se fomentará el aumento de programas y proyectos de forestación en las fajas marginales para su protección de la acción erosiva de las aguas.

#### 2.2.1.2. **Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales en Cursos Fluviales y Cuerpos Naturales y Artificiales**

El reglamento mencionado contiene las metodologías y criterios a seguir para la realización de la delimitación de las fajas marginales. Es importante recalcar que se enfatizará en el artículo 9 perteneciente al Título III – Capítulo I: Criterios para determinar el límite superior de la ribera de cauces naturales.

De acuerdo con el Artículo 9 el cual trata sobre el modelamiento hidráulico, se menciona que este se realiza con información topográfica y los caudales máximos, debido a que estos datos sirven para establecer el límite superior de la ribera. Además, este artículo brinda criterios para la determinación de caudales máximos considerando un tiempo de retorno de 50 años para cauces colindantes a terrenos agrícolas y 100 años para los que se encuentren colindantes a asentamientos poblacionales.

Es relevante indicar que para la definición de los caudales máximos se utilizará información estadística de como mínimo los últimos 20 años y en caso falte información este se puede generar mediante modelos hidrológicos. Por último, el artículo menciona que los valores de caudales durante eventos excepcionales no serán considerados.

El artículo 10 corresponde a un método alternativo al ya mencionado modelamiento hidráulico, este método llamado huellas máximas tiene limitaciones en su uso ya que se podrá utilizar cuando las huellas sean fácilmente identificables. El procedimiento es el siguiente:

- Segmentar el cauce natural en tramos y secciones transversales, además de establecer el eje longitudinal de cada una de ellas.
- Identificar las marcas dejadas por el agua durante el periodo de máxima creciente.

- En lagos y lagunas el límite superior de la ribera se establece considerando el nivel máximo que alcanza la creciente, en caso se asocien a humedales, la faja se iniciará en los límites del humedal.

#### 2.2.1.3. **Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje**

Mediante este manual, el Ministerio de Transportes y Comunicaciones brinda una recopilación de las materias de hidrología, hidráulica y drenaje, los cuales servirán de orientación para el diseño de los diferentes proyectos afines, por lo cual es importante recalcar que esta tesis tomará en cuenta sus metodologías para su desarrollo.

Dentro de los alcances que brinda este manual sobre hidrología, este contiene el análisis de los datos hidrológicos y meteorológicos, también los diferentes criterios de diseño y sus límites de aplicación para poder estimar los caudales de diseño. En lo concerniente a la parte hidráulica, el manual brinda la metodología y los parámetros a tener en cuenta para realizar el diseño hidráulico.

#### 2.2.2. **Fundamentos de hidrología**

Dentro de la teoría concerniente a la hidrología tenemos:

##### 2.2.2.1. **Hidrología**

De acuerdo con Bedient, Huber y Vieux, la hidrología es un tema multidisciplinario que se ocupa de la ocurrencia, circulación, almacenamiento, distribución de agua superficial y subterránea en la Tierra. Debido a la complejidad del ciclo hidrológico, se puede relacionar con otros parámetros dados por otras ciencias de la tierra como meteorología, geología, oceanografía, ecología, entre otros. Además, incluye temas relacionados con mecánica de fluidos, hidrodinámica, incluso la calidad de agua y el transporte de contaminantes. [11]

Lawrence y Chih, consideran que la hidrología comprende el transporte y almacenamiento del agua en el sistema terrestre, por lo tanto, esta se ocupa de procesos físicos y estocásticos, los cuales sirven para definir la calidad y cantidad del agua en sus distintas fases. Además, es relevante indicar que la



naturaleza puede verse afectada por las intervenciones humanas por lo cual, estas también son objeto de estudio de la hidrología. [12]

### 2.2.2.2. Ciclo hidrológico

Según Villón, es un conjunto de alteraciones que experimenta el agua en la naturaleza en su estado (líquido, sólido, gaseoso) y en su forma (agua subterránea, superficial, etc.). [13]

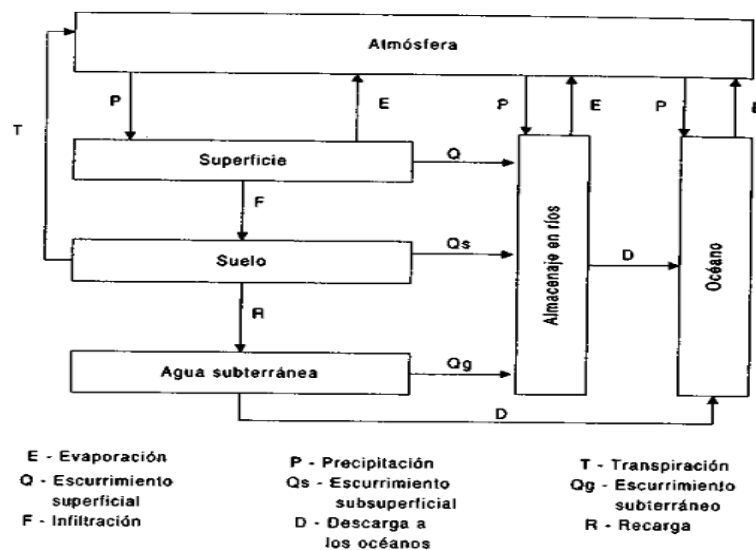


Figura 02. Ciclo Hidrológico

Fuente: "Hidrología", de Máximo Villón Béjar (Perú) 2002

### 2.2.2.3. Ecuación Fundamental de la Hidrología

Según Monsalve, considerando una hoya hidrográfica en la cual existen entradas (precipitación, escorrentía superficial, aguas subterráneas, etc.), salidas (escorrentía superficial hacia otras hoyas, evaporación, transpiración, entre otros), la ecuación se explicaría como las entradas menos las salidas presentes en una hoya hidrográfica serán igual a un cambio de almacenamiento (aguas subterráneas, cambio de humedad de suelo, canales, etc.) para un determinado periodo de tiempo. [14]

$$I - O = \Delta S / \Delta t \quad \text{Ecuación (2.1)}$$

Siendo:

Entradas (I)

Salidas (O)

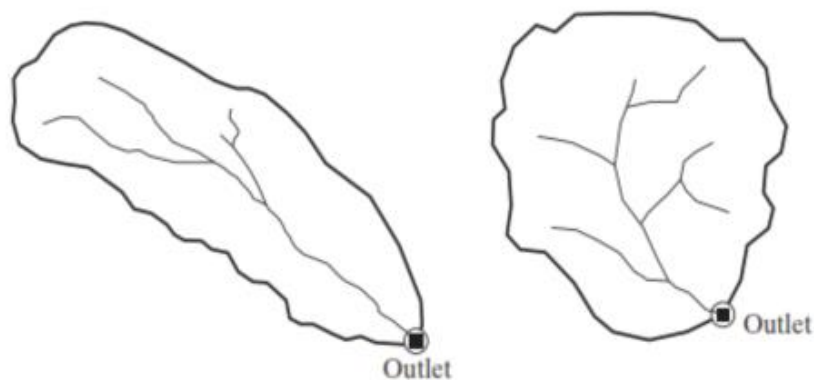
Almacenamiento (S)

Tiempo (t)

#### 2.2.2.4. Cuenca Hidrológica

De acuerdo con Bedient et al, esta es una propiedad fisiográfica en la cual se determina el volumen de escorrentía que se espera de un evento de lluvia dado la cual cae sobre el área de la cuenca y varían en tamaño desde unos pocos acres en áreas urbanas hasta miles de millas cuadradas en una cuenca fluvial importante. [11]

En la Figura 03 se puede observar una representación de la cuenca hidrográfica, donde también se puede apreciar el punto de aforo de la misma.



**Figura 03. Cuenca Hidrográfica**

**Fuente:** “Hydrology and floodplain analysis”, de Bedient et al (Inglaterra) 2012

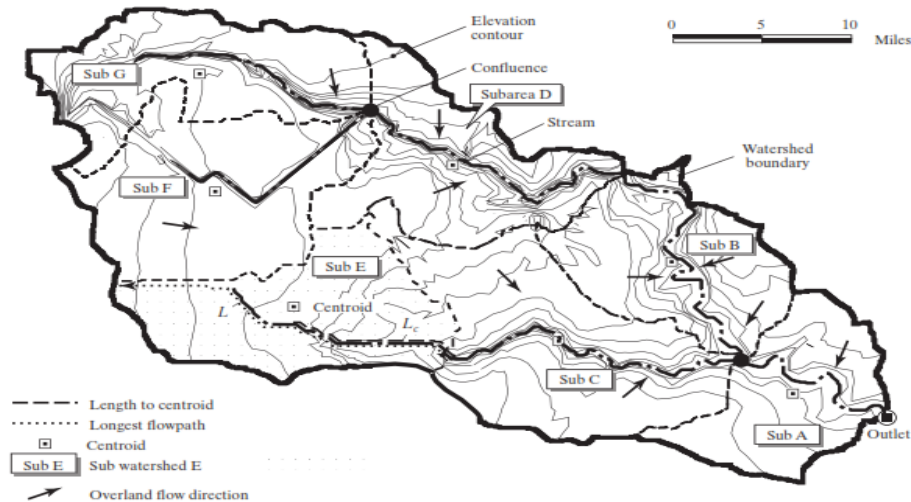
A continuación se definirán términos de importancia concernientes a la cuenca hidrográfica:

##### **a) Divisoria**

Según Monsalve, las divisorias son líneas las cuales unen las cotas máximas presentes en la hoya, asimismo separan las precipitaciones para hoyas cercanas encaminando la escorrentía para uno u otro sistema fluvial. [14]

## b) Delimitación de la cuenca

La delimitación se efectúa en un mapa topográfico identificando los puntos altos y contornos de elevación constante determinando las direcciones de la escorrentía superficial. [11]



**Figura 04. Delimitación de una cuenca hidrográfica**

Fuente: "Hydrology and floodplain analysis", de Bedient et al (Inglaterra) 2012

## c) Caracterización de la Cuenca Hidrográfica

Las características consideradas son los siguientes:

- **Área de la cuenca**

Es la superficie de la cuenca la cual es proyectada en un plano horizontal

- **Perímetro de la cuenca**

Es el contorno de la cuenca proyectada en un plano horizontal

- **Corriente Principal y Corrientes Tributarias**

Según Aparicio, la corriente principal es aquella corriente única en la cuenca que pasa por la salida de esta, mientras las corrientes tributarias son las que aportan o llegan a la corriente principal y mientras mayor sea su bifurcación, mayor será su respuesta a la precipitación. [15]

En la Figura 05 se representa la corriente principal y sus tributarias de una cuenca delimitada.

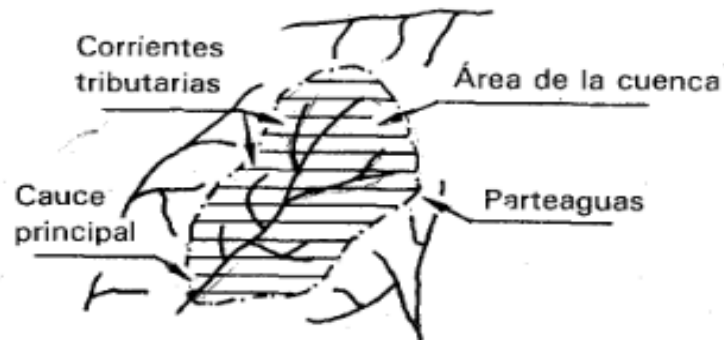


Figura 05. Corriente Principal y Tributarias

Fuente: "Fundamentos de hidrología de superficie", de Aparicio (México) 1992

- **Orden de la corriente**

Es la clasificación del grado de bifurcación en la cuenca para lo cual es necesario un mapa de la cuenca que tenga tanto corrientes intermitentes como perennes y al final el orden de la corriente principal indicará la amplitud de la red de corrientes en la cuenca. [13]

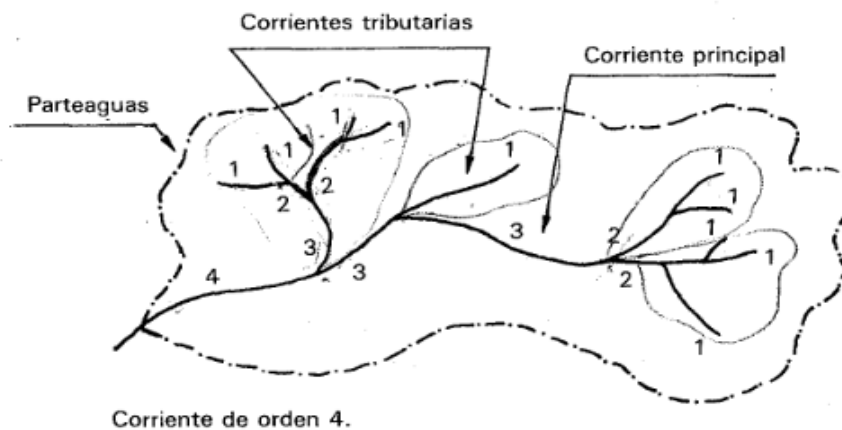


Figura 06. Orden de la corriente

Fuente: "Fundamentos de hidrología de superficie", de Aparicio (México) 1992

- **Altitudes Características**

Se tienen dentro de esta característica los siguientes elementos:

- **Curva hipsométrica**

Según Monsalve, simboliza la variabilidad de altitudes de los terrenos de la hoya con relación al nivel medio del mar. [14]

- **Curva de frecuencia de altitudes**

De acuerdo con Chereque, es la representación de manera gráfica de las superficies ocupadas por diferentes escalones altitudinales. [16]

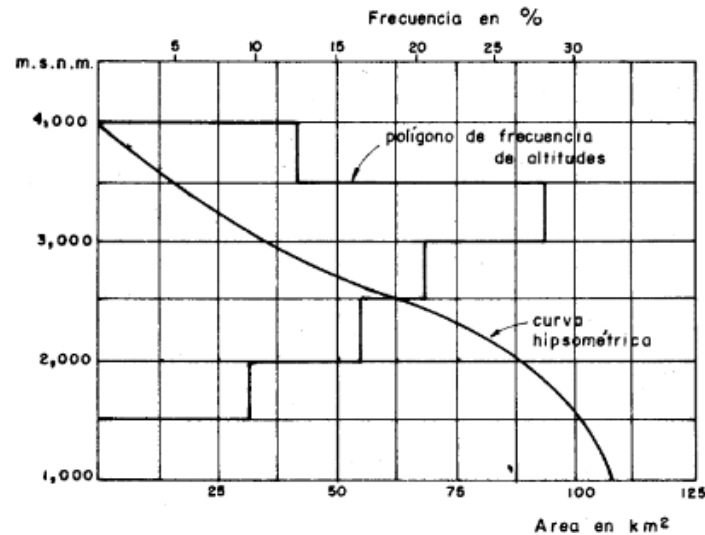


Figura 07. Curva hipsométrica y de frecuencia de altitudes

Fuente: “Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil”, de Chereque (Perú) 1989

- **Índices representativos**

Los elementos considerados son:

**Factor de forma de una cuenca (F)**

Es la división del ancho promedio de la cuenca y su longitud, mientras mayor sea su factor de forma hay una posibilidad mayor de que ocurra una tormenta intensa simultánea, por el contrario, si tiene menor factor de forma habrá menos posibilidades de que concentre intensidades de lluvia. [13]

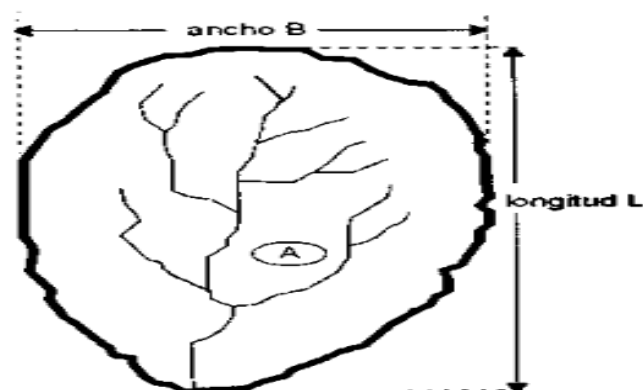


Figura 08. Factor de forma de una cuenca

Fuente: “Hidrología”, de Villón (Perú) 2002

Suponiendo una cuenca rectangular:

$$F=A/L^2$$

Ecuación (2.2)

Siendo:

A: Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)

L: Longitud (km)

### **Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (Kc)**

Es la división del perímetro de la hoya y la longitud de circunferencia de un círculo con un área equivalente al de la hoya, mientras mayor sea este coeficiente, significara que es más irregular es y que tendrá mayor tendencia a las crecientes. [14]

$$Kc=0.28*P/A^{1/2} \qquad \text{Ecuación (2.3)}$$

Siendo:

P: Perímetro (km)

A: Área (km<sup>2</sup>)

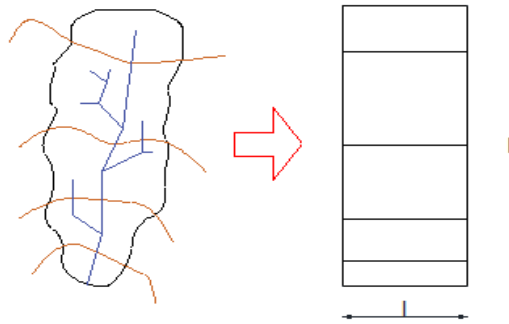
- **Pendiente media de la cuenca**

Según Villón, este parámetro afecta directamente a la magnitud de las crecidas debido a que existe una relación con la escorrentía superficial, infiltración, contribución del agua subterránea a la escorrentía y humedad del suelo.. [13]

Entre los distintos métodos que se pueden utilizar tenemos:

### **Método del Rectángulo Equivalente**

“El método tiene un reparto de alturas igual a la curva hipsométrica y sirve para comparar el predominio de las características de la hoya sobre la escorrentía.” [14]



**Figura 09. Rectángulo equivalente**

Fuente: Elaboración propia

$$L = \frac{K * \sqrt{A}}{1.12} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right) \quad \text{Ecuación (2.4)}$$

$$l = \frac{K * \sqrt{A}}{1.12} * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right) \quad \text{Ecuación (2.5)}$$

$$S_m = \frac{H}{L} \quad \text{Ecuación (2.6)}$$

Siendo:

L: Lado mayor (Km)

l: Lado menor (Km)

A: Área de cuenca (km<sup>2</sup>)

K: Índice de Gravelious

H: Diferencia entre la mayor y menor cota

S<sub>m</sub>: Pendiente media de la cuenca.

### **Método utilizando curvas de nivel**

Según Monsalve, este método sirve para hallar la pendiente ponderada de la cuenca para lo cual se utiliza la longitud de todas las curvas de nivel, el área de la cuenca y la diferencia entre cotas. [14]

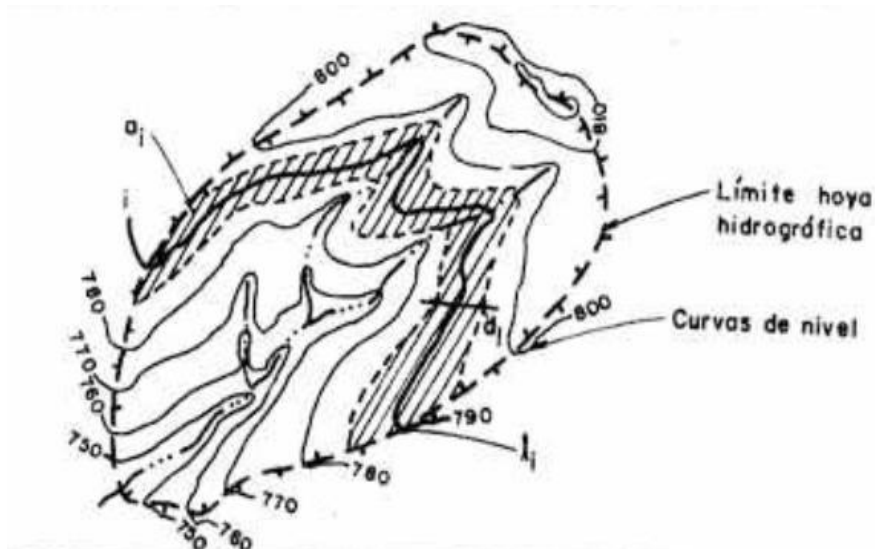


Figura 10. Método utilizando curvas de nivel

Fuente: "Hidrología en la ingeniería", de Monsalve (Colombia) 1999

$$S = \frac{D * LL}{A} \quad \text{Ecuación (2.7)}$$

Siendo:

S: Pendiente promedio de la cuenca

D: Diferencia entre alturas promedio (km)

LL: Longitud de todas las curvas de nivel (km)

A: Área total de la cuenca (km<sup>2</sup>)

- **Pendiente media de un río o canal principal**

Es un indicador importante del grado de respuesta de una cuenca ante una tormenta, debido que la longitud del cauce principal varía por lo cual es importante definir la pendiente media.

Existen varios métodos, uno de ellos es:

#### **Método de Taylor y Schwarz**

Según Aparicio, la ecuación propone estimar la pendiente media de la cuenca teniendo en cuenta una sección transversal uniforme tipo canal de igual tiempo de recorrido y longitud de la corriente en estudio. [15]

$$S_m = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^{1/2}}} \quad \text{Ecuación (2.8)}$$



Siendo:

$S_m$ : Pendiente media del cauce

$L_i$ : Longitud parcial del tramo  $i$  (Km)

$S_i$ : Pendiente parcial del tramo  $i$

- **Red de Drenaje**

Según Villón, esta manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje teniendo en cuenta la rapidez con la cual se desaloja el agua que recibe podemos saber incluso las condiciones del suelo y su superficie. [13]

#### 2.2.2.5. Precipitación

De acuerdo con Sousa, Tatit, Martins y Sibut, la precipitación es el vapor de agua presente en la atmósfera la cual puede ser considerada como un gran depósito y un sistema para distribuir el vapor de agua, la cual se deposita en la superficie de la tierra en cualquier forma como lluvia, granizo, nieve o escarcha. [17]

- a) **Cálculo de precipitación media**

Según Linsley, Kohler y Paulus, en muchos problemas del tipo hidrológicos es importante hallar la precipitación promedio sobre un área en específico, para una tormenta de diseño específica o un periodo de tiempo dado. [18]

Los métodos más usuales para el cálculo de precipitación media son los siguientes:

- **Método de Promedio Aritmético**

Según Luque, el método consiste en sumar los registros de las estaciones que se encuentran dentro de la zona de estudio para luego dividirlos entre el número de estaciones. [19]



**Figura 11. Método de Promedio Aritmético**

Fuente: “Hidrología aplicada”, de Chow et al (USA) 1994

$$P_{med} = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^n P_i \quad \text{Ecuación (2.9)}$$

Siendo:

Pmed: Precipitación media

N: Cantidad de estaciones en la cuenca

Pi: Precipitación de la estación dentro de la cuenca

- **Método de los Polígonos de Thiessen**

El método tiene en cuenta la no uniformidad de las estaciones en la cuenca, los pasos a seguir son: colocar las estaciones en un mapa y trazar líneas que las unan, las cuales formarán triángulos, después se trazan las mediatrices de las líneas trazadas los cuales formarán polígonos alrededor de cada estación y son estas últimas que delimitan el área de influencia para cada estación. [18]



**Figura 12. Método del Polígono de Thiessen**

Fuente: “Hidrología aplicada”, de Chow et al (USA) 1994

$$P_{med} = \frac{1}{A_t} * \sum_{i=1}^n A_i * P_i \quad \text{Ecuación (2.10)}$$

Siendo:

$P_{med}$ : Precipitación media

$A_t$ : Área absoluta de la cuenca

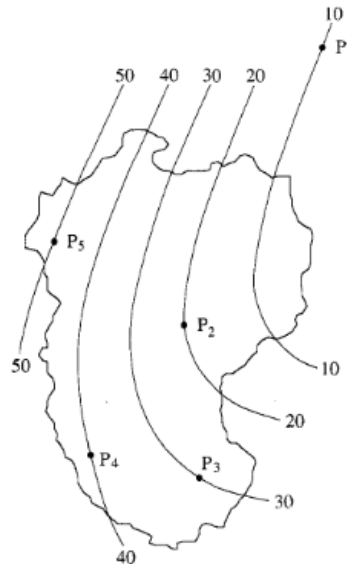
$A_i$ : Área parcial de influencia de estación

$P_i$ : Registro de precipitación de la estación

- **Método de las Isoyetas**

Según Chow, este método consiste en utilizar láminas de agua que se visualizan en los pluviómetros e interpolando entre los pluviómetros adyacentes se van creando las curvas de nivel con los registros. Este método es flexible y un parámetro importante para su correcto uso es la noción de los patrones de la tormenta que influye en la gráfica además de tener una red de estaciones densa para obtener mejores resultados.

[20]



**Figura 13. Método de las Isoyetas**

Fuente: “Hidrología aplicada”, de Chow et al (USA) 1994

$$P_{med} = \frac{1}{A_t} * \sum_{i=1}^n A_i * P_i \quad \text{Ecuación (2.11)}$$

Siendo:

$P_{med}$ : Precipitación media

$A_t$ : Área total de la cuenca

$A_i$ : Área parcial

$P_i$ : Precipitación promedio del área

#### 2.2.2.6. Procesamiento y Consistencia de datos

McCuen menciona que uno de los problemas que se debe abordar en la hidrología son datos faltantes en los pluviómetros y otro que también es el relacionado a la inconsistencia de los registros pluviométricos. [21]

A continuación, se tratarán estos problemas de manera breve:

##### a) Estimación de datos pluviométricos faltantes

Chereque menciona que este problema de datos faltantes puede darse debido a el ausentismo del operador como también puede ocurrir debido a fallas instrumentales. Ante este problema se debe realizar cierto procedimiento llamado correlación para poder completar estos datos a través de estaciones índices, las cuales poseen ciertas

características como datos completos, cercanía a la estación problema, así como también una altura similar. [16]

Entre los distintos métodos de estimación se mencionarán a continuación los más conocidos:

- Método del U.S. Weather Bureau

Este método se utiliza en caso los datos faltantes sean de precipitaciones diarias, para lo cual se escogen tres estaciones índice A, B, C.

En caso la precipitación anual media de la estación problema difiera de las otras tres estaciones índice por un porcentaje menor o igual a un 10%, se utilizará la siguiente fórmula correspondiente a un promedio aritmético simple.

Siendo:

$$X_i = \frac{x_A + x_B + x_C}{3} \quad \text{Ecuación (2.12)}$$

$X_i$  = Precipitación del día  $i$  de la estación problema

$x_A, x_B, x_C$  = Precipitación en el día  $i$  de cada estación índice

En el caso que la precipitación anual media de la estación problema difiera de las otras tres estaciones índice por un porcentaje mayor a un 10%, se utilizará la Ecuación (2.12):

$$p_x = \frac{1}{3} * \left( \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A} * p_A + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_B} * p_B + \frac{\bar{x}}{\bar{x}_C} * p_C \right) \quad \text{Ecuación (2.13)}$$

Siendo:

$p_x$  = Precipitación en el día  $i$  de la estación problema

$\bar{x}$  = Precipitación anual media de la estación problema

$\bar{x}_A, \bar{x}_B, \bar{x}_C$  = Precipitación anual media de cada estación índice

$p_A, p_B, p_C$  = Precipitación en el día  $i$  de cada estación índice

- Método de los promedios

Para este método se debe escoger la estación índice y con la estación problema se relaciona tanto su precipitación anual media como diaria. Este método permite tomar hasta tres estaciones índice, debido a que el procedimiento es el mismo y al final con cada valor de precipitación obtenido se realiza un promedio.

$$\frac{x}{x_A} = \frac{\bar{x}}{\bar{x}_A}$$

$$x = \frac{\bar{x} * x_A}{\bar{x}_A} \quad \text{Ecuación (2.14)}$$

Siendo:

$x$  = Precipitación del día  $i$  de la estación problema

$\bar{x}$  = Precipitación anual media de la estación problema

$x_A$  = Precipitación del día  $i$  de la estación índice

$\bar{x}_A$  = Precipitación anual media de la estación índice

- Método de la recta de regresión

Este método trata de dibujar un diagrama de dispersión siendo los ejes, la estación problema ( $x$ ) y la estación índice ( $y$ ), para luego ajustar una recta a este diagrama y así completar los datos faltantes.

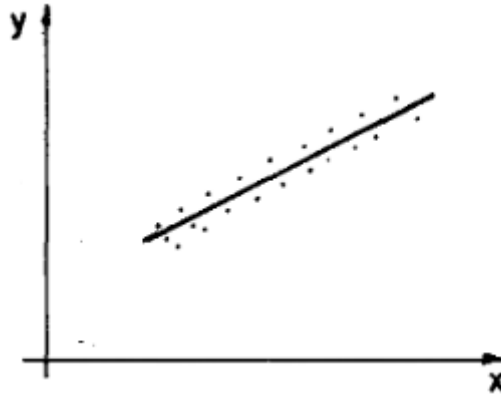


Figura 14. Diagrama de dispersión

Fuente: “Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil”, de Chereque (Perú) 1989

En caso se tenga diferentes estaciones índice se puede utilizar la que tenga un mejor coeficiente de correlación, aplicando la siguiente fórmula:

$$r = \frac{\sum(x - \bar{x}) * (y - \bar{y})}{(n - 1) * S_x * S_y} \quad \text{Ecuación (2.15)}$$

$n$  =Número de datos de  $y$

$\bar{x}$  =Media aritmética de los datos de  $x$

$\bar{y}$  =Media aritmética de los datos de  $y$

$S_x$  = Desviación estándar para los datos de  $x$

$S_y$  = Desviación estándar para todos los datos de  $y$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum(x-\bar{x})^2}{n-1}} \quad \text{Ecuación (2.16)} \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum(y-\bar{y})^2}{n-1}} \quad \text{Ecuación (2.17)}$$

Los valores que se pueden obtener de la fórmula de correlación pueden variar entre -1 a 1, significando que cuando es -1, cuando los puntos del diagrama se ajustan a una línea de pendiente negativa; cuando es 0 significará que no existe correlación y por último será 1 cuando la correlación sea óptima.

Con respecto a las precipitaciones anuales, estas suelen ser de correlación directa y la aplicación de la fórmula de regresión sería:

$$y' = a + b * (x - \bar{x}) \quad \text{Ecuación (2.18)}$$

Donde:

$y'$  = Valor derivado de la recta de regresión

$$a = \bar{y} \quad \text{Ecuación (2.19)}$$

$$b = r * \frac{S_y}{S_x} \quad \text{Ecuación (2.20)}$$

#### b) Consistencia de datos

Según Aparicio, cuando ocurre una alteración en los registros pluviométricos debido a fallas humanas como también mecánicas es necesario detectar y corregir estos errores para lo cual se usa la técnica llamada curva masa doble. Para el trazo de la curva doble masa se debe colocar en un eje la precipitación anual acumulada de varias estaciones cercanas a la estación problema y en el otro eje se coloca la precipitación anual de la estación problema; teniendo en cuenta que será una línea recta cuando no haya existido cambios o estos no sean importantes se deberá prestar atención cuando la línea no sea recta lo cual indicará que debe realizarse un ajuste. Es importante tener en cuenta que para que sea confiable el ajuste, este no debe tener menos de diez estaciones circundantes y en caso exista muchas variaciones en diferentes épocas, estos se deben realizar por separado. [15]

La fórmula por utilizar es la siguiente:

$$P_c = \frac{A}{B} * P \quad \text{Ecuación (2.21)}$$

Donde:

$P_c$  = Precipitación rectificada

$A$  = Pendiente del período más reciente

$B$  = Pendiente del período cuando se observó  $P$



$P$  = Precipitación observada

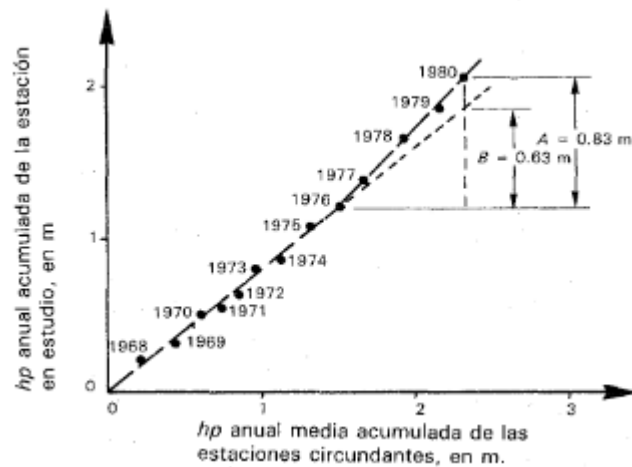


Figura 15. Curva doble masa

Fuente: “Fundamentos de hidrología de superficie”, de Aparicio (México) 1992

#### 2.2.2.7. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

De acuerdo con Chereque, el motivo de la aplicación estadística en la hidrología es el análisis de datos en forma de muestras, a fin de poder deducir las características con que debe ser esperado en el futuro, el fenómeno en estudio. [16]

##### a) Modelos de distribución

Para ello existen métodos estadísticos, los cuales se pueden utilizar siendo los recomendados por el MTC, las siguientes funciones:

- Distribución Normal

Se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad \text{Ecuación (2.22)}$$

Donde:

$f(x)$  = Función densidad normal de la variable  $x$

$x$  = Variable independiente

$\mu$  = Parámetro de localización, igual a la media aritmética de  $x$

$S$  = Parámetro de escala, igual a la desviación estándar de  $x$

- Distribución Log Normal 2 parámetros

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-(x-\bar{X})^2/2S^2} dx \quad \text{Ecuación (2.23)}$$

Donde  $\bar{X}$  y  $S$  son los variables de la distribución.

Si la variable  $x$  de la ecuación de la distribución Normal se sustituye por una función  $y=f(x)$ , tal que  $y=\log(x)$ , la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log-normal,  $N(Y, S_y)$ . Los valores originales de la variable aleatoria  $x$ , deben ser transformados a  $y=\log(x)$ , de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log(x_i)/n \quad \text{Ecuación (2.24)}$$

Donde  $\bar{Y}$  es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}} \quad \text{Ecuación (2.25)}$$

Donde  $S_y$  es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tienen las siguientes relaciones:

$$C_s = a/S_y^3 \quad \text{Ecuación (2.26)}$$

$$a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \quad \text{Ecuación (2.27)}$$

Donde  $C_s$  es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

- Distribución Log Normal 3 parámetros

La función de densidad de  $x$  es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-1/2\left(\frac{\ln(x-x_0)-u_y}{S_y}\right)^2} \quad \text{Ecuación (2.28)}$$

Para  $x > x_0$

Donde:

$x_0$ : Parámetro de posición

$u_y$ : Parámetro de escala o media

$S_y^2$ : Parámetro de forma o varianza

- Distribución Gamma 2 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad \text{Ecuación (2.29)}$$

Válido para:

$$0 \leq x < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

Donde:

$\gamma$ : Parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- Distribución Gamma 3 parámetros

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} \quad \text{Ecuación (2.30)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : Origen de la variable x, parámetro de posición

$\gamma$ : Parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- Distribución Log Pearson tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln(x) - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln(x)-x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma\Gamma(\gamma)} \quad \text{Ecuación (2.31)}$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty \leq x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : Origen de la variable x, parámetro de posición

$\gamma$ : Parámetro de forma

$\beta$ : Parámetro de escala

- Distribución Gumbel

La distribución de valores tipo I conocida como distribución Gumbel tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{Ecuación (2.32)}$$

Empleando momentos, se tienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad \text{Ecuación (2.33)}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad \text{Ecuación (2.34)}$$

Donde:

$\alpha$ : Variable de concentración

$\beta$ : Variable de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente manera:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad \text{Ecuación (2.35)}$$

Donde:

$x$ : Valor con una probabilidad dada

$\bar{x}$ : Media de la serie

$k$ : Factor de frecuencia

- Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log Gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln(x) - \mu}{\alpha} \quad \text{Ecuación (2.36)}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{Ecuación (2.37)}$$

### b) Prueba de bondad de ajuste

El manual del MTC considera su uso para evaluar si un conjunto de datos pertenecería a una muestra independiente de la distribución elegida.

El método de prueba de Kolmogorov – Smirnov permite elegir la distribución más representativa de un conjunto de datos y trata de comparar

el máximo valor absoluto de la función de probabilidad observada  $F_o(x_m)$  y la estimada  $F(x_m)$ :

$$D = \max / F_o(x_m) - F(x_m) / \quad \text{Ecuación (2.38)}$$

Con un valor crítico del cual es dependiente del número de datos y el nivel de significancia seleccionado de acuerdo con la tabla presentada a continuación

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
<i>n</i> grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

**Tabla N° 03. Valores críticos d**

Fuente: “Fundamentos de hidrología de superficie”, de Aparicio (México) 1992

En caso  $D < d$ , la hipótesis es nula. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m/(n + 1) \quad \text{Ecuación (2.39)}$$

Donde:

m: Número de orden de dato  $x_m$  en una lista de mayor a menor

n: Total de número de datos

#### 2.2.2.8. Estudio de Tormentas

“Es el conjunto de lluvias que obedecen a una misma perturbación meteorológica y de características definidas, cuya importancia radica en los cálculos o estudios preliminares del diseño de obras hidráulicas, las cuales dependen de manera fundamental de la magnitud de la tormenta, la frecuencia y el periodo de retorno los cuales determinan el coeficiente de

seguridad de la obra y a su vez los años de funcionamiento probable de la misma.” [13]

**a) Elementos fundamentales del análisis de las tormentas**

Existen elementos importantes durante el análisis de una tormenta como:

- **La Intensidad**

Es la medida de la lámina de lluvia que cae en un determinado tiempo la cual suele expresarse en mm/h. Es importante precisar que en el análisis de la tormenta es relevante encontrar la intensidad máxima de la lluvia.

$$I_{\text{máx}} = \frac{P}{t} \quad \text{Ecuación (2.40)}$$

Siendo:

$I_{\text{máx}}$ : Intesidad máxima de precipitación (mm/h)

P: Lámina de agua (mm)

t: Tiempo (hr)

- **La Duración**

Es el periodo de tiempo durante el cual cae la lluvia. En el análisis de la tormenta se expresa en minutos.

- **La Frecuencia**

Es la cantidad de veces en que una tormenta de características similares se repita en un periodo de tiempo determinado que suele ser en años.

- **El Periodo de Retorno**

Es el tiempo promedio en que un evento de igual magnitud puede ser igualado o superado por lo menos una vez.

$$T = \frac{1}{f} \quad \text{Ecuación (2.41)}$$

Siendo:

T: Periodo de Retorno

f: Frecuencia

#### **b) Determinación de la tormenta de diseño**

De acuerdo con el manual del MTC, la determinación del evento de lluvia a usar es el primer paso para muchos proyectos que consisten en diseño. Se puede tomar un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño cuya información procesada puede provenir de datos históricos de precipitación de la zona en estudio como también podría ser utilizada la información en regiones adyacentes. [22]

- **Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia**

El Ministerio de Transporte y Comunicaciones también considera que este elemento de diseño relaciona la intensidad de la precipitación, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar. Para su determinación es importante tener los registros pluviográficos de la zona en estudio y tomar la lluvia de mayor intensidad, de diferentes duraciones y en cada año tal como se observa en la Figura 16.



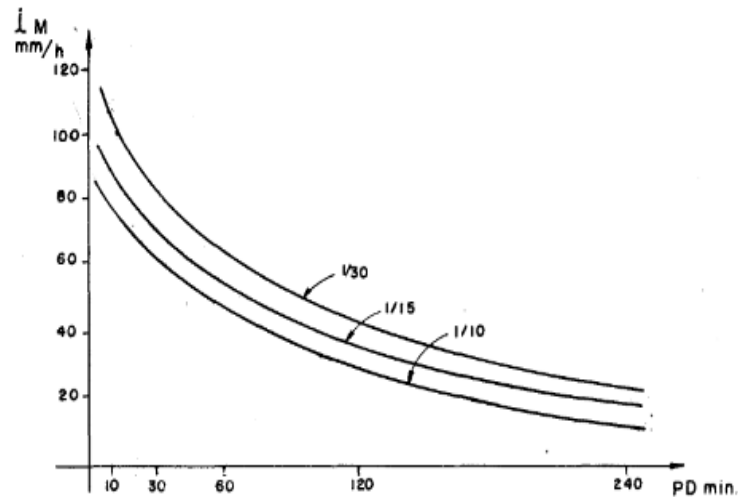


Figura 16. Curvas I-D-F

Fuente: "Hidrología aplicada", de Chow et al (USA) 1994

Estas curvas pueden expresarse en ecuaciones en caso se quiera evitar la utilización de la gráfica. La fórmula es la siguiente:

$$I = \frac{a}{(D + b)^m} \quad \text{Ecuación (2.42)}$$

Siendo:

I: Intensidad de lluvia de diseño

D: Duración

a, b, m: Constantes

En caso se disponga de registros pluviográficos inferiores a 1 hora, o simplemente no se cuenta con los registros pluviográficos se puede utilizar la metodología Dick Peschke para determinar las intensidades máximas la cual relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. [22]

$$P_d = P_{24 \text{ h}} * \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad \text{Ecuación (2.43)}$$

Siendo:

Pd: Precipitación total (mm)

d: Duración (min)

P24h: Precipitación máxima en 24 horas (mm)

La intensidad se halla mediante la división de la precipitación total entre la duración, para la elaboración de las curvas I-D-F se resuelve la siguiente fórmula:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n} \quad \text{Ecuación (2.44)}$$

Siendo:

I: Intensidad máxima (mm/h)

K, m, n: Factores característicos de la zona de estudio

T: Periodo de retorno en años

t: Duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (mm)

- **Método del Bloque Alterno**

Chow et al considera este procedimiento como una manera sencilla de desarrollar un hietograma utilizando las relaciones de las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia antes mencionadas. El método consiste en tomar la intensidad de la lluvia correspondiente al tiempo de retorno seleccionado de las curvas I-D-F para sus diferentes duraciones para luego con estos datos, obtener la lámina de precipitación acumulada la cual es resultado del producto de la intensidad y la duración. Finalmente se toman diferencias entre los valores sucesivos de la lámina de precipitación acumulada, las cuales se añaden en un intervalo de tiempo dado para realizar un reordenamiento de estos incrementos de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración y los demás incrementos queden ordenados de manera descendiente alternando los bloques a la derecha y a la izquierda del bloque central. [23]

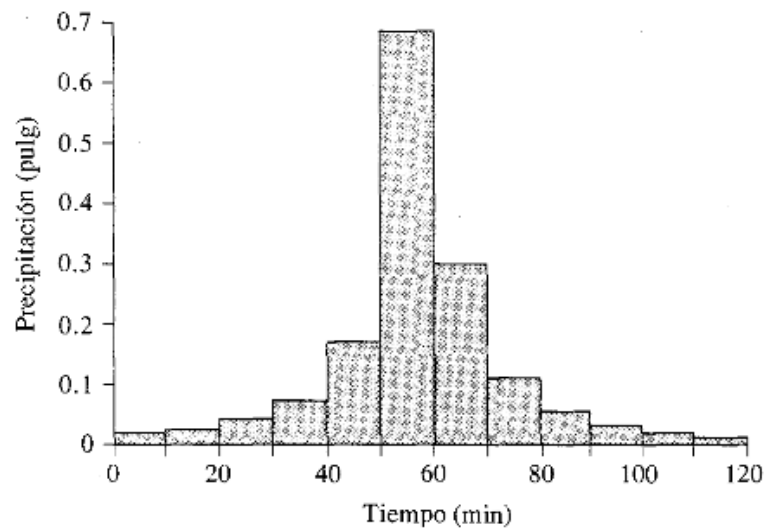


Figura 17. Hietograma de diseño

Fuente: “Hidrología aplicada”, de Chow et al (USA) 1994

### c) Hietograma y la curva masa de precipitación

- **Hietograma**

Según Aparicio, este diagrama se obtiene al dividir el tiempo en que duro la tormenta en “n” intervalos los cuales se ubicaran en el eje de las abscisas y en el eje de las ordenadas se ubicara la lámina o intensidad de precipitación. El periodo de tiempo seleccionado dependerá de la información que se tenga, pero si este es muy grande se obtendría poca información mientras uno muy pequeño, brindaría abundante. [15]

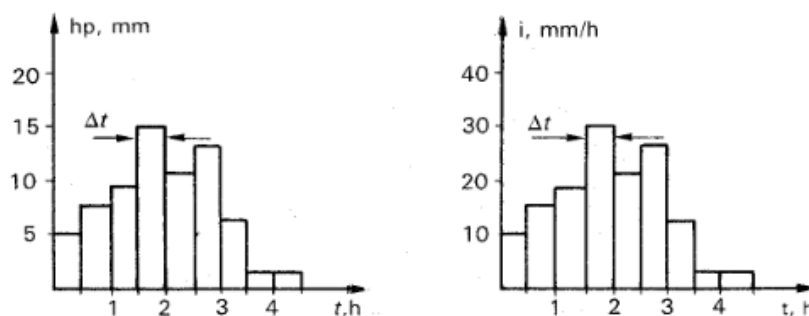


Figura 18. Hietogramas

Fuente: “Fundamentos de hidrología de superficie”, de Aparicio (México) 1992

- **Curva masa de precipitación**

“Es la muestra de la precipitación acumulada vs el tiempo. Esta se obtiene directamente del pluviograma y es una curva no decreciente, la

cual su pendiente en cualquier punto indica la intensidad en ese periodo de tiempo.” [13]

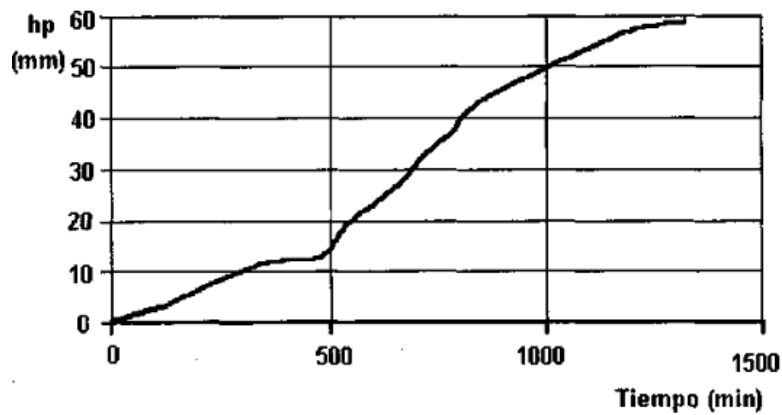


Figura 19. Curva masa de precipitación

Fuente: “Hidrología”, de Villón (Perú) 2002

#### d) Tiempo de concentración

Según Aparicio, se define como el tiempo que pasa desde el inicio de la lluvia y el establecimiento del caudal de equilibrio. También podría decirse que es igual al tiempo que demora el agua en transcurrir del punto más lejano de la cuenca hasta el punto de aforo. [15]

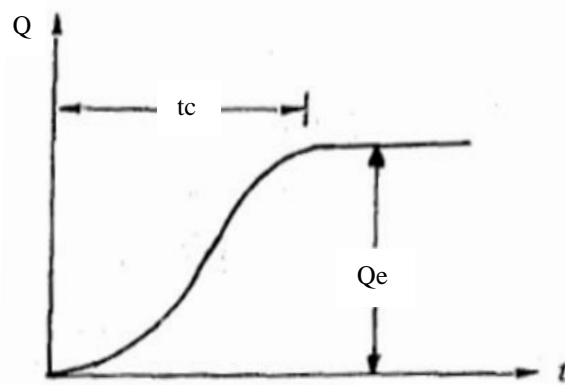


Figura 20. Tiempo de concentración

Fuente: “Fundamentos de hidrología de superficie”, de Aparicio (México) 1992

MÉTODO Y FECHA	FÓRMULA PARA $t_c$ (minutos)	OBSERVACIONES
<b>Kirpich (1940)</b>	$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$ <p>L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, m. S = pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar $t_c$ por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
<b>California Culverts Practice (1942)</b>	$t_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L = longitud del curso de agua más largo, m. H = diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
<b>Izzard (1946)</b>	$t_c = \frac{525(0.0000276i + c)L^{0.33}}{S^{0.333}i^{0.667}}$ <p>i = intensidad de lluvia, mm/h c = coeficiente de retardo L = longitud de la trayectoria de flujo, m. S = pendiente de la trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Public Roads para flujo superficial en caminos y Áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser $\leq 3800$ .
<b>Federal Aviation Administration (1970)</b>	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C = coeficiente de escorrenría del método racional. L = longitud del flujo superficial, m. S = pendiente de la superficie, m/m</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.
<b>Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)</b>	$t_c = \frac{7L^{0.6}n^{0.6}}{I^{0.4}S^{0.3}}$ <p>L = longitud del flujo superficial, m. n = coeficiente de rugosidad de Manning. I = intensidad de lluvia, mm/h. S = pendiente promedio del terreno-m/m.</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrenría superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (Intensidad de lluvia) como $t_c$ son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad - duración - frecuencia da una solución gráfica directa para $t_c$ .
<b>Ecuación de retardo SCS (1973)</b>	$t_c = \frac{0.0136L^{0.8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L = longitud hidráulica de la cuenca mayor trayectoria de flujo), m. CN = Número de curva SCS S = pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca.

Tabla N° 04. Fórmulas de cálculo de tiempo de concentración

Fuente: “Manual de Carreteras: Hidrología, hidráulica y drenaje”, de MTC (Perú) 2011

### 2.2.2.9. Relación Precipitación - Escorrentía

La escorrentía directa está constituida por la escorrentía superficial proveniente de la precipitación como también de la escorrentía subsuperficial proveniente de la infiltración de la lluvia en el suelo, su uso en la hidrología es para obtener caudales y para su determinación entre los distintos métodos tenemos:

#### a) Índice de infiltración

“Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante la tormenta. A esta capacidad de infiltración se le llama índice de infiltración media y se calcula.” [15]

Cuando se cuenta con un hietograma de intensidades, el índice de infiltración se calcula a partir de un proceso de iteración en el cual se traza una línea horizontal en el diagrama separando la escorrentía (parte superior del hietograma) de la parte que se infiltra (parte inferior del hietograma).

Teniendo como datos la gráfica de hietograma de intensidades y obtenido el dato de escorrentía directa utilizando  $P_n = C \cdot P$  donde C es el coeficiente de escorrentía y P la precipitación total, se pasa a dar un valor tentativo de índice de infiltración y tras restar las intensidades del hietograma con el valor asumido de índice de infiltración, este se multiplica por la duración y se suman los valores los cuales deben ser igual a la escorrentía directa. En caso de no converger se itera hasta obtener el mismo resultado.

Se utiliza el siguiente balance hídrico:

$$P = P_n + I \quad \text{Ecuación (2.45)}$$

Siendo:

P: Precipitación total (mm)

P<sub>n</sub>: Escorrentía Directa (mm)

I: Infiltración (mm)

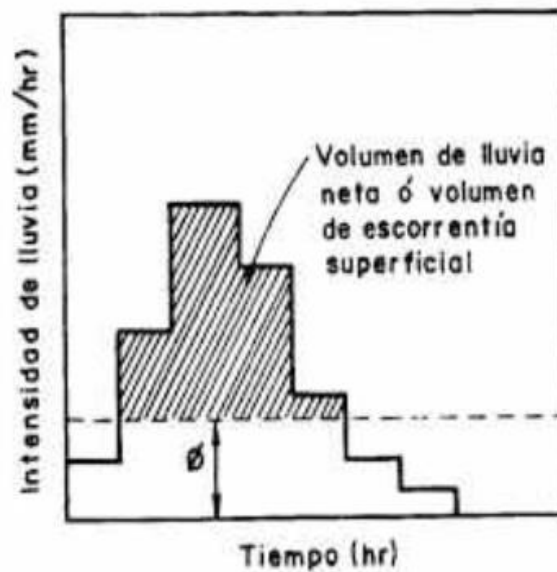


Figura 21. Índice de infiltración  $\emptyset$

Fuente: "Hidrología en la ingeniería", de Monsalve (Colombia) 1999

#### b) Método SCS – Número de Curva (CN)

Según Monsalve, este método sirve para obtener las abstracciones de una tormenta, las cuales incluyen la detención superficial, la intercepción y la infiltración propiamente dicha. La lámina efectiva de precipitación es una función de la lámina total de precipitación y un parámetro de abstracción referido al número de curva, la cual tiene un rango de 0 a 100 e influyen las propiedades de la cuenca como: tipo, uso y tratamiento de suelo; condiciones de superficie de terreno y de humedad antecedente del suelo. [14]

La relación empírica tras realizar algunas simplificaciones para obtener el exceso de precipitación o escorrentía directa usando este método es:

$$P_e = \frac{(P - 0.2 * S)^2}{P + 0.8 * S} \quad \text{Ecuación (2.46)}$$

Donde:

$P_e$ : Profundidad de exceso de precipitación o escorrentía

P: Precipitación total

S: Retención potencial máxima del suelo

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ecuación (2.47)}$$

Donde:

S: Retención potencial máxima del suelo (pulg)

CN: Número de curva

Los números de curvas emplean para condiciones secas (AMC I), condiciones normales (AMC II) y condiciones húmedas (AMC III), los números de curva equivalentes se hallan por:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)} \quad \text{Ecuación (2.48)}$$

$$CN(II) = \frac{23 * CN(III)}{10 + 0.13 * CN(III)} \quad \text{Ecuación (2.49)}$$

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estación inactiva	Estación activa
I	Menor que 0.5	Menor que 1.4
II	0.5 – 1.1	1.4 – 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

**Tabla N° 05. Clases antecedentes de humedad**

**Fuente: Soil Conservation Service**



DESCRIPCIÓN DEL USO DE LA TIERRA	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
Tierra cultivada <sup>1</sup> : sin tratamientos de conservación con tratamiento de conservación	72 62	81 71	88 78	91 81
Pastizales: condiciones pobres condiciones óptimas	68 39	79 61	86 74	89 80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas, cubierta buena <sup>2</sup>	45 25	66 55	77 70	83 77
Área abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más condiciones aceptables cubierta de pasto en el 50 al 75%	39 49	61 69	74 79	80 84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos Industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Residencial <sup>3</sup> :				
Tamaño promedio del lote      Porcentaje promedio impermeable <sup>4</sup>				
1/8 acre o menos                      65	77	85	90	92
1/4 acre                                      38	61	75	83	87
1/3 acre                                      30	57	72	81	86
1/2 acre                                      25	54	70	80	85
1 acre                                        20	51	68	79	84
Parqueadores pavimentados, techos, accesos, etc. <sup>5</sup>	98	98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados <sup>5</sup>	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

**Tabla N° 06. Número de curva para diferentes usos de tierra**

**Fuente:** “Manual de Carreteras: Hidrología, hidráulica y drenaje”, de MTC (Perú) 2011

Los suelos los ha clasificado en cuatro grupos según el Soil Conservation Service:

A: En este grupo se encuentran suelos compuestos por arena o gravas de bien a excesivamente bien drenadas

B: Suelos pocos profundos como margas arenosas, con características de drenaje de moderadas a bien drenadas

C: Esta conformado por suelos con características de drenaje pobres a moderadas como margas arcillosas o margas arenosas poco profundas

D: Conformado por suelos conformados por arcillas altamente plásticas de infiltración muy lenta.

#### 2.2.2.10. Cálculo de caudal máximo de diseño

Este se utiliza para el diseño de las distintas obras hidráulicas los cuales se diseñan para cierto periodo de retorno, el cual se seleccionará según su importancia.

En el caso de esta tesis el cálculo del caudal máximo servirá para reconocer las zonas inundables en el lugar de estudio y por consiguiente brindar las medidas correspondientes para su prevención o mitigación.

### **Estimación de caudales**

Según el MTC, cuando hay datos de aforo suficientes, se puede realizar un análisis estadístico de caudales máximos para la estación más cercana al punto de interés para los periodos de retorno (2, 5, 10, 50, 100 y 500 años) usando las distribuciones ya mencionadas anteriormente. Por otro lado, cuando no se tengan datos suficientes en los aforos, se utilizarán los datos de precipitación como información de entrada que producen un caudal. [22]

#### **a) Método de Hidrograma Unitario**

“Sherman adelanto la teoría del hidrograma unitario como un flujo de salida de la cuenca resultante de 1 mm de escorrentía directa producida de manera equitativa sobre el área de drenaje a una tasa de lluvia uniforme durante un periodo de tiempo específico de duración de lluvia.” [11]

Según Monsalve, el hidrograma unitario es una herramienta que sirve para la conversión de datos de lluvia en caudal bajo dos suposiciones básicas como que las variaciones estacionales en las características superficiales de la hoya no son considerados y que para hallar la escorrentía superficial generada por cualquier lluvia neta diferente de la lluvia neta unitaria es lineal e invariante en el tiempo. [14]

Siendo:

$$d * A = \int_0^t Q_e dt \quad \text{Ecuación (2.50)}$$

d: Lluvia neta total (mm)

A: Área de drenaje (Km<sup>2</sup>)

Q<sub>e</sub>: Escorrentía superficial total (m<sup>3</sup>/s)

t: Tiempo del hidrograma unitario de la hoya (hr)

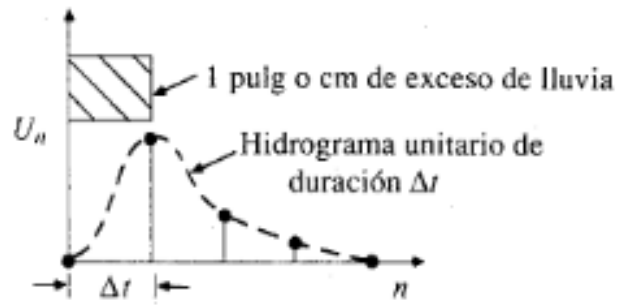


Figura 22. Hidrograma Unitario

Fuente: "Hidrología aplicada", de Chow et al (USA) 1994

### b) Hidrograma unitario sintético

Este se emplea para desarrollar hidrogramas unitarios en otros puntos en la corriente dentro de la misma cuenca o para cuencas adyacentes de carácter parecido. [20]

- Hidrograma sintético triangular del SCS

El SCS recomienda que este hidrograma donde el caudal esta dado en  $m^3/s$  y el tiempo en horas. El volumen producido por la separación de la lluvia neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

Para

$$tr = 1.67 T \quad \text{Ecuación (2.51)}$$

Donde:

tr: Tiempo de recesión

$$q_p = \frac{2.08 * A}{T_p} \quad \text{Ecuación (2.52)}$$

Donde:

$q_p$ : Caudal pico ( $m^3/s$ )

A: Área de drenaje ( $Km^2$ )

$T_p$ : Tiempo de ocurrencia del pico (hr)

$$t_p = 0.6 * t_c \quad \text{Ecuación (2.53)}$$

Donde:

$t_p$ : Tiempo de retardo (hr)

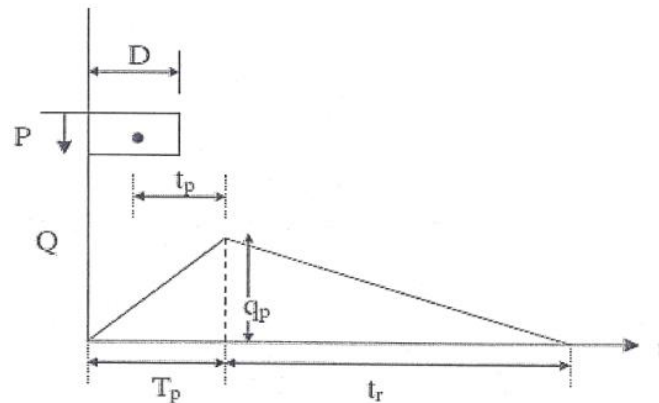
$t_c$ : Tiempo de concentración de la cuenca

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \quad \text{Ecuación (2.54)}$$

Donde:

$T_p$ : Tiempo de ocurrencia del pico (hr)

$D$ : Duración de la lluvia (hr)



**Figura 23. Hidrograma Unitario Triangular**

Fuente: “Hidrología aplicada”, de Chow et al (USA) 1994

### 2.2.3. Fundamentos de hidráulica

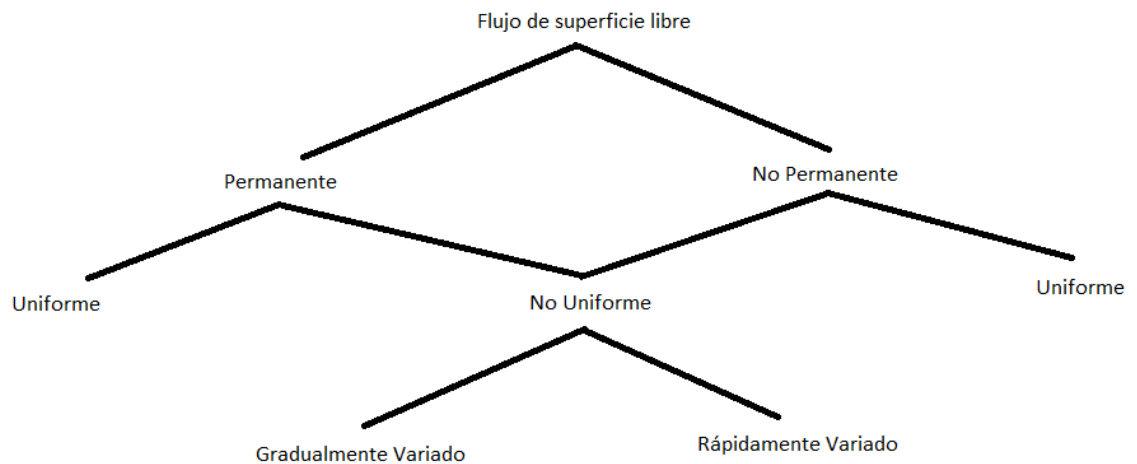
Con respecto a la teoría correspondiente a la hidráulica se tiene:

#### 2.2.3.1. Conductos Abiertos

Son aquellos que se caracterizan por tener una superficie libre, en contacto con la atmósfera y su flujo se genera por el peso propio del fluido.” [24]

#### 2.2.3.2. Clasificación de flujo

Según C.S. James, la primera distinción entre los tipos de flujo es la clasificación de permanente cuando la velocidad y la profundidad no cambia en el tiempo, por otro lado, será no permanente cuando las condiciones mencionadas anteriormente varían en el tiempo. Como segunda clasificación se tiene un flujo uniforme cuando las condiciones de flujo son iguales en cualquier lugar en el flujo y no lo será cuando estos varíen en cualquier lugar del flujo. Por último, la clasificación gradualmente variada los cambios en las condiciones de flujo se dan a largas distancias mientras el flujo rápidamente variado, las condiciones cambian a cortas distancias. [25]



**Figura 24. Tipos de flujo de superficie libre**

Fuente: “Hydraulic Structures”, de C. S. James (Sudáfrica) 2020

Otra clasificación de los fluidos tomando en cuenta su viscosidad es la de flujo laminar y flujo turbulento.

Según Potter, Wiggert y Ramadan, el flujo laminar es cuando un fluido transcurre sin mezclado significativo de sus partículas circundantes, en cambio el fluido turbulento es cuando el fluido varía irregularmente de manera que su velocidad y presión muestran una variación aleatoria en el tiempo y coordenadas espaciales. [26]

Estos regímenes de flujo se pueden predecir tomando como parámetro el número de Reynolds.

$$Re = \frac{V * L}{\nu} \quad \text{Ecuación (2.55)}$$

Donde:

Re: Número de Reynolds

V: Velocidad característica

L: Longitud característica

$\nu$ : Viscosidad cinemática

Por último, tomando en cuenta la gravedad, el flujo puede ser subcrítico, supercrítico y crítico.

Chow (1994), menciona que el impacto de la gravedad sobre el estado de flujo se puede representar mediante una relación entre fuerzas inerciales y las gravitacionales denominado como el número de Froude, la cual esta presentada en la Ecuación (2.56). Teniendo en cuenta esto, se dirá que el flujo es crítico cuando la relación entre fuerzas inerciales y gravitacionales es igual a uno, cuando el resultado de esta relación es menor a uno se tratará de un flujo subcrítico y por último cuando el número de Froude superior a uno, se dirá que es un flujo supercrítico. [23]

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * L}} \quad \text{Ecuación (2.56)}$$

Donde:

F: Número de Froude

V: Velocidad media del flujo

L: Longitud característica o profundidad hidráulica

### 2.2.3.3. Ecuaciones que gobiernan el flujo en canales abiertos

Para solucionar los problemas prácticos en la hidráulica se aplican tres leyes básicas de conservación las cuales son la de conservación de masa o también llamada ecuación de continuidad, la conservación de energía y por último la de momento. A continuación, se presentarán de manera breve las ecuaciones mencionadas:

#### a) Ley de Conservación de Masa

De acuerdo con Chanson, este considera que la masa en un sistema cerrado permanece constante en el tiempo, es decir la cantidad de fluido que entra a un sistema de control es equivalente a la cantidad de fluido que sale. [27]

$$Q = \int_{A_1} V * dA_1 = \int_{A_2} V * dA_2$$

Ecuación (2.57)

Integrando la ecuación anterior se obtiene:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad \text{Ecuación (2.58)}$$

Donde:

$Q$ = Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$V$ = Velocidad de flujo ( $\text{m/s}$ )

$A$ = Área de sección mojada ( $\text{m}^2$ )

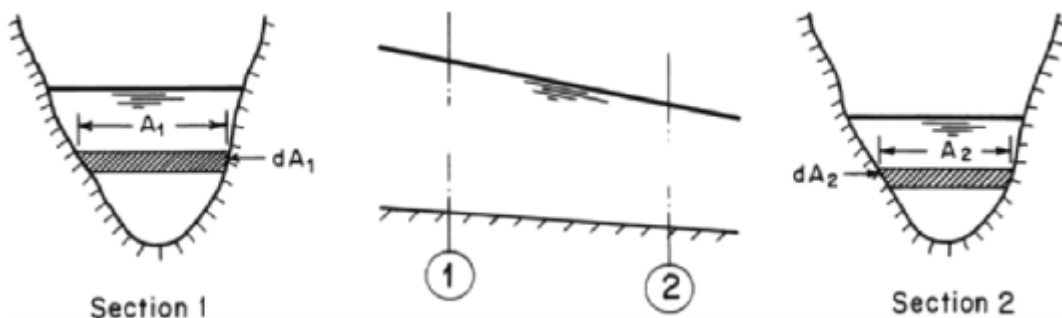


Figura 25. Notación de la ecuación de la continuidad

Fuente: "Open-Channel Flow", de C. Hanif (USA) 2008

b) Ley de Conservación de Energía

James considera que esta ley establece que la energía del flujo en una sección aguas abajo es equivalente a la energía en una sección aguas arriba menos las pérdidas entre ambas secciones. La energía total del flujo tomando la ecuación de Bernoulli considera tanto la energía potencial dada por  $p/\gamma$  y  $z$  como también la energía cinética dada por  $v^2/2 * g$ . [25]

$$H_{\text{aguas abajo}} = H_{\text{aguas arriba}} - \text{pérdidas}$$

$$H = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{v^2}{2 * g} \quad \text{Ecuación (2.59)}$$

Siendo:

$H$ = Energía total del flujo

$p$ = Presión

$\gamma$ = Peso específico del fluido

$z$ = Cota de elevación

$v$ = Velocidad local

$g$ = gravedad

c) Ley de Conservación de Momento

De acuerdo con Hanif, teniendo en cuenta la segunda ley de Newton, el cambio de momento del volumen del fluido en el tiempo es equivalente a la resultante de las fuerzas externas actuando en el volumen del fluido. [28]

Considerando que el fluido es constante e incompresible en el canal se puede utilizar la siguiente expresión:

$$\sum F_S = \rho_2 * A_2 * V_2 * V_{S2} - \rho_1 * A_1 * V_1 * V_{S1}$$

$$\sum F_S = \rho * Q * (V_{S2} - V_{S1}) \quad \text{Ecuación (2.60)}$$

Siendo:

$\sum F_S$  = Resultante de las fuerzas en la dirección S

$\rho$  = Densidad del fluido

$Q$  = Caudal

$V_{Si}$  = Velocidad en la sección i

Considerando que en esta tesis se utilizará el programa de modelado hidráulico IBER, se debe considerar las ecuaciones de Saint-Venant bidimensional. En el módulo hidrodinámico de IBER se desarrollan ecuaciones como la de conservación de masa y conservación de momento en dos direcciones horizontales siendo la ecuación:

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

Ecuación (2.61)

$$\frac{\partial h * U_x}{\partial t} + \frac{\partial h * U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h * U_x * U_y}{\partial y} \quad \text{Ecuación (2.60)}$$



$$\begin{aligned} \text{Ecuación (2.61)} \quad &= -g * h * \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{\rho} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} - \frac{g}{\rho} * \frac{h^2}{2} * \frac{\partial \rho}{\partial x} + 2 * \Omega * \sin \lambda * U_y \\ &+ \frac{\partial h * \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h * \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x \end{aligned}$$

Ecuación (2.62)

$$\begin{aligned} &\frac{\partial h * U_y}{\partial t} + \frac{\partial h * U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial h * U_x * U_y}{\partial x} \\ = -g * h * \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{\rho} - \frac{\tau_{by}}{\rho} - \frac{g}{\rho} * \frac{h^2}{2} * \frac{\partial \rho}{\partial y} + 2 * \Omega * \sin \lambda * U_x + \frac{\partial h * \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h * \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y \end{aligned}$$

Donde:

$h$ = Tirante de agua

$U_x, U_y$ = Velocidades horizontales promediadas en profundidad

$g$ = Gravedad

$Z_s$ = Altura de la lámina libre

$\tau_{sy}$  = Fricción de la superficie libre debido al rozamiento producido por el viento

$\tau_b$  = Fricción debido a rozamiento del fondo

$\rho$  = Densidad del fluido

$\Omega$  = Velocidad angular de rotación de la tierra

$\lambda$  = Latitud del punto considerado

$\tau_{xx}^e, \tau_{xy}^e, \tau_{yy}^e$  =Tensiones tangenciales efectivas horizontales

$M_s, M_x, M_y$  = Términos fuente/sumidero de masa y momento respectivamente

#### 2.2.3.4. Propiedades geométricas de la sección transversal

Según Rocha, se denomina canal al contorno en el que el escurrimiento tiene superficie libre en contacto con la atmósfera y puede ser de origen natural o artificial. En el caso de canales naturales su sección transversal es variable y corresponde su estudio a la hidráulica fluvial. [29]

De acuerdo con Chow, los componentes geométricos de una sección pueden ser definidas por completo por la geometría de la sección y la profundidad de flujo. Estos elementos son relevantes en el cálculo del flujo.

**a) Profundidad de flujo (y)**

Es la distancia vertical desde el punto más bajo de la sección del canal hasta la superficie libre

**b) Ancho superficial (T)**

Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre

**c) Área mojada (A)**

Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

**d) Perímetro mojado (P)**

Es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

**e) Radio hidráulico (R)**

Es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Ecuación (2.63)}$$

**f) Profundidad hidráulica (D)**

Es la relación entre el área mojada y el ancho de superficie

$$D = \frac{A}{T} \quad \text{Ecuación (2.64)}$$

**2.2.3.5. Diseño hidráulico**

Para el dimensionamiento de la sección se utiliza la fórmula de Manning para tuberías y canales abiertos, las cuales permiten calcular la velocidad de flujo y el caudal para una condición de régimen uniforme mediante la relación:

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación (2.65)}$$

Donde:

V: Velocidad de flujo (m/s)

R: Radio hidráulico

S: Pendiente de fondo (m/m)

N: Coeficiente de Manning

Relacionando la Ecuación (2.58) con la Ecuación (2.65) se consigue la expresión siguiente:

$$Q = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación (2.66)}$$

- Rugosidad de la superficie

De acuerdo con McCuen, la rugosidad es un dato importante en la fórmula de Manning, debido a que las irregularidades en el terreno retardan el flujo en sus proximidades, por lo tanto, el coeficiente de rugosidad de Manning representa ese índice. [21]

French menciona que en muchos casos en los canales tanto artificiales como naturales, suelen variar la rugosidad en su perímetro por lo cual es necesario calcular un coeficiente de rugosidad equivalente. [30]

La fórmula para calcular ese coeficiente de rugosidad equivalente es la siguiente:

$$n_e = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N P_i * n_i^{3/2}}{P} \right]^{2/3} \quad \text{Ecuación (2.67)}$$

Donde:

$n_e$  = Coeficiente equivalente de Manning

P= Perímetro mojado de la sección completa

N= Número de subsecciones

Los coeficientes de Manning (n) se pueden sacar de la siguiente tabla:

TIPO DE CANAL		MÍNIMO	NORMAL	MÁXIMO
A. CONDUCTO CERRADO CON ESCURRIMIENTO PARCIALMENTE LLENO	A.1. METÁLICOS	a. Bronce Polido 0.009 b. Acero soldado con remaches 0.010 0.013 c. Metal corrugado sub - dren 0.017 dren para aguas lluvias 0.021	0.010 0.012 0.016 0.019 0.024	0.013 0.014 0.017 0.021 0.030
	A.2 NO METÁLICOS	a. Concreto tubo recto y libre de basuras 0.010 0.011 tubo con curvas, conexiones afinado 0.011 0.013 tubo de alcantarillado con cámaras, entradas. 0.012 Tubo con moldaje de acero. 0.012 Tubo de moldaje madera cepillada 0.015 Tubo con moldaje madera en bruto b. Madera duelas 0.010 0.015 laminada y tratada 0.018 c. Albañilería de piedra. 0.018	0.011 0.013 0.012 0.014 0.017 0.013 0.014 0.016 0.020 0.012 0.017 0.025	0.013 0.014 0.017 0.014 0.016 0.020 0.014 0.020 0.030
B. CAVALES REVESTIDOS	B.1 METAL	a. Acero liso sin pintar 0.011 0.012 pintado 0.021 b. Corrugado	0.012 0.013 0.025	0.014 0.017 0.030
	B.2 NO METÁLICO	a. Madera Sin tratamiento 0.010 0.011 Tratada 0.012 Planchas b. Concreto 0.011 afinado con plana 0.015 afinado con fondo de grava 0.014 sin afinar 0.017 excavado en roca de buena calidad 0.022 excavado en roca descompuesta c. Albañilería 0.017 piedra con mortero 0.023 piedra sola	0.012 0.012 0.015 0.013 0.017 0.017 0.020 0.020 0.027 0.025 0.032	0.014 0.015 0.018 0.015 0.020 0.020 0.030 0.035

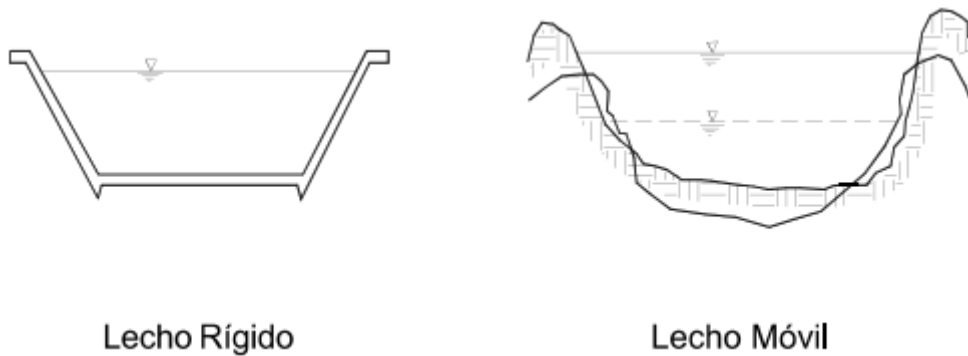
C. EXCAVADO		a. Tierra, recto y uniforme nuevo grava con algo de vegetación	0.016 0.022 0.022	0.018 0.025 0.027	0.020 0.030 0.033			
		b. Tierra, sinuoso sin vegetación con malezas y pasto maleza tupida, plantas fondo pedregoso - malezas.	0.023 0.025 0.030 0.025	0.025 0.030 0.035 0.035	0.030 0.033 0.040 0.040			
		c. Roca suave y uniforme irregular	0.025 0.035	0.035 0.040	0.040 0.050			
		d. Canales sin mantención maleza tupida Fondo limpio, bordes con vegetación	0.050 0.040	0.080 0.050	0.120 0.080			
		D. CORRIENTES NATURALES	D.1. CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. < 30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas rectos sin zonas muertas con piedras y malezas Sinuoso, vegetación y piedras Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso Abundante vegetación, sinuoso.	0.025 0.030 0.035 0.045 0.075	0.030 0.036 0.045 0.050 0.100	0.033 0.040 0.050 0.060 0.150	
				b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos. Árboles y arbustos sumergidos Parcialmente en crecidas con piedras y Pocas rocas grandes rocas y piedras en el fondo.	0.030 0.040	0.040 0.050	0.050 0.070	
				D.2 PLANICIES DE INUNDACION	a. con pasto sin arbusto pastizales bajos pastizales altos	0.025 0.030	0.030 0.035	0.035 0.050
					b. áreas cultivadas sin cultivo con cultivos	0.020 0.030	0.030 0.040	0.040 0.050
					c. Arbustos y Malezas escasos densos	0.040 0.070	0.060 0.100	0.080 0.160
					d. Arboles sauces tierra despejada con troncos	0.110 0.030	0.150 0.040	0.200 0.050
			D3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)	Secciones Regulares	0.025	-	0.060	
				Secciones Irregulares	0.035	-	0.100	

Tabla N° 07. Valores de coeficiente de rugosidad de Manning

Fuente: “Manual de Carreteras: Hidrología, hidráulica y drenaje”, de MTC (Perú) 2011

#### 2.2.4. Movilidad fluvial

Rocha menciona que el comportamiento de un río es muy diferente al flujo de un canal artificial debido a que en este el contorno suele ser rígido e invariable a diferencia de un río de lecho móvil, cuyo contorno varía de forma constante a causa de la erosión o depósito de sedimentos. Todo esto repercute en la descripción hidráulica para lo cual ecuaciones como las de Chezy o Manning se aplican en un flujo permanente y uniforme, siendo estas condiciones diferentes a los que presentan los ríos. [24]



Lecho Rígido

Lecho Móvil

Figura 26. Contorno de canal y de un río

Fuente: “Hidráulica de tuberías y canales”, de Rocha (Perú) 2007

Siendo el transporte de sedimento uno de los factores influyentes para el estudio de la hidráulica fluvial debido a las posibilidades de erosión o sedimentación, en los siguientes apartados se tratará este tema de manera concisa.

#### 2.2.4.1. Propiedades fundamentales de las partículas de sedimento

Las características más importantes que se pueden determinar en los sedimentos son:

##### a) Tamaño y forma

De acuerdo con la tabla de partículas del American Geophysical Unión (AGU), los tamaños de la partícula sedimentaria pueden clasificarse en:

1) Cantos rodados (250-4 000 mm)	muy grandes grandes medianos pequeños	4 000-2 000 mm 2 000-1 000 mm 1 000-500 mm 500-250 mm
2) Gujarros (64-250 mm)	grandes pequeños	250-125 mm 125-64 mm
3) Gravas (2-64 mm)	muy gruesa gruesa media fina muy fina	64-32 mm 32-16 mm 16-8 mm 8-4 mm 4-2 mm
4) Arenas (0,062-2 mm)	muy gruesa gruesa media fina muy fina	2-1 mm 1-0,5 mm 0,5-0,25 mm 0,25-0,125 mm 0,125-0,062 mm
5) Limos (4 a 62 $\mu$ ) = (0,004 a 0,062 mm)		
6) Arcillas (0,24 a 4 $\mu$ ) = (0,00024 a 0,004 mm)		

Tabla N° 08. Clasificación de partículas sedimentarias

Fuente: “Hidráulica de tuberías y canales”, de Rocha (Perú) 2007

De una curva granulométrica podremos obtener un diámetro representativo o efectivo, utilizando Ecuación (2.68).

$$d_m = \sum \frac{d_i * \Delta p}{100} \quad \text{Ecuación (2.68)}$$

Donde:

$d_m$  = Diámetro característico

$d_i$  = Diámetro medio correspondiente al intervalo  $\Delta p$

$\Delta p$  = Intervalo sobre el eje vertical de porcentajes

Ahora considerando la forma de la partícula, se puede tener una referencia utilizando el factor de forma de Corey el cual es el siguiente:

$$K = \frac{c}{\sqrt{a * b}} \quad \text{Ecuación (2.69)}$$

Siendo:

K= Factor de forma

a= El lado de mayor longitud de la partícula

b= Segundo lado de mayor longitud de la partícula

c= Menor longitud del lado de la partícula

b) Concentración

Mide la cantidad de sedimento que existe en el flujo y es un parámetro importante para el estudio de movilidad fluvial, se suele expresar en partes por millón por peso.

c) Velocidad de caída

Esta propiedad depende de las antes mencionadas, además de la turbulencia de flujo, temperatura, peso específico, entre otros. La forma de la partícula de sedimento es importante al igual que el coeficiente de arrastre que varía dependiendo del número de Reynolds y el tamaño de la partícula. [31]

Una forma de obtener la velocidad de caída es a través de tablas como la siguiente que relaciona diámetro de la partícula, factor de forma y temperatura.

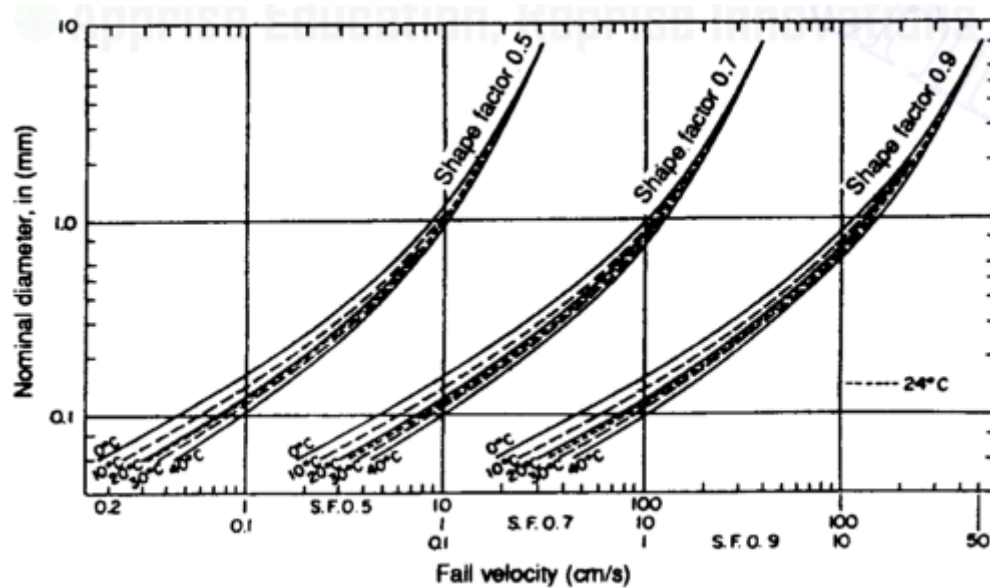


Figura 27. Velocidad de caída

Fuente: "Handbook of hidrology", de Maidment (USA) 1993

#### 2.2.4.2. Clasificación del transporte de sedimento

Según Monsalve en su libro Hidrología en la Ingeniería, la clasificación del transporte de sedimento teniendo en cuenta sus mecanismos pueden ser:

##### a) Carga de lecho

Son las partículas que se encuentran en contacto con el lecho y pueden rodar, deslizarse o saltar.

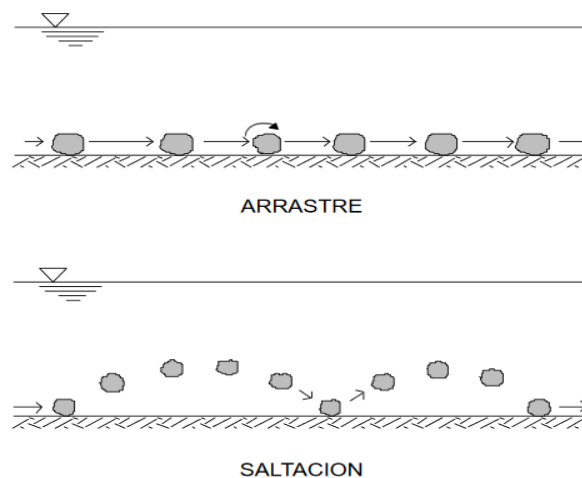


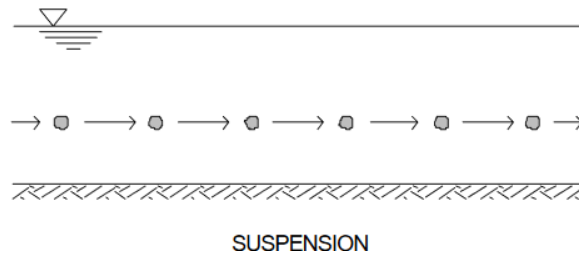
Figura 28. Carga de lecho

Fuente: "Hidráulica de tuberías y canales", de Rocha (Perú) 2007



b) Carga en suspensión

Las partículas del sedimento se encuentran en movimiento en el agua por la acción difusiva del campo de flujo turbulento



**Figura 29. Carga en suspensión**

**Fuente: “Hidráulica de tuberías y canales”, de Rocha (Perú) 2007**

Ahora considerando el origen del material transportado pueden ser:

a) Transporte de material de fondo

Tiene su origen en el lecho e influenciado por las condiciones de lecho y caudal. Este tipo de transporte puede consistir en carga de lecho y suspensión.

b) Carga de lavado

El origen del material es a causa de la erosión y dependiendo de las condiciones existentes solamente transporta el material como carga en suspensión, en pequeñas cantidades y el material suele ser fino además de menor a 50  $\mu\text{m}$ .

**2.2.4.3. Modelo de transporte sólido**

De las diversas fórmulas de transporte de material de fondo como la de Duboys, Meyer Peter, Shields, Einstein-Brown, Conti, entre otros; el módulo de transporte sólido de IBER puede trabajar con las ecuaciones de Meyer-Peter Muller y la de Van Rijn. En el caso del arrastre de material en suspensión el programa trabaja con una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad.

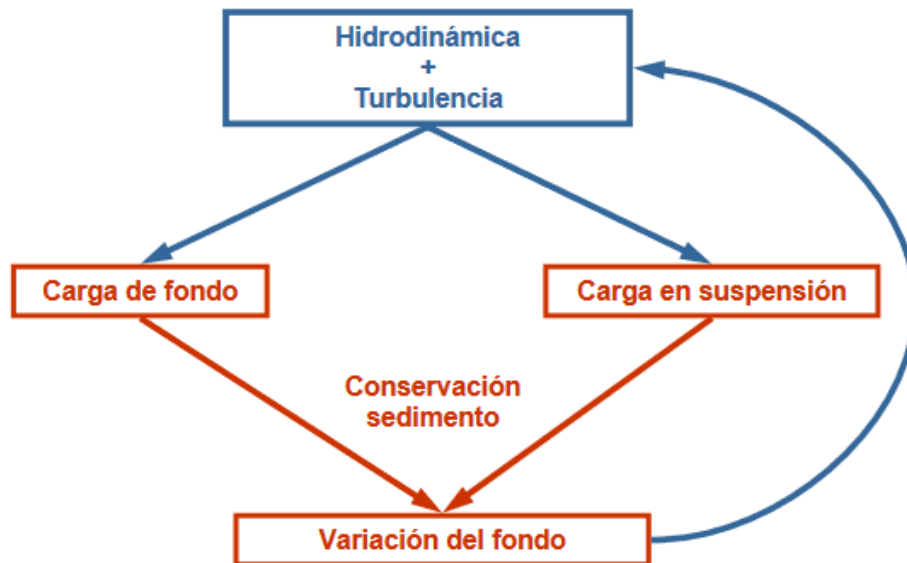


Figura 30. Esquema del módulo de transporte sólido no estacionario

Fuente: “IBER: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos”, de Blade et al (2014)

a) Transporte de fondo

Las ecuaciones que considera IBER, son:

- Meyer-Peter Muller

La ecuación original es para fondos de grava de hasta 30 mm de diámetro, pero Wong y Parker sugirieron la siguiente corrección la cual es la fórmula que considera IBER:

$$q_{sb}^* = 3.97 * (\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad \text{Ecuación (2.70)}$$

Donde:

$q_{sb}^*$  = Caudal sólido adimensional

$\tau_{bs}^*$  = Tensión en el fondo

$\tau_c^*$  = Tensión crítica en el fondo

- Van Rijn

El caudal sólido se puede calcular de las expresiones siguientes:

$$T < 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.053 * \frac{T^{2.1}}{D^{0.3}} \quad \text{Ecuación (2.71)}$$

$$T > 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.1 * \frac{T^{2.1}}{D^{0.3}} \quad \text{Ecuación (2.72)}$$

$$T = \frac{\tau_{bs}^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad \text{Ecuación (2.73)}$$

$$D = D_s * \left( \frac{g * R}{v^2} \right)^{1/3}, \text{ con } R = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \text{Ecuación (2.74)}$$

Donde:

T= Parámetro adimensional que mide el exceso de fricción del fondo por encima del valor crítico que define el umbral del movimiento

$\tau_{bs}^*$ = Tensión en el fondo

$\tau_c^*$ = Tensión crítica en el fondo

$q_{sb}^*$ = Caudal sólido adimensional

D= Diámetro adimensional

#### b) Transporte en suspensión

La ecuación que considera IBER para este tipo de transporte de sedimento es la ecuación de transporte turbulento en suspensión 2D, el cual se muestra en la Ecuación (2.75):

Ecuación (2.75)

$$\begin{aligned} & \frac{\partial h * C}{\partial t} + \frac{\partial h * U_x * C}{\partial x} + \frac{\partial h * U_y * C}{\partial y} \\ = & \frac{\partial}{\partial t} \left( \left( \Gamma + \frac{v_t}{Sct} \right) * h * \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial y} + (E - D) \end{aligned}$$

Siendo:

C= Concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad

Ux, Uy= Componentes de velocidad horizontal promediadas en profundidad

$v_t$  = Viscosidad turbulenta

Sct = Número de Schmidt

$D_{sx}, D_{sy}$  = Dispersión Del sedimento en suspensión

E = Resuspensión de sedimento

D = Deposición de sólidos en suspensión en el fondo del lecho

## 2.2.5. Modelamiento matemático

### 2.2.5.1. Sistema de modelado hidrológico HEC – HMS

Este software creado por el Centro de Ingeniería Hidrológica permite el modelado de los procesos de precipitación – escorrentía de sistemas de cuencas dendríticas, además el programa es capaz de representar cuencas hidrológicas distintas al construir un modelo de cuenca hidrográfica separando el ciclo hidrológico en piezas manejables y construyendo límites alrededor de la cuenca de interés. [32]

El programa tiene una interfaz de trabajo integrado que incluye una base de datos, motor de cálculo, utilidades de entrada de datos y herramientas de informe para el resultado. Dentro de las capacidades del programa se tienen elementos hidrológicos relacionados a una red dendrítica para modelar procesos de escorrentía, los elementos con los que se cuentan son: subcuenca, tramo, empalme, embalse, desvío, fuente y sumidero.

HEC-HMS tiene limitaciones en su simulación respecto a dos aspectos de diseño los cuales son el modelo simplificado de formulación y la representación simplificada del flujo. El primero permite que el programa complete simulaciones de manera rápida y precisas y el segundo que ayuda a mantener el proceso de cálculo eficiente. Además, se debe tener en cuenta que los modelos matemáticos utilizados son deterministas lo que significa que los parámetros ingresados de los modelos son exactamente conocidos para su simulación.

- **HEC – GEOHMS**

Es una extensión para el modelado hidrológico geoespacial, la cual utiliza la extensión Spatial Analyst de ArcGIS con el fin de permitir al usuario con limitado conocimiento en los sistemas de información geográfica a recopilar una serie de datos hidrológicos obtenidos del análisis de una cuenca hidrográfica.

#### 2.2.5.2. Sistema de modelado hidráulico IBER

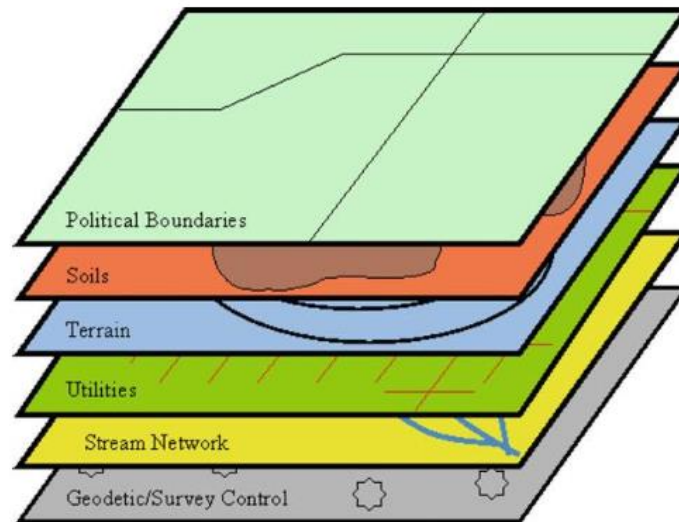
El software IBER, fue creado por el Grupo de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente (GEAMA) y el Instituto Flumen. Este modelo matemático sirve para la modelación de un flujo turbulento en régimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. [33]

IBER constan de 3 módulos de cálculo principal los cuales son: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. El primer módulo se resuelve mediante las ecuaciones de Saint-Venant. El segundo módulo permite introducir tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico para aguas someras de diferente grado de complejidad utilizando un modelo de longitud de mezcla, un modelo parabólico y un modelo  $k - \epsilon$ . Por último, se tiene el modelo de transporte de sedimentos el cual soluciona las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, obteniendo a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo.

#### 2.2.5.3. Sistemas de Información Geográfica aplicados a la hidrología e hidráulica

Los Sistemas de Información Geográfica (SIG), son de carácter multidisciplinarios por lo cual tienen una variedad de usos mediante sus atributos, características y herramientas las cuales trabajan sobre los datos espaciales. Una característica importante en los SIG, es que pueden trabajar como una recopilación de varias capas de mapas, georreferenciados en un mismo plano de proyección cartográfica.

Los datos espaciales con los avances en teledetección pueden brindar un mapeo de alta resolución considerando las características del lugar y brindando en este caso a los ingenieros civiles una herramienta de utilidad para sus diversas aplicaciones como en hidrología, hidráulica, carreteras, entre otros; tal como se muestra en la Figura 31.



**Figura 31. Capas de mapas de diversos temas**

**Fuente: “Modern Water Resources Engineering”, de Lawrence et al (USA) 2014**

De acuerdo con Bedient et al, el uso de los SIG como recurso en la hidrología permiten almacenar datos digitales de importancia en la hidrología como el tipo de suelo, el uso o cobertura del suelo los cuales intervienen en parámetros como la lluvia, infiltración, evapotranspiración y rugosidad. Otra función relevante en los SIG es la utilización de los modelos de elevación digital (DEM), los cuales permiten realizar la delimitación de la cuenca, además de ayudar a obtener las características de esta. [11]



**Figura 32. Cuenca Hidrográfica**

**Fuente: “Hydrology and floodplain analysis”, de Bedient et al (Inglaterra) 2012**

De acuerdo con Lawrence et al, el uso de los SIG en la gestión de llanuras de inundación es relevante, incluso la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) establece algunos requerimientos técnicos para su determinación. Además, una característica de los SIG en la hidráulica es la de representar las llanuras de inundación las cuales en este caso se realizará mediante un análisis 2D de IBER y el programa ArcGIS. [12]

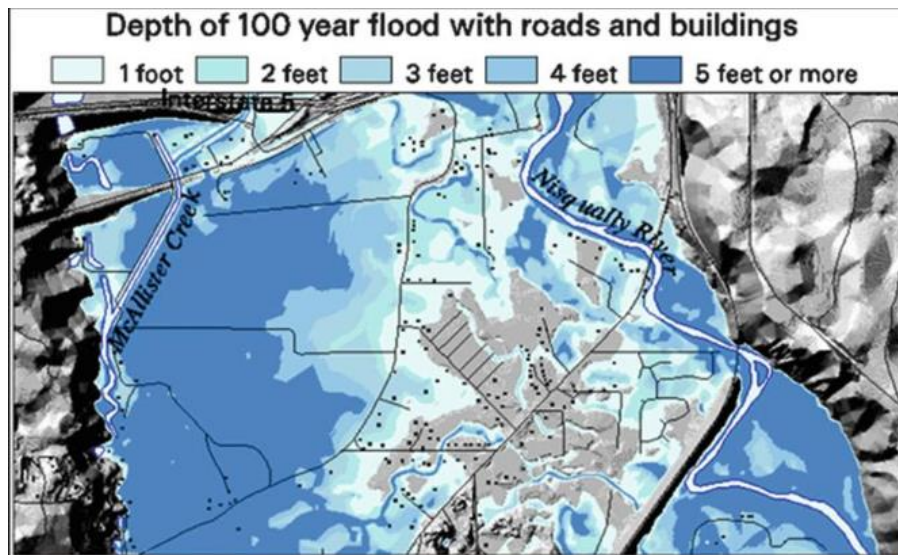


Figura 33. Mapa de profundidades de inundación

Fuente: “Modern Water Resources Engineering”, de Lawrence et al (USA) 2014

## 2.2.6. Medidas de protección ante inundaciones

Ante el peligro de inundación o como medida de prevención es necesario contar con soluciones que garanticen la protección de la población. En lo que respecta a medidas de protección se cuentan con medidas estructurales y medidas no estructurales.

### 2.2.6.1. Medidas estructurales

Estas comprenden la minimización del riesgo de inundación mediante el acondicionamiento del cauce de río, la construcción por ejemplo de estructuras de laminación como presas o reservorios y también mediante la construcción de estructuras de protección como muros de encauzamiento, enrocados de protección, gaviones.

### 2.2.6.2. Medidas no estructurales

Estas medidas contemplan la organización y coordinación de la población en planes de defensa civil, además de la ejecución de otras acciones que disminuyan la vulnerabilidad de las personas ante el riesgo de inundación. Dentro de las medidas aplicables se encuentran los mapas de riesgo, planes de alerta temprana, planes de evacuación, reordenamiento territorial, concientización de amenaza de inundación, entre otros. Es necesario precisar que estas medidas también pueden complementar las medidas estructurales, dando como resultado una minimización del peligro.

En la presente tesis se estimará el grado de peligro de inundación, la cual esta en función tanto de la intensidad (profundidad de agua, duración, velocidad) y la probabilidad de que este ocurra.

En lo correspondiente a la intensidad INDECI menciona que existen dos criterios para su evaluación siendo la primera para inundaciones estáticas en las cuales se considera el tirante de agua y la segunda es las inundaciones dinámicas en las cuales se utiliza el producto del tirante por la velocidad. [34]

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (H) (m) (inundaciones estáticas)	Profundidad x velocidad. del flujo (m <sup>2</sup> /s) (inundaciones dinámicas)
Muy alta	$H > 1.5 \text{ m}$	$H \cdot V > 1.5 \text{ m}$
Alta	$0.5 \text{ m} < H < 1.5 \text{ m}$	$0.5 \text{ m} < H \cdot V < 1.5 \text{ m}$
Media	$0.25 \text{ m} < H < 0.5 \text{ m}$	$0.25 \text{ m} < H \cdot V < 0.5 \text{ m}$
Baja	$< 0.25 \text{ m}$	$H \cdot V < 0.25 \text{ m}$

Tabla N° 09. Intensidades definidos para cada nivel de intensidad de inundación

Fuente: Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales, de INDECI (2011)

Considerando los rangos de la Tabla N°9, para un nivel de intensidad baja le corresponde valores desde 0 hasta 0.25, para una intensidad media le



corresponden valores entre 0.25 hasta 0.5, para intensidades altas se considera valores entre 0.5 hasta 0.75 y finalmente para intensidades muy altas se consideran valores desde 0.75 hasta 1.

Para obtener los niveles de frecuencia teniendo en cuenta el periodo de retorno, INDECI considera los periodos mostrados en la Tabla N°10. Los rangos para cada tipo de frecuencia son: para una frecuencia baja le corresponden valores desde 0 hasta 0.25; para una frecuencia media, valores de entre 0.25 hasta 0.5; en el caso de frecuencia alta, valores de entre 0.5 hasta 0.75 y finalmente para una frecuencia muy alta, le corresponden valores entre 0.75 hasta 1.

Niveles de intensidad	Período de retorno en años (Tr)
Muy alta	$1 < T < 5$ años
Alta	$5 < T < 15$ años
Media	$15 < T < 50$ años
Baja	$50 < T < 200$ años ó más

**Tabla N° 10. Intensidades definidas para cada nivel de frecuencia de inundación**

**Fuente: Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales, de INDECI (2011)**

Finalmente los niveles de peligro por inundación en una determinada área, son resultado de la relación entre la frecuencia y la intensidad, representándose como se muestra en la Tabla N°11. En la Tabla N° 12 se muestran los rangos de valores de peligrosidad para cada nivel.

<b>Intensidad</b>	<b>Muy Alta</b>	<b>Peligro Medio</b> 0,25	<b>Peligro Alto</b> 0,5	<b>Peligro Muy Alto</b> 0,75	<b>Peligro Muy Alto</b> 1
	<b>Alta</b>	<b>Peligro Bajo</b> 0,19	<b>Peligro Medio</b> 0,38	<b>Peligro Alto</b> 0,56	<b>Peligro Muy Alto</b> 0,75
	<b>Media</b>	<b>Peligro Bajo</b> 0,13	<b>Peligro Medio</b> 0,25	<b>Peligro Medio</b> 0,38	<b>Peligro Alto</b> 0,5
	<b>Baja</b>	<b>Peligro Bajo</b> 0,06	<b>Peligro Bajo</b> 0,13	<b>Peligro Bajo</b> 0,19	<b>Peligro Medio</b> 0,25
		<b>Baja</b>	<b>Medio</b>	<b>Alta</b>	<b>Muy Alto</b>
		<b>Frecuencia (años)</b>			

**Tabla N° 11. Matriz de peligro**

**Fuente: Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales, de INDECI (2011)**

<b>Nivel de Peligrosidad</b>		<b>Rangos</b>
<b>Peligro Muy Alto</b>		$0,75 < NP \leq 1$
<b>Peligro Alto</b>		$0,50 < NP \leq 0,75$
<b>Peligro Medio</b>		$0,25 < NP \leq 0,50$
<b>Peligro Bajo</b>		$0 < NP \leq 0,25$

NP = Nivel de Peligrosidad

**Tabla N° 12. Rangos de nivel de peligro**

**Fuente: Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales, de INDECI (2011)**

### III. HIPÓTESIS Y VARIABLES

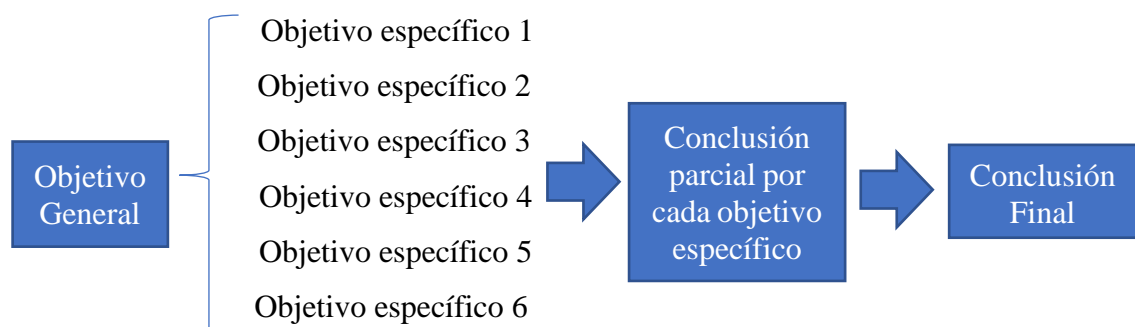
#### 3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Debido al tipo de estudio que se va a realizar, esta tesis es investigativa y descriptiva ya que tras describir las características hidrológicas de la cuenca y el comportamiento hidráulico del río se fundamenta la necesidad de un estudio de inundación.

Considerando su finalidad es aplicativa, debido a la recopilación de información relacionada al estudio para luego realizar los procedimientos correspondientes tanto para estudio hidrológico como hidráulico y concluir con el mapa de inundación cumpliendo los objetivos de la presente investigación.

#### 3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

En este diseño de investigación se contempla el siguiente esquema de trabajo:



#### 3.3. POBLACIÓN, MUESTRA, MUESTREO

##### 3.3.1. Unidad de estudio

La unidad de estudio es el análisis hidrológico e hidráulico de la zona a analizar.

##### 3.3.2. Población

La población es el área que abarca la cuenca del río La Leche - Pítipo

##### 3.3.3. Muestra

La muestra es el tramo del río La Leche comprendido entre el Centro Poblado Manchuria hasta el Centro Poblado Sandial que cruza el distrito de Pítipo.

### 3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Variable independiente:

- Condición extrema de máxima avenida

Variable dependiente:

- Comportamiento hidráulico del Rio La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria hasta el centro poblado Sandial correspondiente distrito de Pítipo.

VARIABLE	INDICADOR	INSTRUMENTO	UNIDAD
V. Independiente: Condición extrema de avenida	Parámetros Geomorfológicos	ArcGIS	-
	Precipitaciones Máximas en 24 hrs	SENAMHI	mm
	Periodo de Retorno	SENAMHI	años
	Caudal Máximo	SENAMHI	m <sup>3</sup> /s
V. Dependiente: Comportamiento hidráulico del rio La Leche en el tramo correspondiente al distrito de Pítipo	Topografía	DEM - NASA	m. s. n. m.
	Modelamiento Hidráulico	IBER	-
	Zonas Inundables	ArcGIS	m <sup>2</sup>
	Propuesta de Solución	RIVER	-

Tabla N° 13. Operacionalización de las variables

Fuente: Elaboración propia

### 3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

#### 3.5.1. Técnicas

- Topografía obtenida a través de DEM
- Datos meteorológicos e hidrológicos

#### 3.5.2. Instrumentos

- Topografía  
DEM obtenido del satélite Alos Palsar
- Datos meteorológicos e hidrológicos  
Registro de caudales del SENAMHI
- Programas de cómputo  
ArcGIS  
Excel

HEC-HMS

IBER

RIVER

### 3.6. PROCEDIMIENTOS

#### 3.6.1. Estudio topográfico

Este estudio debido a la coyuntura actual del país a causa del virus COVID-19, se obtendrá a través del uso de un modelo de elevación digital (DEM) recogido del satélite Alos, el cual proporcionará una información confiable para el desarrollo de esta investigación.

#### 3.6.2. Estudio hidrológico

Para encontrar una alternativa de solución al problema de inundación es necesario hallar su máximo caudal y así asegurar la alternativa elegida pueda trabajar de manera óptima, para ello se realizó el siguiente procedimiento:

- Delimitar la superficie de la cuenca del río La Leche, basándose en la información topográfica para poder hallar los parámetros geomorfológicos de la zona de estudio con ayuda del programa ArcGIS y hojas Excel, además de recopilar los datos hidrológicos de la cuenca en estudio para hallar sus parámetros hidrológicos utilizando el programa HEC-HMS.

#### 3.6.3. Estudio hidráulico

Para hallar la llanura de inundación y proponer medidas que solucionen el problema es necesario analizar el tramo del río con diferentes tiempos de retorno para lo cual se usará el programa IBER con los datos de caudales obtenidos del estudio hidrológico. Una vez obtenido la llanura de inundación se obtendrán las zonas en riesgo de inundación y se estimará el peligro del tramo en estudio.

### **3.7. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

#### **3.7.1. Parte I: Trabajos preliminares**

- Recopilación de información relacionada con la zona en estudio.
- Recopilación de información cartográfica, meteorológica, hidrológica de la cuenca.

#### **3.7.2. Parte II: Estudio hidrológico**

- Delimitación de cuencas y subcuencas
- Caracterización de la cuenca
- Análisis de datos de precipitación a través de distribuciones estadísticas indicadas en el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC.
- Cálculo de precipitación máxima en 24 horas para poder calcular precipitaciones máximas para tiempos de retorno de 100, 200 y 500 años.
- Elaboración de curvas IDF para obtener caudales de diseño para periodos de retorno de 100, 200 y 500 años.
- Uso del programa de modelamiento Hec-HMS

#### **3.7.3. Parte III: Simulación hidráulica**

- Uso de programa de modelado IBER, ingresando los datos topográficos de la zona en estudio y el caudal máximo
- Obtención de los tirantes de agua en las secciones del río.

#### **3.7.4. Parte IV: Presentación de resultados**

- Generación del mapa de inundación con los datos obtenidos anteriormente, haciendo uso del sistema de información geográfica ArcGis.
- Elaboración de un mapa de zonas en riesgo ante el desborde del río La Leche en el tramo de estudio y también la estimación del peligro de inundación.
- Realización de una propuesta de solución ante los desbordes del río La Leche

### 3.8. MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DISEÑO METODOLÓGICO	POBLACIÓN Y MUESTRA
¿Cuáles son los caudales máximos en el río La Leche, para un periodo de retorno de 100, 200 y 500 años que causarían inundación en el distrito de Pitipo?	<p><b>Objetivo general</b> Realizar el estudio de inundación y plasmarlo en un mapa de inundación que permita reconocer las zonas inundables a causa del desborde del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria hasta el centro poblado Sandial en el Distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque.</p> <p><b>Objetivos específicos</b> -Determinar de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río La Leche -Realizar el análisis hidrológico para obtener los caudales de diseño en el río La Leche mediante el uso del programa Hec-HMS para tiempos de retorno de 100, 200 y 500 años -Obtener la topografía de la zona de estudio mediante el DEM de la Nasa -Realizar el análisis hidráulico para obtener los tirantes en las secciones del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria al centro poblado Sandial mediante el uso del programa Iber -Realizar el mapa de inundación identificando las zonas que afectaría el desborde del río La Leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria al centro poblado Sandial utilizando el sistema de información geográfica ArcGis -Realizar una propuesta de solución en las zonas afectadas por inundación.</p>	Realizando el estudio hidrológico se podrá obtener los caudales máximos que podrían causar inundación en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria hasta el centro poblado Sandial y con el estudio hidráulico obtener tirantes en las diferentes secciones a lo largo del río, con este último dato junto con la topografía obtenida por un modelo de elevación digital (DEM) harán posible la generación de un mapa de inundación y localización de las zonas críticas del tramo en estudio.	<p><b>Variable independiente:</b> Condición extrema de avenida</p> <p><b>Indicadores</b> - Parámetros Geomorfológicos - Precipitaciones Máximas en 24 hrs - Periodo de Retorno - Caudal Máximo</p> <p><b>Variable dependiente:</b> Comportamiento hidráulico del Río la leche en el tramo comprendido desde el centro poblado Manchuria hasta el centro poblado Sandial correspondiente distrito de Pitipo.</p> <p><b>Indicadores</b> - Topografía - Modelamiento Hidráulico - Zonas Inundables - Propuesta de Solución</p>	<p><b>Tipo de estudio y diseño de contrastación de hipótesis</b> Debido al tipo de estudio que se va a realizar, esta tesis es investigativa y descriptiva ya que tras describir las características hidrológicas de la cuenca y el comportamiento hidráulico del río se fundamenta la necesidad de un estudio de inundación.</p>	<p><b>Unidad de estudio</b> La unidad de estudio es el análisis hidrológico e hidráulico de la zona a analizar.</p> <p><b>Población</b> La población es el área que abarca la cuenca del río La Leche - Pitipo</p> <p><b>Muestra</b> La muestra es el tramo del río La Leche comprendido entre el Centro Poblado Manchuria hasta el Centro Poblado Sandial que cruza el distrito de Pitipo.</p>
¿Cuáles son las zonas críticas inundables a causa del desborde del río La Leche en el tramo comprendido desde el Centro Poblado Manchuria hasta el Centro Poblado Sandial en el distrito de Pitipo?					

## IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 4.1. RESULTADO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 4.1.1. Delimitación de la cuenca La Leche

Para la ejecución de esta actividad se utilizaron las imágenes DEM de Alos Palsar, las cuales brindan datos de elevación del terreno con una resolución de 12.5 metros y que serán utilizadas por el programa ArcGIS Desktop 10.5 para lograr la delimitación.

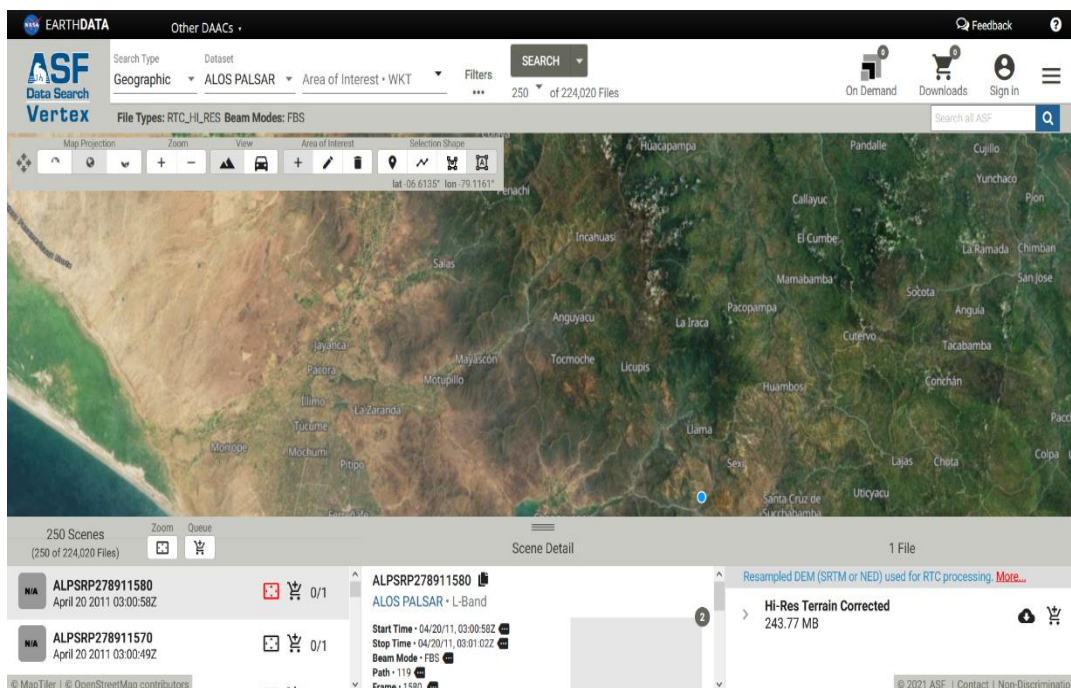
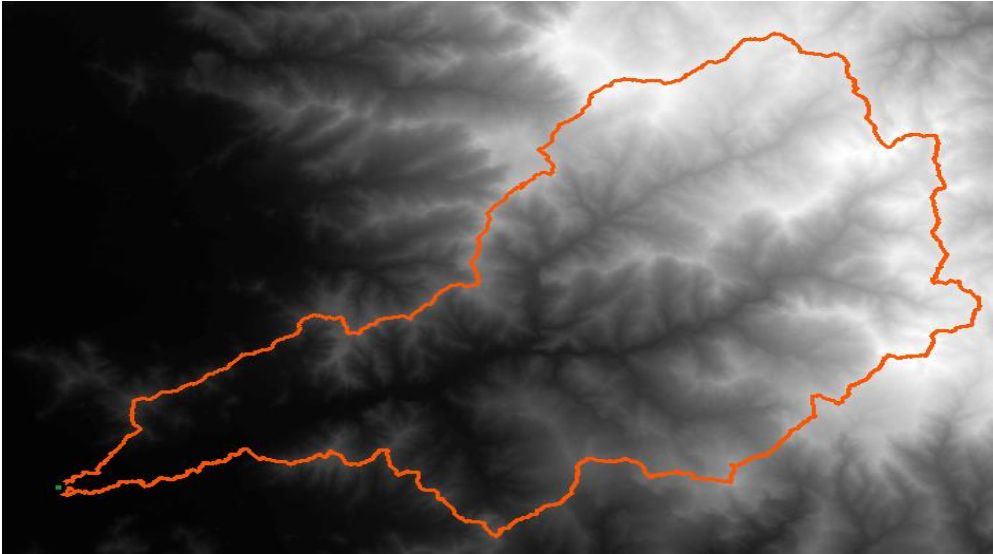


Figura 34. Centro de descarga del Modelo de Elevación Digital Alos Palsar

Fuente: <https://search.asf.alaska.edu/>

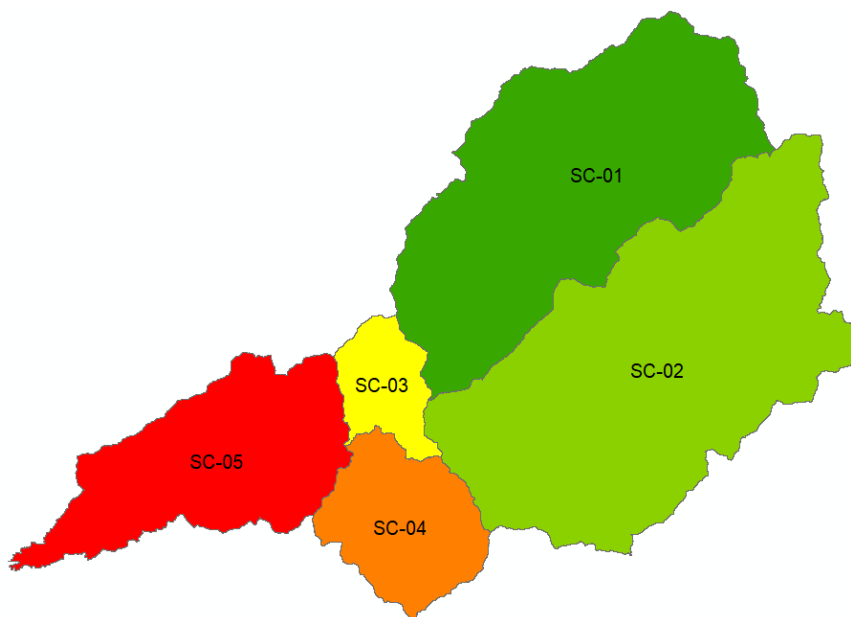
Con la extensión HEC – GeoHMS en ArcGIS, se delimitó la cuenca tomando como punto de aforo la coordenada en el sistema UTM WGS84 Este: 642593.75m, Norte: 9284677.26m; perteneciente al Centro Poblado El Sandial. En el proceso de delimitación se obtuvieron 5 subcuencas, las cuales se muestran en la Figura 36.





**Figura 35. Cuenca delimitada mediante ArcGIS Desktop 10.5**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 36. Subcuencas**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.1.2. **Parámetros geomorfológicos de la Subcuenca del Río La Leche**

Las características geomorfológicas obtenidas tanto de la cuenca delimitada por el área de interés como de las subcuencas, se hallaron teniendo como referencia los conceptos expuestos en las bases teóricas ubicadas dentro del capítulo II, tales como el área y perímetro de la cuenca,

longitud principal del cauce, elevación media, pendiente del cauce principal y de la cuenca, coeficiente de compacidad, índice de forma, orden de corriente de la cuenca y densidad de drenaje.

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS		UNIDAD DE MEDIDA	CUENCA LA LECHE
Área total de la cuenca		km <sup>2</sup>	1032.025
Perímetro de la cuenca		km	258.55
Longitud Máxima del Cauce		km	79.98
Rectángulo Equivalente	Lado Mayor	km	121.72
	Lado Menor	km	8.48
Índice de compacidad		-	2.27
Factor de forma		-	0.16
Altitud media de la cuenca		msnm	1842.75
Altitud de frecuencia media		msnm	101 - 200
Altitud máxima de la cuenca		msnm	4119.00
Altitud mínima de la cuenca		msnm	99.00
Pendiente media de la cuenca		m/m	0.42
Número de orden del río		-	5
Densidad de drenaje		ríos/km <sup>2</sup>	0.44
Pendiente media del río principal		m/m	0.012
Tiempo de concentración (Temez)		hr	14.80

**Tabla N° 14. Resumen de las características geomorfológicas de la Subcuenca**

**Fuente: Elaboración propia**

De la tabla anterior se puede resaltar que por el coeficiente de compacidad superior a 1, la cuenca tiene una torrencialidad alta; el factor de forma indica que es poco susceptible a avenidas en cuanto a la densidad de drenaje indica que es pobremente drenada lo cual se traduce en un mayor tiempo de escorrentía y la pendiente que presenta el río principal es suave.

N°	Subcuenca	Area (Km <sup>2</sup> )	Longitud del Cauce Principal (Km)	Perímetro de la cuenca (km)	Cota (msnm)		Desnivel (m)	Pendiente Cauce (m/m)	Pendiente Cuenca (m/m)
					Máxima	Minima			
1	S1	322.69	40.31	120.98	3832	381	3451	0.0856	0.4248
2	S2	410.860	41.78	139.00	4051	382	3669	0.0878	0.4608
3	S3	42.675	13.53	43.88	1856	251	1605	0.1186	0.4280
4	S4	89.785	17.39	56.43	1485	251	1234	0.0710	0.3365
5	S5	166.017	35.842	99.20	1554	99	1455	0.0406	0.3373

**Tabla N° 15. Resumen de las características morfológicas principales de las Subcuencas**

**Fuente: Elaboración propia**

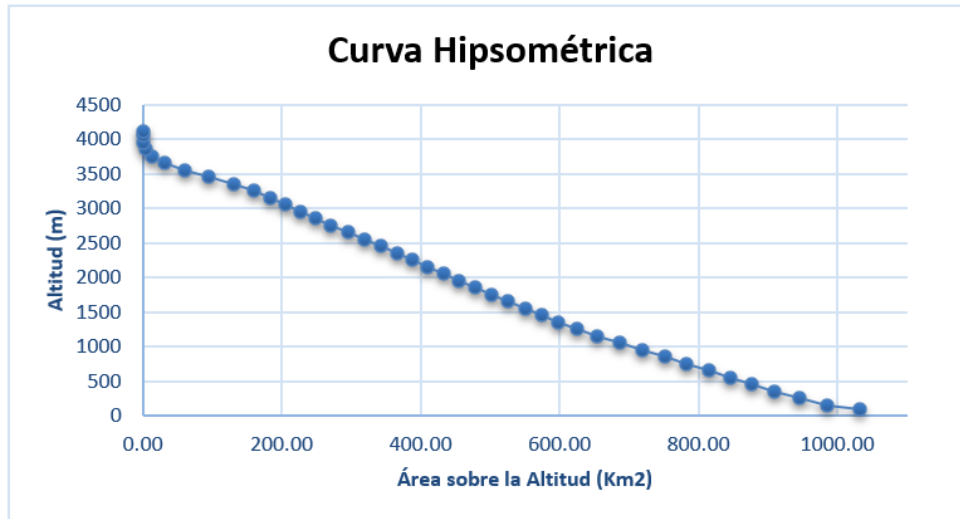
Para la elaboración de la Curva Hipsométrica y la gráfica de Frecuencia de Altitudes se hizo uso de la Tabla N° 16, en la cual se obtuvieron los datos del DEM y se procesaron en el programa ArcGIS. En lo que corresponde de la construcción de la Curva Hipsométrica visible en la Figura 37, se utilizaron los datos de altitud promedio vs el área acumulada sobre la altitud y en

cuanto a la construcción de la gráfica de Frecuencia de Altitudes visible en la Figura 38, se utilizó los intervalos de las cotas vs % del total.

Intervalos	Altura Promedio	Área parcial Km <sup>2</sup>	Área acumulada Km <sup>2</sup>	Área sobre la altitud	% del total sobre la altitud	% del total
99 - 100	99.5	0.41	0.41	1031.62	99.96	0.04%
101 - 200	150.5	47.11	47.51	984.51	95.40	4.56%
201 - 300	250.5	39.20	86.71	945.32	91.60	3.80%
301 - 400	350.5	35.71	122.42	909.61	88.14	3.46%
401 - 500	450.5	32.51	154.93	877.10	84.99	3.15%
501 - 600	550.5	31.61	186.54	845.49	81.93	3.06%
601 - 700	650.5	31.27	217.81	814.22	78.90	3.03%
701 - 800	750.5	31.34	249.15	782.88	75.86	3.04%
801 - 900	850.5	31.64	280.79	751.24	72.79	3.07%
901 - 1000	950.5	31.89	312.68	719.34	69.70	3.09%
1001 - 1100	1050.5	33.30	345.98	686.05	66.48	3.23%
1101 - 1200	1150.5	31.90	377.88	654.15	63.38	3.09%
1201 - 1300	1250.5	29.90	407.78	624.24	60.49	2.90%
1301 - 1400	1350.5	25.77	433.55	598.48	57.99	2.50%
1401 - 1500	1450.5	24.32	457.87	574.16	55.63	2.36%
1501 - 1600	1550.5	23.70	481.57	550.46	53.34	2.30%
1601 - 1700	1650.5	24.40	505.97	526.05	50.97	2.36%
1701 - 1800	1750.5	24.05	530.02	502.00	48.64	2.33%
1801 - 1900	1850.5	23.37	553.40	478.63	46.38	2.26%
1901 - 2000	1950.5	22.99	576.39	455.64	44.15	2.23%
2001 - 2100	2050.5	22.92	599.31	432.71	41.93	2.22%
2101 - 2200	2150.5	22.96	622.27	409.75	39.70	2.22%
2201 - 2300	2250.5	22.10	644.37	387.65	37.56	2.14%
2301 - 2400	2350.5	22.05	666.42	365.60	35.43	2.14%
2401 - 2500	2450.5	22.15	688.57	343.46	33.28	2.15%
2501 - 2600	2550.5	23.40	711.97	320.06	31.01	2.27%
2601 - 2700	2650.5	24.66	736.63	295.40	28.62	2.39%
2701 - 2800	2750.5	24.84	761.47	270.56	26.22	2.41%
2801 - 2900	2850.5	22.72	784.19	247.83	24.01	2.20%
2901 - 3000	2950.5	21.53	805.72	226.30	21.93	2.09%
3001 - 3100	3050.5	21.09	826.81	205.22	19.88	2.04%
3101 - 3200	3150.5	21.54	848.34	183.68	17.80	2.09%
3201 - 3300	3250.5	24.06	872.40	159.62	15.47	2.33%
3301 - 3400	3350.5	29.30	901.70	130.32	12.63	2.84%
3401 - 3500	3450.5	35.12	936.82	95.21	9.23	3.40%
3501 - 3600	3550.5	34.89	971.71	60.32	5.84	3.38%
3601 - 3700	3650.5	28.43	1000.14	31.89	3.09	2.75%
3701 - 3800	3750.5	17.85	1017.99	14.04	1.36	1.73%
3801 - 3900	3850.5	9.20	1027.19	4.84	0.47	0.89%
3901 - 4000	3950.5	4.20	1031.39	0.64	0.06	0.41%
4001 - 4100	4050.5	0.63	1032.02	0.00	0.00	0.06%
4101 - 4119	4110	0.00	1032.025	0.00	0.00	0.00%

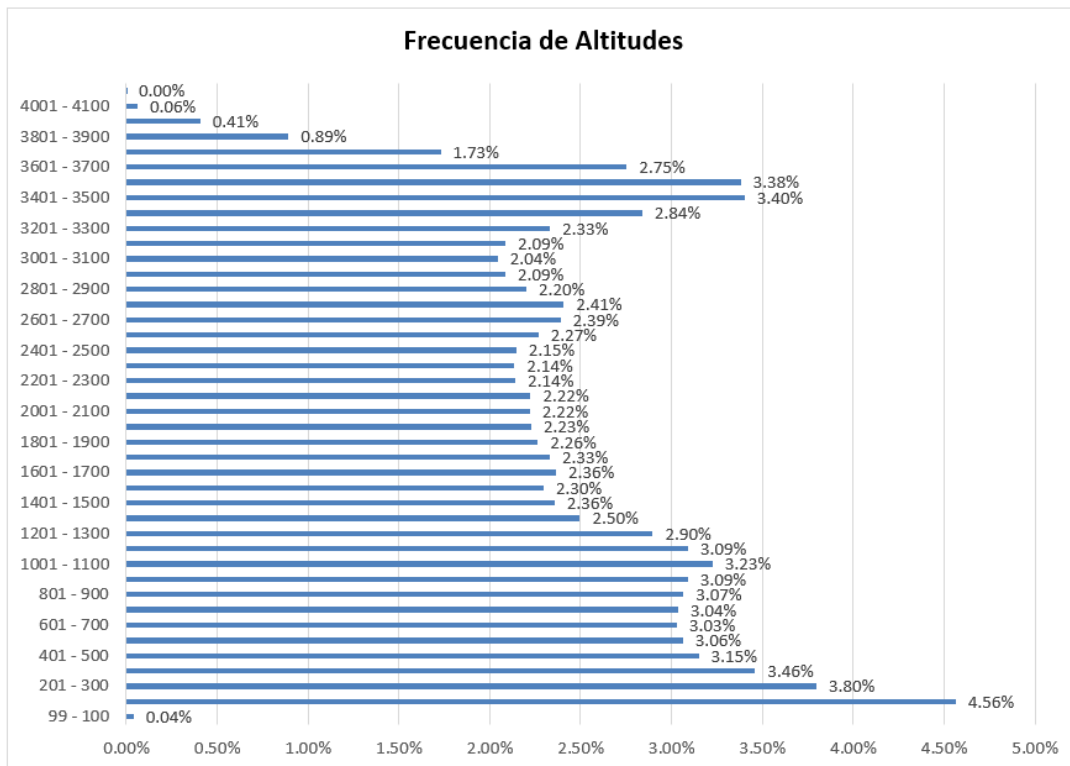
**Tabla N° 16. Tabla de atributos**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 37. Curva Hipsométrica**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 38. Frecuencia de Altitudes**

**Fuente: Elaboración propia**

En cuanto al cálculo de la elevación media, la cual se muestra en la Tabla N°17 es el resultado de dividir el producto de la altura promedio y el área parcial, entre el área total de la cuenca lo cual da como resultado una altura de 1842.75 m.s.n.m.

Cota inf. (m.s.n.m.)	Cota sup. (m.s.n.m.)	Altura Promedio (m.s.n.m.)	Área parcial Km <sup>2</sup>	Altura promedio * Área parcial
99	100	99.5	0.41	40.47
101	200	150.5	47.11	7089.42
201	300	250.5	39.20	9818.35
301	400	350.5	35.71	12517.23
401	500	450.5	32.51	14644.77
501	600	550.5	31.61	17400.36
601	700	650.5	31.27	20341.34
701	800	750.5	31.34	23520.20
801	900	850.5	31.64	26913.28
901	1000	950.5	31.89	30311.89
1001	1100	1050.5	33.30	34978.53
1101	1200	1150.5	31.90	36702.03
1201	1300	1250.5	29.90	37392.49
1301	1400	1350.5	25.77	34798.38
1401	1500	1450.5	24.32	35280.24
1501	1600	1550.5	23.70	36740.07
1601	1700	1650.5	24.40	40280.19
1701	1800	1750.5	24.05	42099.25
1801	1900	1850.5	23.37	43254.57
1901	2000	1950.5	22.99	44851.14
2001	2100	2050.5	22.92	47004.19
2101	2200	2150.5	22.96	49375.14
2201	2300	2250.5	22.10	49736.05
2301	2400	2350.5	22.05	51823.38
2401	2500	2450.5	22.15	54274.36
2501	2600	2550.5	23.40	59681.30
2601	2700	2650.5	24.66	65352.63
2701	2800	2750.5	24.84	68335.31
2801	2900	2850.5	22.72	64769.60
2901	3000	2950.5	21.53	63520.12
3001	3100	3050.5	21.09	64327.90
3101	3200	3150.5	21.54	67846.51
3201	3300	3250.5	24.06	78208.55
3301	3400	3350.5	29.30	98166.51
3401	3500	3450.5	35.12	121170.24
3501	3600	3550.5	34.89	123872.51
3601	3700	3650.5	28.43	103770.60
3701	3800	3750.5	17.85	66948.18
3801	3900	3850.5	9.20	35439.64
3901	4000	3950.5	4.20	16581.61
4001	4100	4050.5	0.63	2568.90
4101	4119	4110	0.00	16.70
Total			1032.025	1901764.11
Elevación media (m.s.n.m.)				1842.75

**Tabla N° 17. Elevación media de la Cuenca La Leche**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.1.3. Análisis de datos de precipitación y prueba de bondad de ajuste

##### 4.1.3.1. Información Meteorológica

En lo concerniente a la información meteorológica se cuenta con información del SENAMHI de 5 estaciones meteorológicas las cuales se encuentran en la Tabla N° 18 y se utilizarán debido a su influencia en la cuenca.

Estaciones Pluviométricas					
N°	Estación	Altitud (m.s.n.m.)	Longitud	Latitud	Años de Registro
1	Cueva Blanca	3300	79° 24' 16.2"	6° 7' 52.68"	25
2	Incahuasi	3052	79° 19' 5"	6° 14' 2"	25
3	Jayanca	78	79° 46' 7.29"	6° 19' 53.73"	25
4	Puchaca	800	79° 28' 1"	6° 21' 1"	25
5	Tocmoche	1435	79° 21' 21"	6° 24' 29"	25

**Tabla N° 18. Datos de Estaciones Pluviométricas**

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.3.2. Análisis de Precipitación y Prueba de bondad de ajuste

En cuanto al procesamiento de los datos de precipitación, se comenzó con la identificación y completamiento de datos faltantes. Posteriormente se obtuvieron las máximas precipitaciones en 24 horas para cada estación, para luego realizar la prueba de datos dudosos por el método Water Resources Council en cada estación, logrando como resultado lo contenido en la Tabla N° 19. En los anexos se encuentra la prueba de datos dudosos realizado en cada estación.

AÑO	Precipitaciones Máximas en 24 horas				
	ESTACIÓN CUEVA BLANCA	ESTACIÓN TOCMOCHE	ESTACIÓN JAYANCA	ESTACIÓN INCAHUASI	ESTACIÓN PUCHACA
1996	30	32	7.7	21.6	4.3
1997	35.3	85	16.3	26.2	10.1
1998	32	100	96.3	40.6	63.5
1999	33.9	50	39.5	38.5	25.6
2000	28.6	110	12.4	43.5	14.6
2001	34.6	78	94	33	128.3
2002	41.8	68	52.1	38.8	74.7
2003	26.8	53	29.9	26.7	40.3
2004	26.4	110	79.2	26.4	73.5
2005	30.4	36	9.4	22.1	41.5
2006	47.4	47.3	45.1	51.6	77.4
2007	41.1	33	2.4	29.1	10.8
2008	51.7	192	52.2	55.8	45.8
2009	51.8	57	18	45.6	55.2
2010	39.8	65.8	57.4	53.8	38.2
2011	41.1	42.5	9.1	31.1	20.6
2012	32.9	67.5	68	25	60.4
2013	40.2	62	9.8	34.6	30.9
2014	45.4	59.6	5.6	40.2	10.8
2015	45.8	91.8	38.3	48.8	24.8
2016	39.8	44	11.5	46.6	22.4
2017	45	95.2	120.8	58	148.1
2018	40.7	20	5.1	38.7	11.3
2019	50.7	81.3	70.5	53.3	66.1
2020	28.5	24.8	8.8	48.2	19

**Tabla N° 19. Precipitaciones máximas en 24 hrs**

Fuente: Elaboración propia

Tras efectuar la prueba de datos dudosos y corregir los valores fuera de los parámetros permisibles por el método, se procedió a utilizar las distribuciones de las probabilidades para lo cual se usó el programa Hidrognomon, el cual también permite realizar la prueba de bondad de ajuste de Kolmogórov-Smirnov para el análisis de cada estación pluviométrica, los resultados se muestran en la Tabla N° 20 y en la Figura 39 el ajuste de la estación Cueva Blanca. Las gráficas de las demás estaciones se encuentran en anexos..

Distribuciones Probabilísticas	Estaciones Pluviométricas				
	Cueva Blanca	Incahuasi	Jayanca	Puchaca	Tocmoche
	DMax	DMax	DMax	DMax	DMax
EV1-Max (Gumbel)	0.174620	0.13321	0.16333	0.09158	0.04763
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	0.170010	0.12633	0.15522	0.09393	0.04768
EV1-Min (Gumbel)	0.137890	0.10682	0.23217	0.1829	0.18836
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	0.128650	0.09536	0.22763	0.18323	0.18841
Gamma	0.131380	0.10695	0.15979	0.05866	0.04981
Log Pearson III	0.141680	0.13435	0.14451	0.09849	0.04433
LogNormal	0.144540	0.11966	0.24952	0.13529	0.04376
Normal	0.105420	0.09707	0.18691	0.12415	0.11792
Normal (L-Moments)	0.103190	0.08758	0.18951	0.13386	0.11808
Pearson III	0.105420	0.09707	0.15684	0.06643	0.06929

Valor Máximo de D



Tabla N° 20. Prueba de bondad de ajuste Smirnov-Kolmogorov

Fuente: Elaboración propia

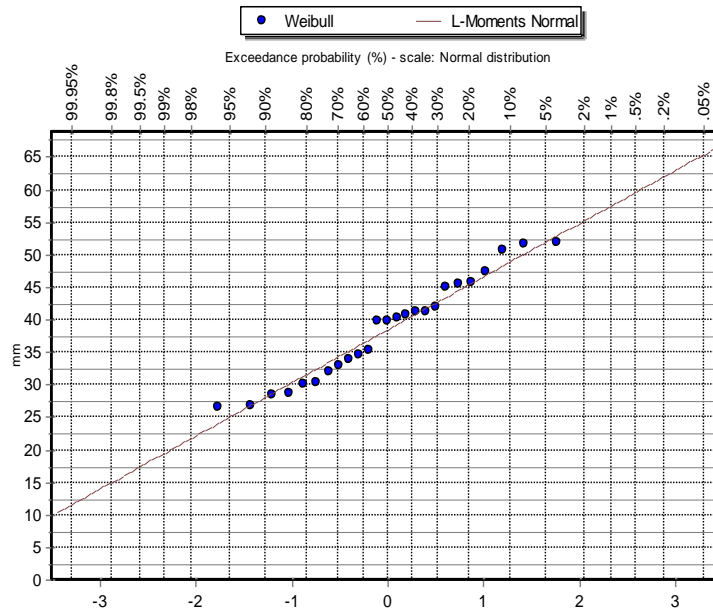


Figura 39. Ajuste de la estación Cueva Blanca a la distribución Normal (L – moments)

Fuente: Hidrognomon

Después de encontrar la distribución que mejor se ajusta a cada estación, se determinó la precipitación máxima en 24 horas en el programa Hidrognomon para los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200 y 500 años. y puesto a que en el programa HEC-HMS se agregará el hietograma de precipitación por subcuenca, se determinó mediante los Polígonos de Thiessen, la influencia de cada estación en cada subcuenca, obteniéndose la precipitación máxima en 24 horas en los diversos tiempos de retorno, lo cual se ve reflejado en la Tabla N° 21.

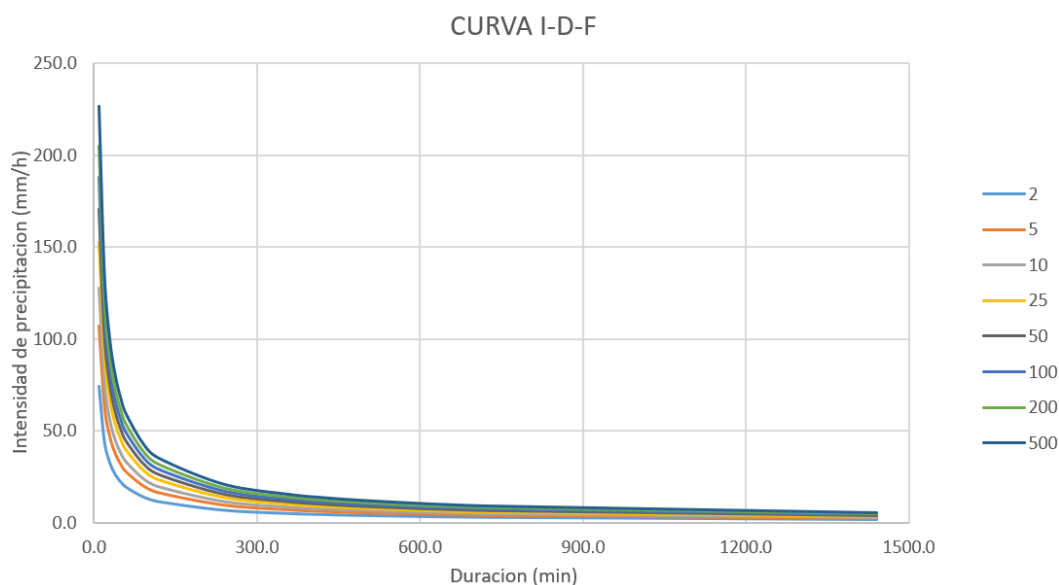
Subcuenca	Tiempo de retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
SC-01	42.85	61.71	73.67	88.15	98.49	108.46	118.16	130.65
SC-02	57.23	84.42	103.13	127.48	146.13	165.21	184.82	211.75
SC-03	40.00	78.08	104.96	139.32	164.76	189.87	214.75	247.34
SC-04	46.35	83.89	110.48	144.82	170.58	196.33	222.16	256.55
SC-05	36.08	74.85	106.84	155.84	200.12	252.79	316.23	421.70

**Tabla N° 21. Precipitación máx. en 24 horas por Subcuenca vs tiempo de retorno**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.1.4. Obtención de Curvas I-D-F por el método Dyck Peschke

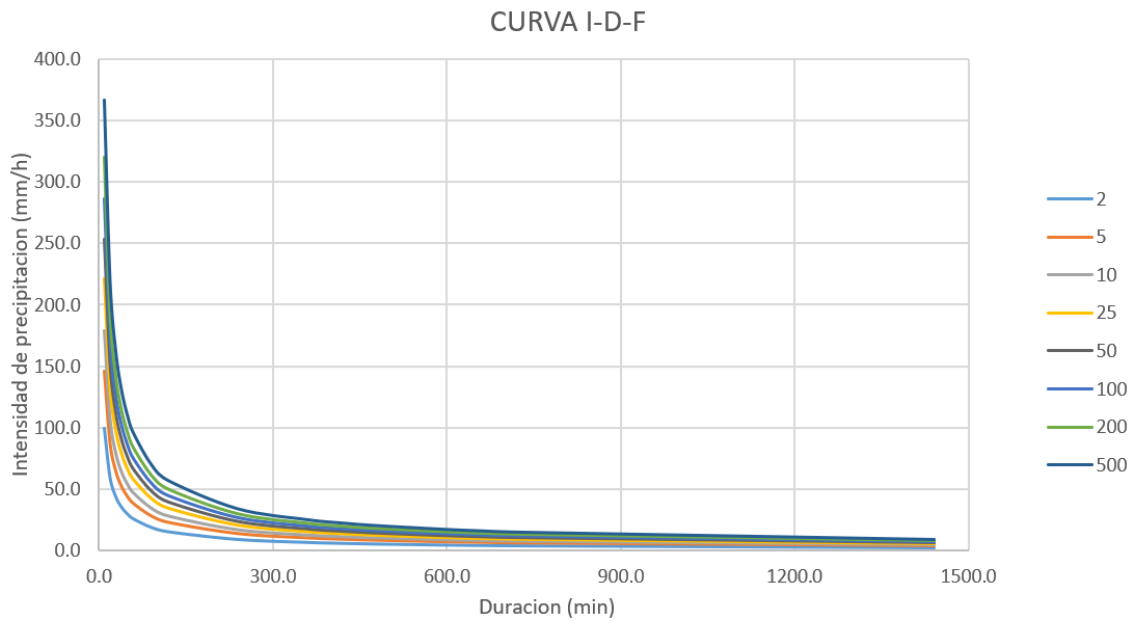
Con la información pluviométrica con la que se cuenta, que en este caso son las precipitaciones máximas obtenidas en 24 horas, la intensidad de lluvia se estimará mediante el método de Dyck Peschke. A continuación, se muestran las curvas I-D-F para cada subcuenca en las Figuras del 40 al 44.



**Figura 40. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC-01**

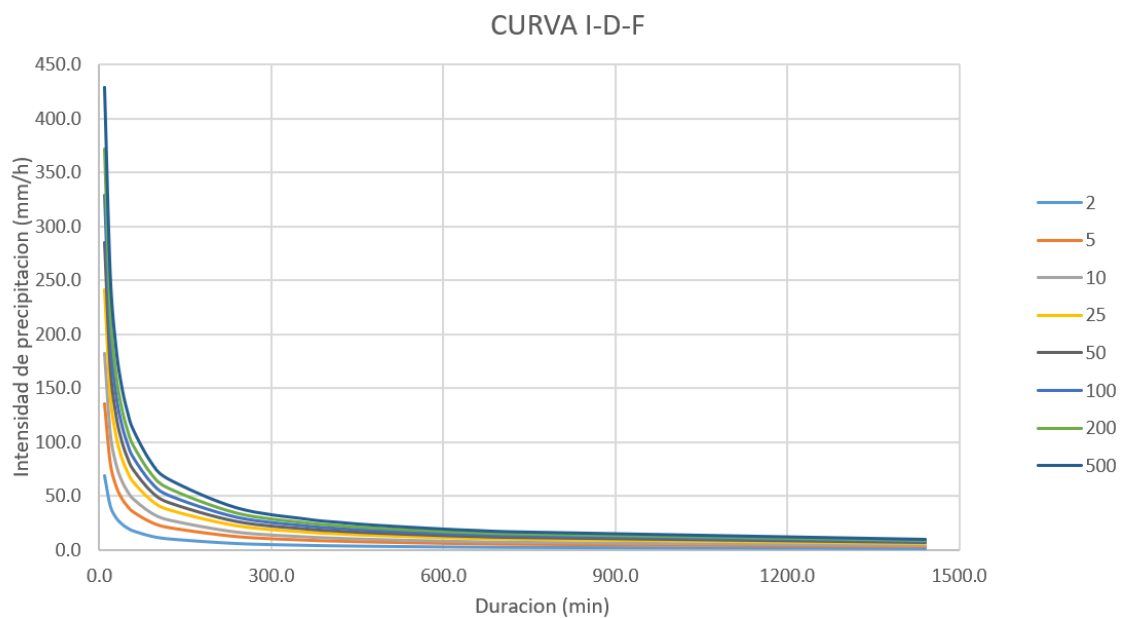
**Fuente: Elaboración propia**





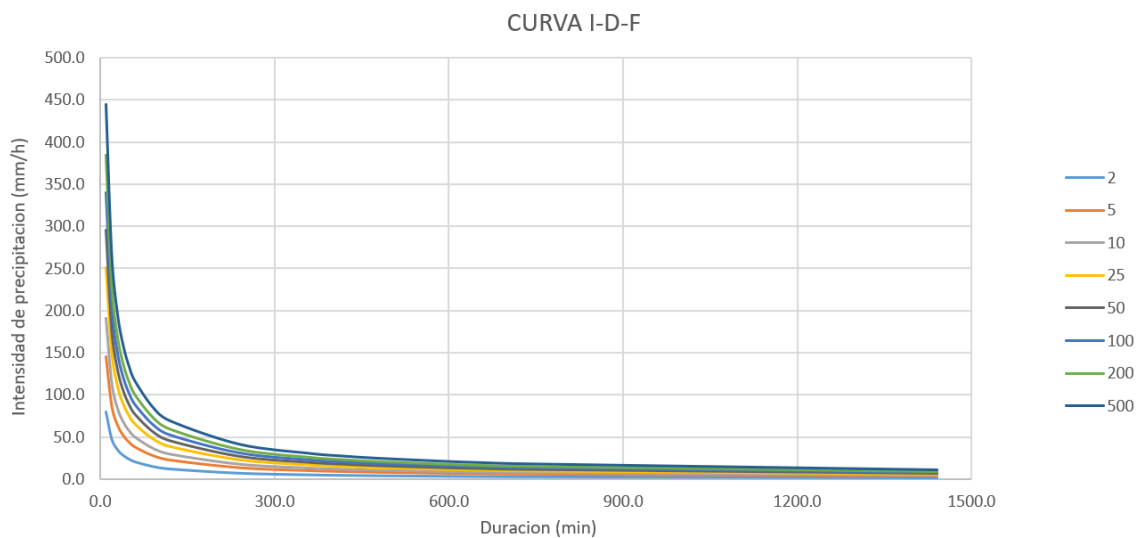
**Figura 41. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC-02**

**Fuente: Elaboración propia**



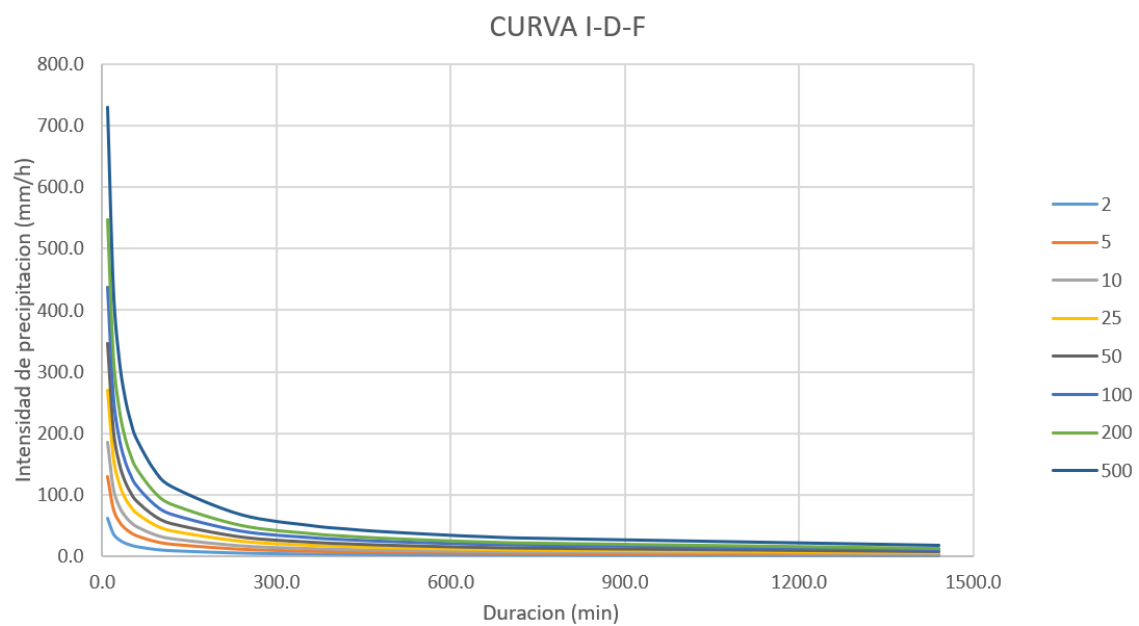
**Figura 42. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC-03**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 43. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC-04**

**Fuente: Elaboración propia**

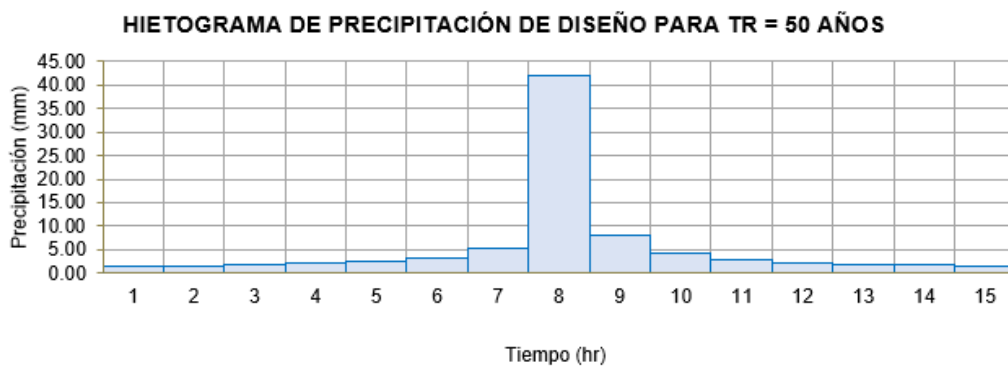


**Figura 44. Curva I-D-F para una duración de tormenta de 24 horas en la subcuenca SC-05**

**Fuente: Elaboración propia**

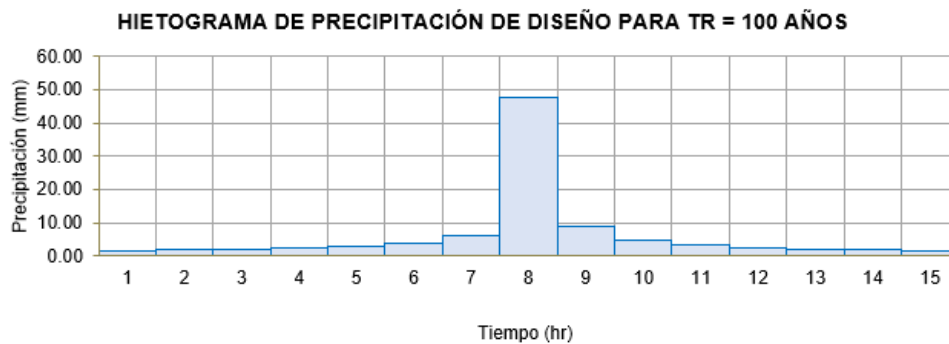
#### 4.1.5. Hietograma de Diseño por método del bloque alterno

Teniendo en cuenta las curvas I-D-F, se procede a construir los hietogramas de diseño para los diversos tiempos de retorno mediante el método de bloque alterno. Dichos hietogramas de precipitación servirán como dato de entrada para el modelado hidrológico en el programa HEC-HMS y darán como resultados los caudales de diseño. En las figuras del 45 al 48 se muestran los hietogramas de diseño para la Subcuenca SC-01 y el resumen en la Tabla N°22, los de las demás subcuencas se muestran en los Anexos.



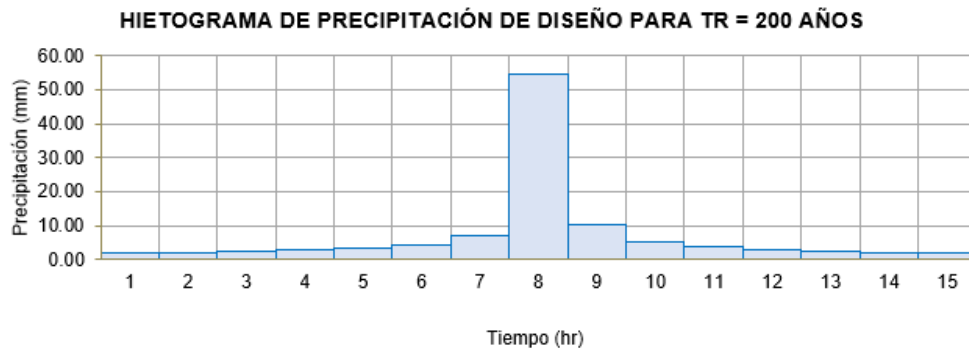
**Figura 45. Hietograma de diseño para un TR de 50 años de la subcuenca SC-01**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 46. Hietograma de diseño para un TR de 100 años de la subcuenca SC-01**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 47. Hietograma de diseño para un TR de 200 años de la subcuenca SC-01**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 48. Hietograma de diseño para un TR de 500 años de la subcuenca SC-01**

**Fuente: Elaboración propia**

S1								
Duración	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años
60	0.76	0.91	1.04	1.23	1.41	1.61	1.84	2.19
120	0.85	1.01	1.16	1.38	1.58	1.80	2.06	2.45
180	0.97	1.16	1.32	1.57	1.80	2.05	2.34	2.79
240	1.14	1.36	1.55	1.84	2.11	2.40	2.75	3.27
300	1.39	1.66	1.89	2.26	2.58	2.94	3.36	4.00
360	1.84	2.19	2.50	2.98	3.40	3.88	4.43	5.28
420	2.87	3.42	3.91	4.66	5.32	6.07	6.93	8.26
480	22.62	26.96	30.79	36.69	41.90	47.85	54.64	65.12
540	4.28	5.10	5.83	6.94	7.93	9.05	10.34	12.32
600	2.22	2.65	3.02	3.60	4.11	4.70	5.36	6.39
660	1.58	1.88	2.15	2.56	2.92	3.34	3.81	4.54
720	1.25	1.49	1.70	2.03	2.31	2.64	3.02	3.60
780	1.05	1.25	1.42	1.70	1.94	2.21	2.53	3.01
840	0.91	1.08	1.23	1.47	1.68	1.92	2.19	2.61
900	0.80	0.96	1.09	1.30	1.49	1.70	1.94	2.31

**Tabla N° 22. Hietograma de diseño para los diferentes tiempos de retorno para la subcuenca SC-01**

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.6. Estimación de los caudales máximos

El cálculo de caudal máximo se realizó mediante la aplicación del modelo hidrológico HEC-HMS, tomando en cuenta para el procedimiento de cálculo el método SCS, el cual utiliza el número de curva que considera las características de la zona de estudio. El modelamiento se realizará en base a los hietogramas de diseño anteriormente calculados y para los tiempos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.

##### 4.1.6.1. Parámetros del modelo

###### a) Número de Curva y Abstracción inicial

Para la obtención del Número de Curva (CN), se tomó como referencia el mapa de número de curva de la Autoridad Nacional del Agua (ANA), el cual brinda rangos del CN tanto para condiciones secas, normales y húmedas. En la Figura 49, se muestra el mapa de CN para las Subcuencas del río La Leche.

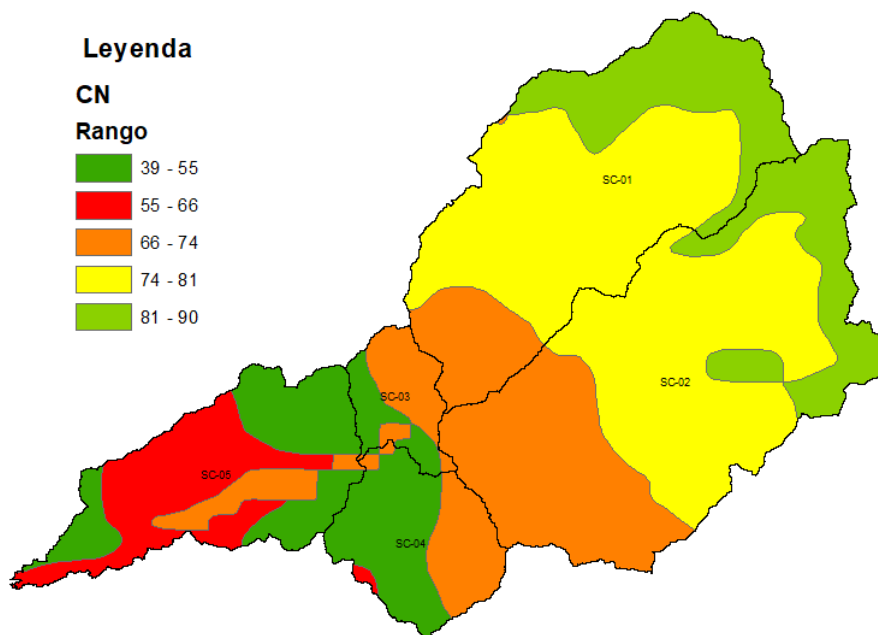


Figura 49. Número de curva de las Subcuencas

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 23, se muestran los valores de curva promedio calculados para cada subcuenca, así como también la abstracción inicial y áreas de las subcuencas.

Subcuenca	Área (Km <sup>2</sup> )	Número de Curva	Abstracción Inicial (mm)
SC-01	322.69	79	13.50
SC-02	410.86	77	15.17
SC-03	42.67	61	32.48
SC-04	89.79	56	39.91
SC-05	166.02	56	39.91

**Tabla N° 23. Número de curva y Abstracción inicial de las subcuencas**

**Fuente: Elaboración propia**

### **b) Tiempo de concentración y tiempo de retardo**

El tiempo de concentración ( $t_c$ ) se obtuvo a partir de las fórmulas presentadas en la Tabla N° 4, de manera específica con las fórmulas de Témez, Giandotti y California Culvert Practice; debido a que las características de la cuenca se ajustan al rango de aplicación de estas. Es necesario especificar que para las cuencas SC-01, SC-02 y SC-05, se utilizó la fórmula de Témez debido al gran área con la que cuentan y para las subcuencas restantes se usó un promedio de las ya mencionadas. En la Tabla N°24, se muestran los resultados del cálculo de tiempo de concentración y tiempo de retardo ( $t_r$ ), este último se obtuvo del producto de  $0.6*t_c$ .

Subcuenca	Tc (min)	Tr (min)
S1	476.61	285.97
S2	487.43	292.46
S3	116.53	69.92
S4	165.57	99.34
S5	502.34	301.40

**Tabla N° 24. Tiempo de concentración y de retardo para las subcuencas**

**Fuente: Elaboración propia**

### **c) Calibración del modelo**

Debido a que se tiene datos hidrométricos de la estación Puchaca, estos extraídos del estudio realizado por el ANA en el año 1999 sobre la Delimitación de faja marginal del río La Leche, los datos fueron procesados y ajustados a la distribución probabilística LogPearson III, obteniendo los caudales para tiempo de retorno de 50, 100, 200 y 500 años

los cuales se muestran en la Tabla N° 25 y se utilizarán para la calibración del modelo hidrológico debiendo tener un margen de error de  $\pm 5\%$ .

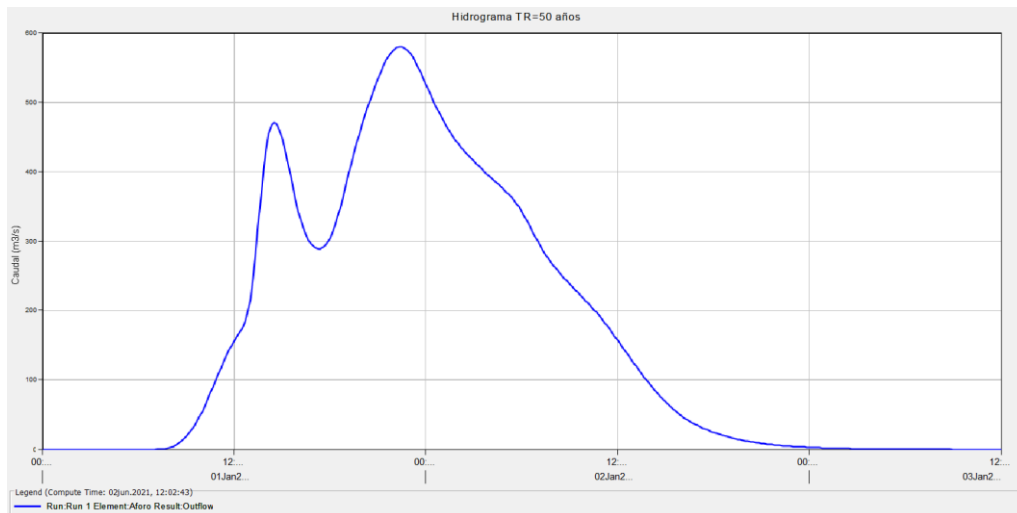
Tiempo de retorno	Observado	Modelado	% Error	Validación
	Puchaca Q (m <sup>3</sup> /s)	Puchaca Q (m <sup>3</sup> /s)		
50	354.021	370.4	4.63	Válido
100	534.417	560.8	4.94	Válido
200	802.179	816.7	1.81	Válido
500	1363.16	1296	4.93	Válido

**Tabla N° 25. Calibración del modelo hidrológico**

**Fuente: Elaboración propia**

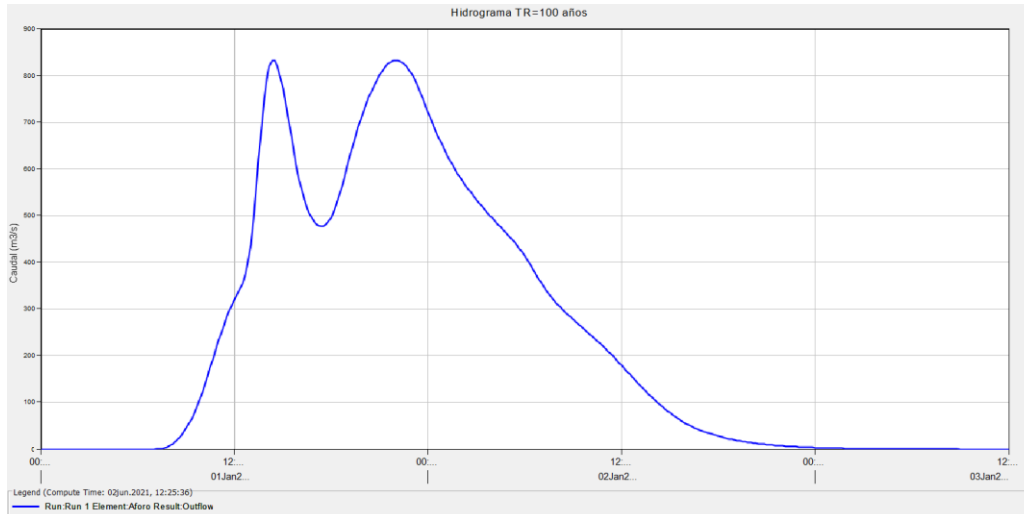
#### **d) Resultados**

Después de realizar el modelamiento hidrológico para los tiempos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años; se obtuvieron los caudales de diseño de 579.6 m<sup>3</sup>/s, 832.3 m<sup>3</sup>/s, 1379.1 m<sup>3</sup>/s y 2525.3 m<sup>3</sup>/s respectivamente. En las Figuras 50 al 53, se muestran los hidrogramas de caudal para los tiempos de retorno mencionados.



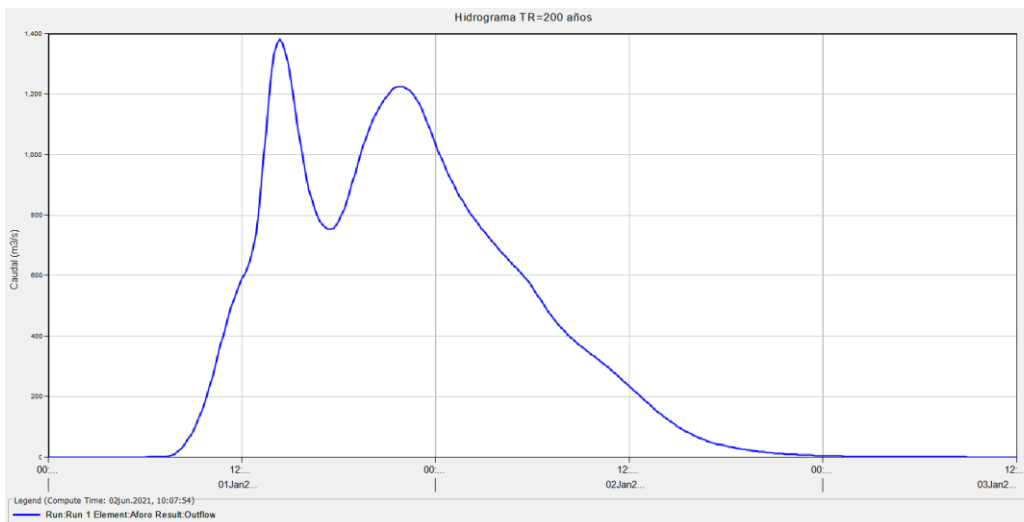
**Figura 50. Hidrograma de caudales para un TR de 50 años**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 51. Hidrograma de caudales para un TR de 100 años**

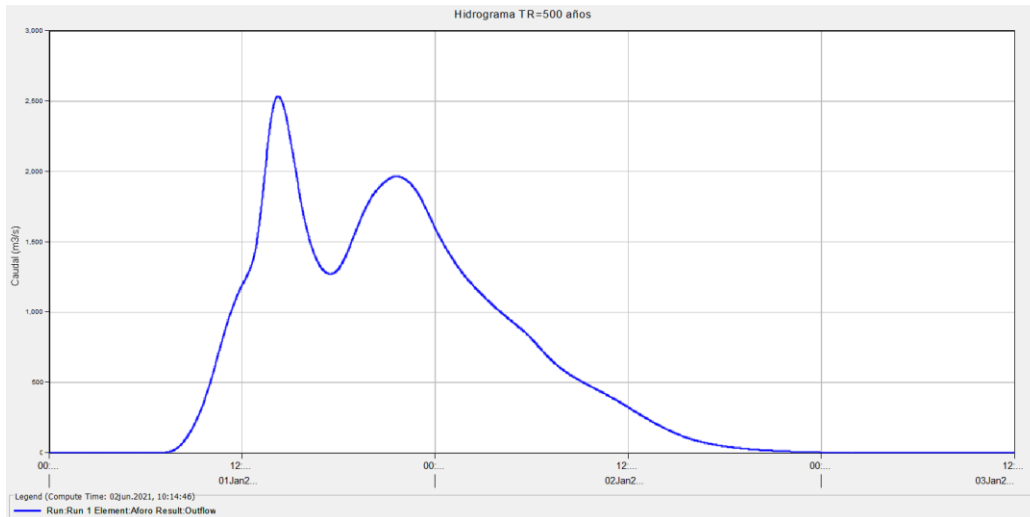
**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 52. Hidrograma de caudales para un TR de 200 años**

**Fuente: Elaboración propia**





**Figura 53. Hidrograma de caudales para un TR de 500 años**

**Fuente: Elaboración propia**

## 4.2. RESULTADO DEL ESTUDIO HIDRÁULICO

Teniendo los datos de los caudales de diseño, se comienza a procesar esta información para el modelado hidráulico, tal como se tratará a continuación:

### 4.2.1. Modelamiento hidráulico del tramo en estudio del río La Leche

El modelamiento en IBER 2D versión 2.5.2 consta de 2 partes, primero está el pre - proceso donde se agregan los datos para el modelamiento y el segundo es el post - proceso, el cual es donde se refleja los resultados.

#### 4.2.1.1. Pre – Proceso

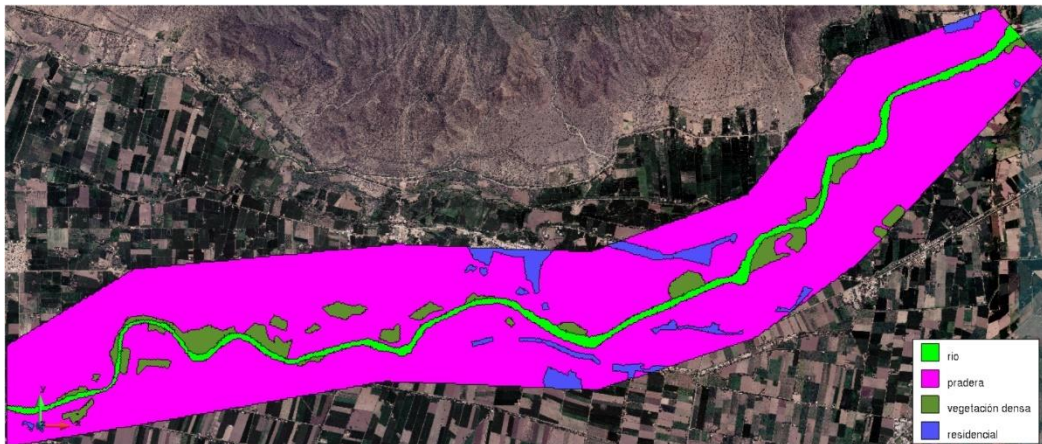
- Como primer paso en esta etapa se agregó la ortofoto de la zona de estudio extraído de SAS Planet, posteriormente se añadió la malla RTIN, la cual se obtuvo al convertir el DEM que estaba en formato ráster en un formato ASCII en el programa ArcGIS. Se consideró importar el archivo ASCII con un tamaño de malla como máximo con un valor de 15 y como mínimo de 3. En la Figura 54 se muestra parte del proceso.



**Figura 54. Mallado RTIN en el programa IBER 2D**

**Fuente: Elaboración propia**

- Luego en un segundo paso se asignó de manera automática el coeficiente de rugosidad, el cual se exportó del ArcGIS en formato ASCII para su asignación, tal como se muestra en la siguiente figura. Teniendo en cuenta las rugosidades de Cowan para el cauce del río que resultó de 0.048 y las rugosidades por defecto en IBER para los demás elementos como pradera (0.05), vegetación densa (0.18) y residencial (0.15).



**Figura 55. Asignación automática de la rugosidad**

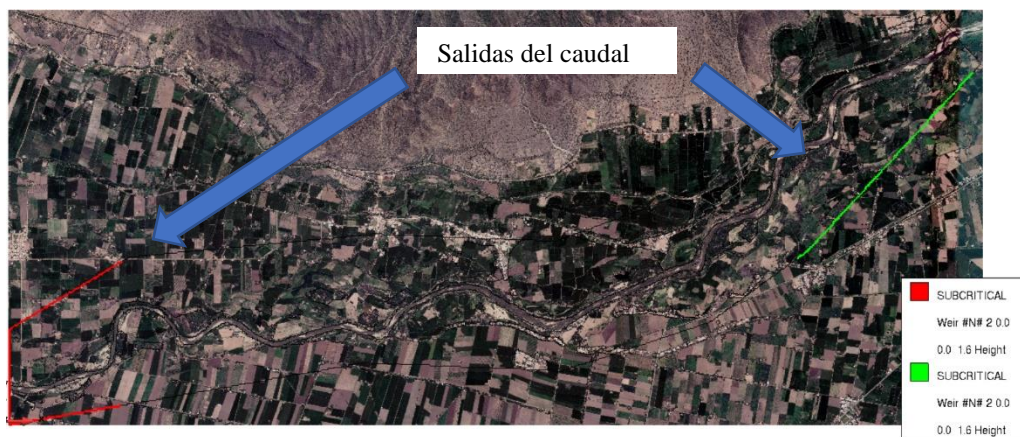
**Fuente: Elaboración propia**

- El tercer paso es agregar las condiciones hidrodinámicas, este contempla la asignación del caudal calculado a la entrada y también es necesario agregar el contorno de salida del caudal, tal como se muestra en la Figuras 56 y 57.



**Figura 56. Asignación de la entrada del caudal**

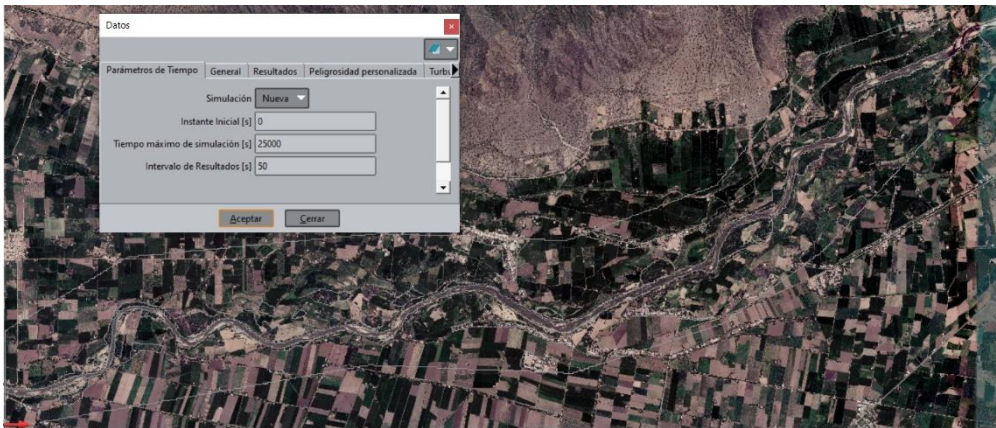
**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 57. Asignación de las salidas del caudal**

**Fuente: Elaboración propia**

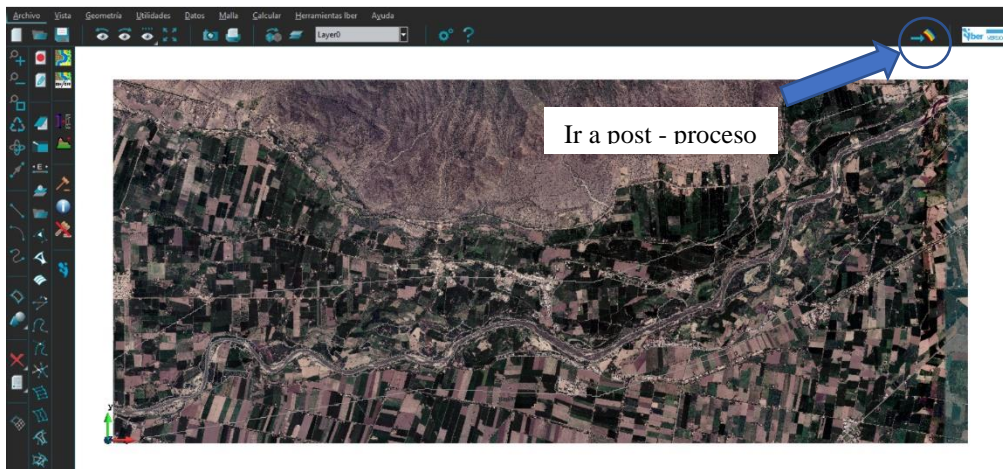
- Como cuarto paso se determinan los datos del problema, para lo cual se ajusta el tiempo de simulación y el paso de los resultados. En la Figura 58 se muestra la asignación de los datos para la simulación.



**Figura 58. Asignación de los datos del problema**

**Fuente: Elaboración propia**

- Finalmente se empieza el cálculo para la obtención de los resultados y al culminar el proceso, este programa nos llevará a la segunda etapa la cual es el post – proceso.



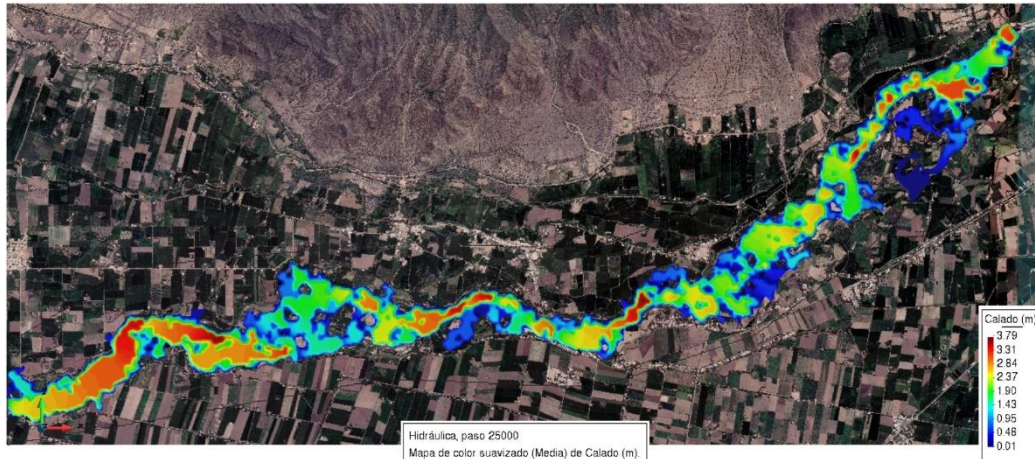
**Figura 59. Finalización del pre - proceso**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.2.1.2. Post – Proceso

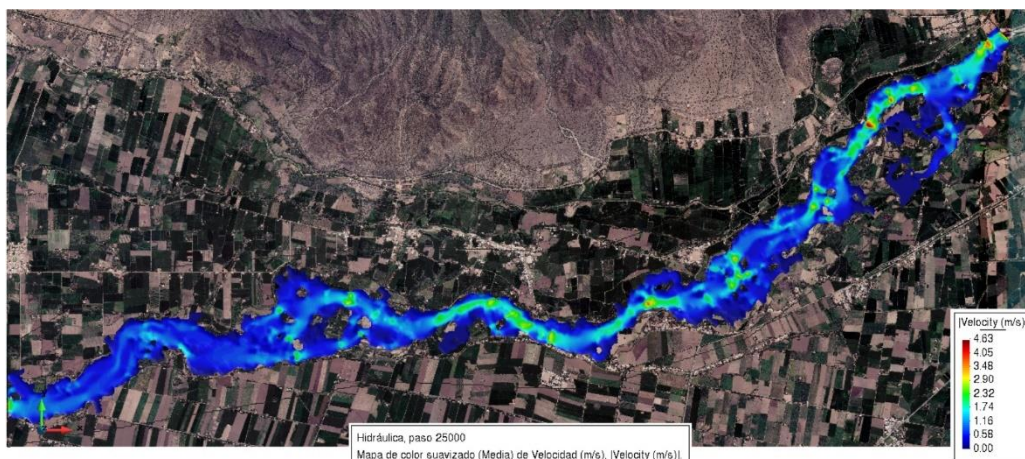
- En esta etapa podemos visualizar y analizar los resultados obtenidos del análisis hidráulico como los tirantes a lo largo del trayecto así como también en las secciones trazadas, velocidades, cotas de agua, froude; adicionalmente cuenta con otros análisis como el mapa de máximos, mapa de peligros, entre otros. En las Figuras 60 - 67 se muestran los resultados

del análisis hidráulico como tirantes y velocidades para el modelamiento hidráulico para los tiempos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años.



**Figura 60. Calado para un tiempo de retorno de 50 años**

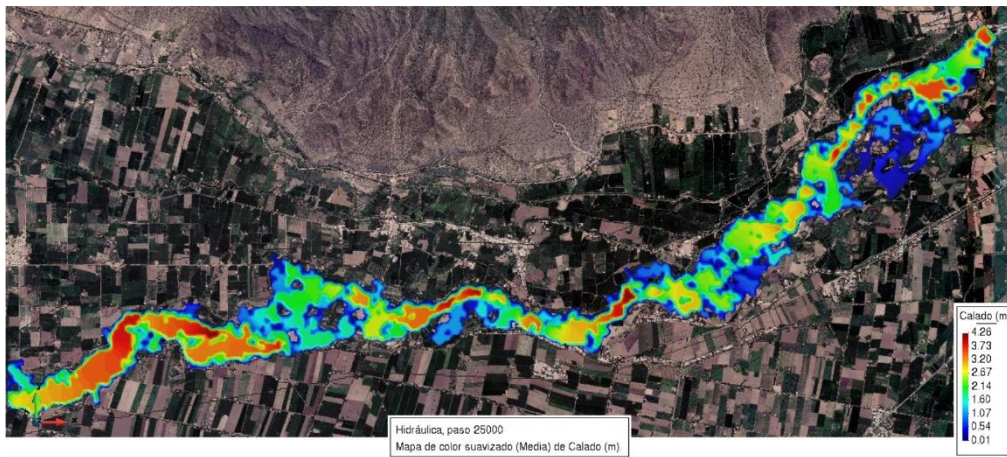
**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 61. Velocidades para un tiempo de retorno de 50 años**

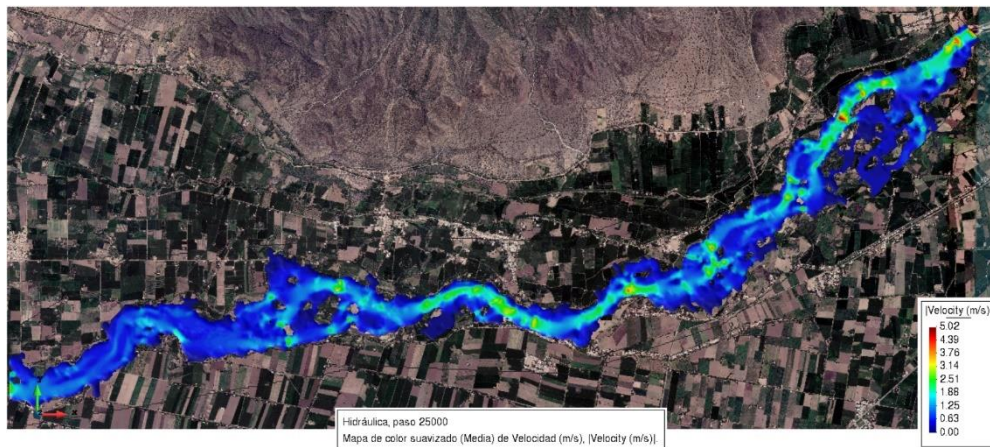
**Fuente: Elaboración propia**

Del análisis hidráulico modelado para un periodo de retorno de 50 años, se puede decir que el tirante máximo en el tramo de río será de 3.79 m, mientras que la velocidad máxima que presentará será de 4.63 m/s.



**Figura 62. Calado para un tiempo de retorno de 100 años**

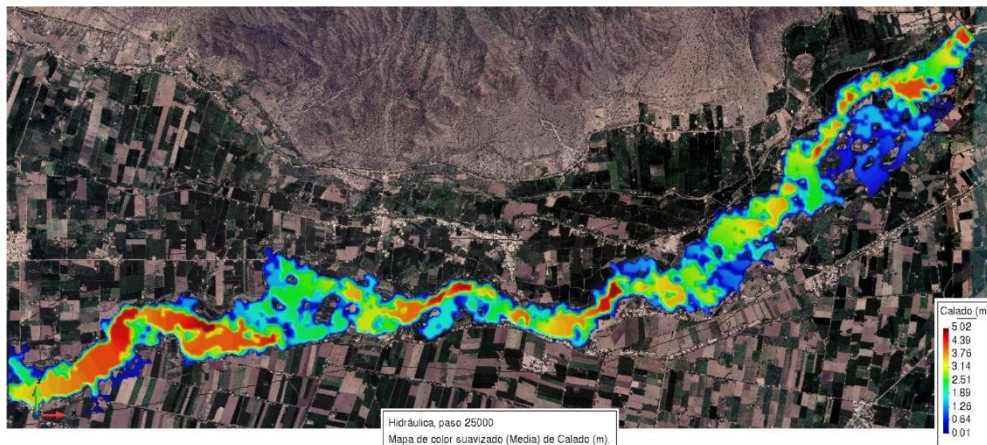
**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 63. Velocidades para un tiempo de retorno de 100 años**

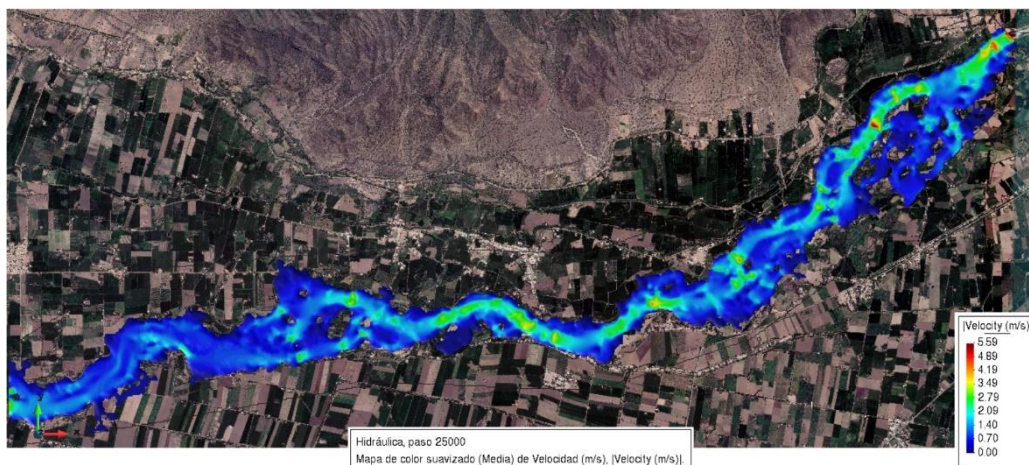
**Fuente: Elaboración propia**

En lo correspondiente al modelado para un periodo de retorno de 100 años, se puede decir que el tirante máximo en el tramo de río será de 4.26 m, mientras que la velocidad máxima que presentará será de 5.02 m/s.



**Figura 64. Calado para un tiempo de retorno de 200 años**

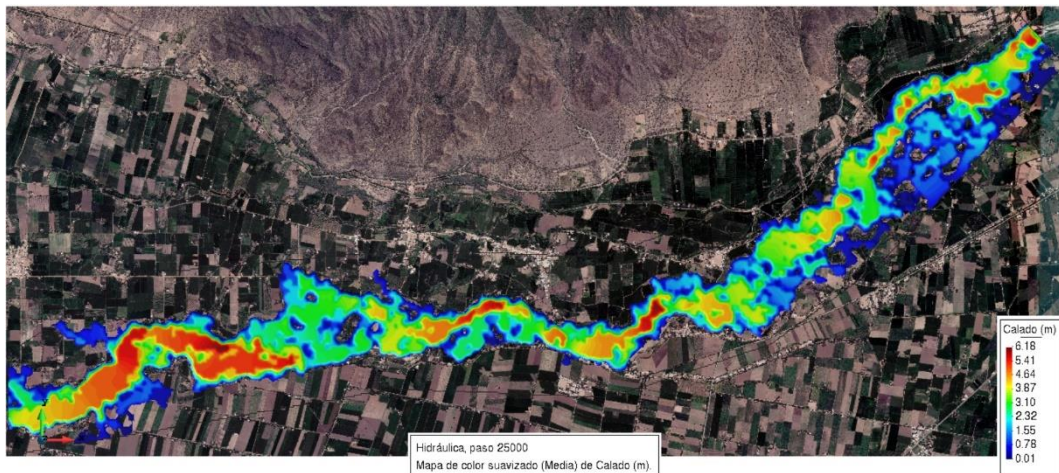
**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 65. Velocidades para un tiempo de retorno de 200 años**

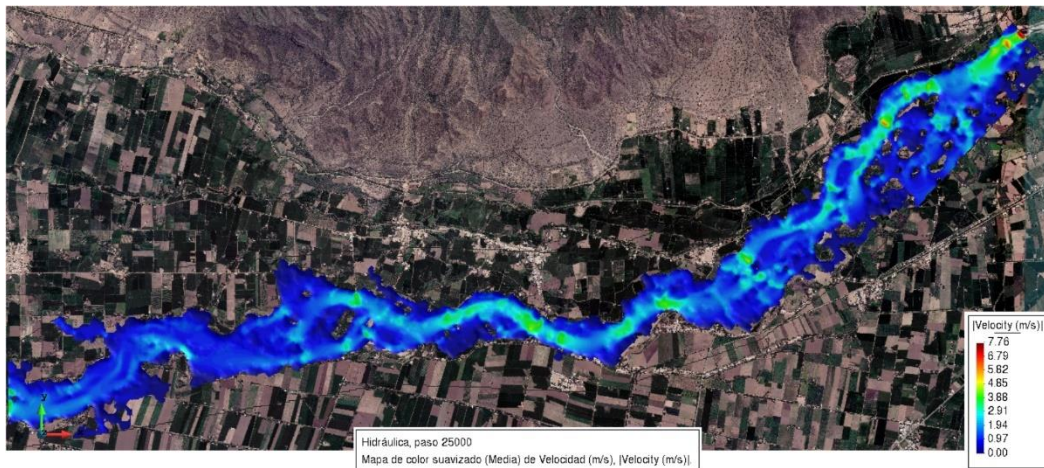
**Fuente: Elaboración propia**

En el caso del modelado para un periodo de retorno de 200 años, se puede decir que el tirante máximo en el tramo de río será de 5.02 m, mientras que la velocidad máxima que presentará será de 5.59 m/s.



**Figura 66. Calado para un tiempo de retorno de 500 años**

**Fuente: Elaboración propia**



**Figura 67. Velocidades para un tiempo de retorno de 500 años**

**Fuente: Elaboración propia**

Por último, en el caso del modelado para un periodo de retorno de 500 años, se puede decir que el tirante máximo en el tramo de río será de 6.18 m, mientras que la velocidad máxima que presentará será de 7.76 m/s.

- Los resultados pueden exportarse al ArcGIS para poder calcular el área inundable que como se ha visualizado en su mayoría son áreas de cultivo. En la Tabla 26 se muestran las áreas inundables para los diferentes tiempo de retorno, los cual se obtuvieron de la resta entre el área total inundada y el área del cauce.



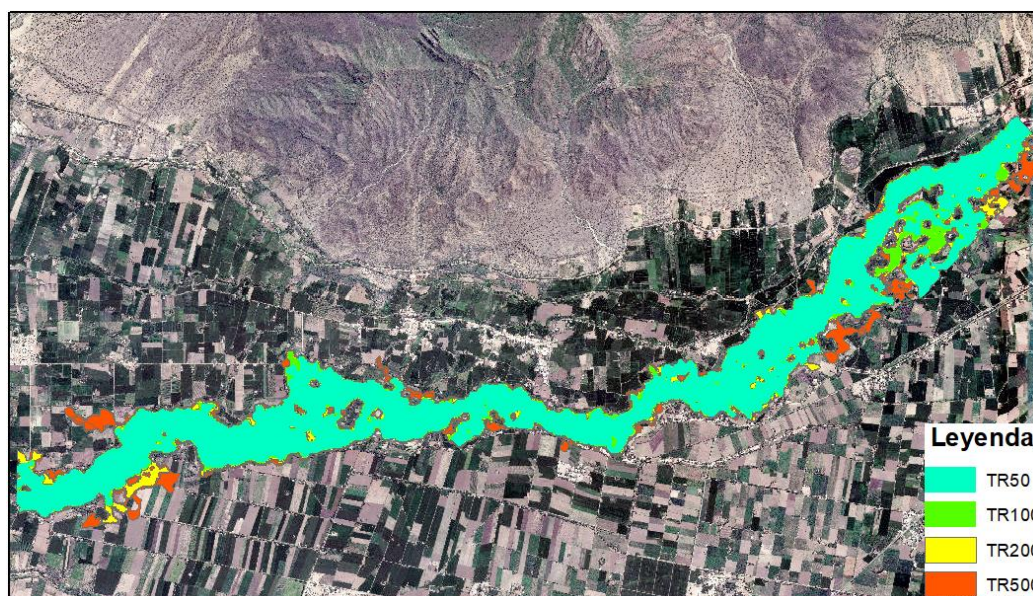
Tiempo de retorno (años)	Área inundada (km <sup>2</sup> )	Área inundada (ha)
50	3.49	349.19
100	3.85	384.68
200	4.32	432.04
500	5.15	514.55

**Tabla N° 26. Área Inundada considerando diferentes tiempos de retorno**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.2.2. Mapa de inundación

Este mapa que también representa las zonas en riesgo de inundación se logra realizar mediante la superposición de las áreas inundadas para diferentes periodos de retorno, lo cual viene a ser un recurso importante para la creación de planes de prevención. En la Figura 68 se muestra dicho mapa para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años; de los cuales se puede visualizar que las zonas inundadas para algunos tiempos de retorno se muestran parecidas pero la diferencia radica en los tirantes y velocidades en las secciones.



**Figura 68. Mapa de inundación para diferentes tiempos de retorno**

**Fuente: Elaboración propia**

#### 4.2.3. Matriz de Peligro

Teniendo en cuenta la matriz de peligro en la Tabla N°11, para obtener la peligrosidad en cada área, primero se determinó las intensidad de inundación para un periodo de 50 años, estos se encuentran reflejados en la Figura 69.

Luego considerando la frecuencia, por tener un periodo de retorno de 50 años pertenece a una intensidad de frecuencia media.

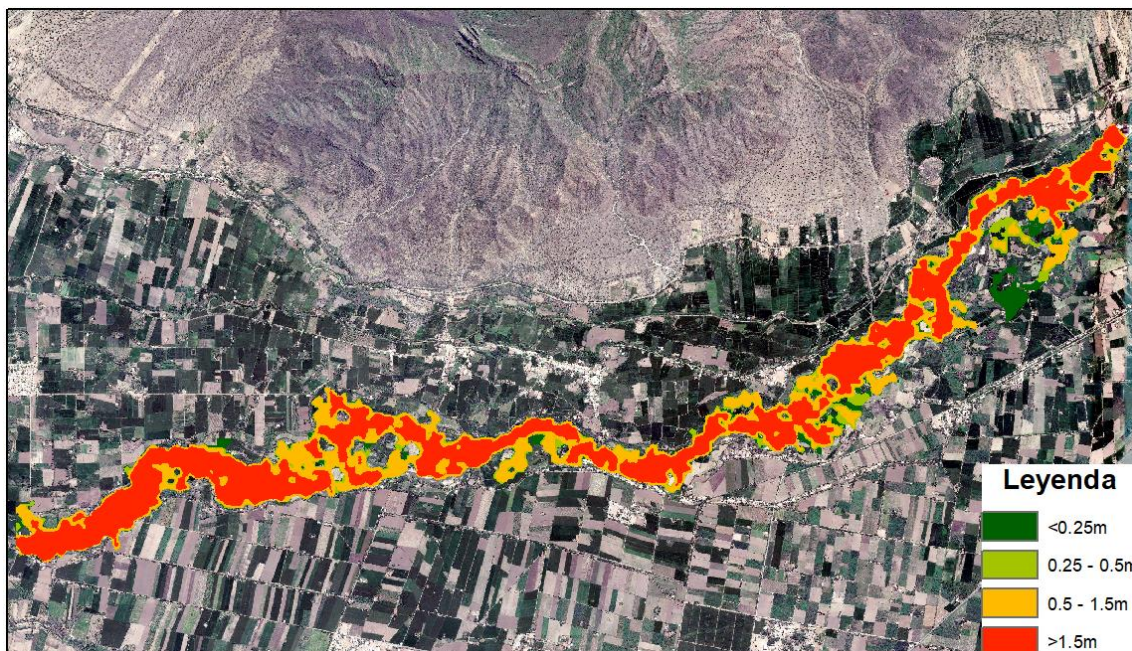


Figura 69. Niveles de Intensidad de inundación para un periodo de 50 años

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta la intensidad de inundación y la frecuencia del mismo, las áreas inundadas presentan un peligro en su mayoría de medio a alto, predominando áreas con un peligro alto en el tramo de estudio para el periodo de 50 años, para los tiempos de retorno de 100, 200 y 500 años presentarían un riesgo entre bajo y medio, predominando el peligro medio en el tramo. Sus intensidades de inundación se encuentran en los Anexos.

Intensidad	Muy Alta	0,25	Peligro Alto 0,5	Peligro Muy Alto 0,75	Peligro Muy Alto 1
	Alta	0,19	Peligro Medio 0,38	Peligro Alto 0,56	Peligro Muy Alto 0,75
	Media	0,13	Peligro Medio 0,25	Peligro Medio 0,38	Peligro Alto 0,5
	Baja	0,06	Peligro Bajo 0,13	Peligro Bajo 0,19	Peligro Medio 0,25
	Baja		Medio	Alta	Muy Alto
			Frecuencia (años)		

Figura 70. Peligro para un periodo de retorno de 50 años.

Fuente: Elaboración propia

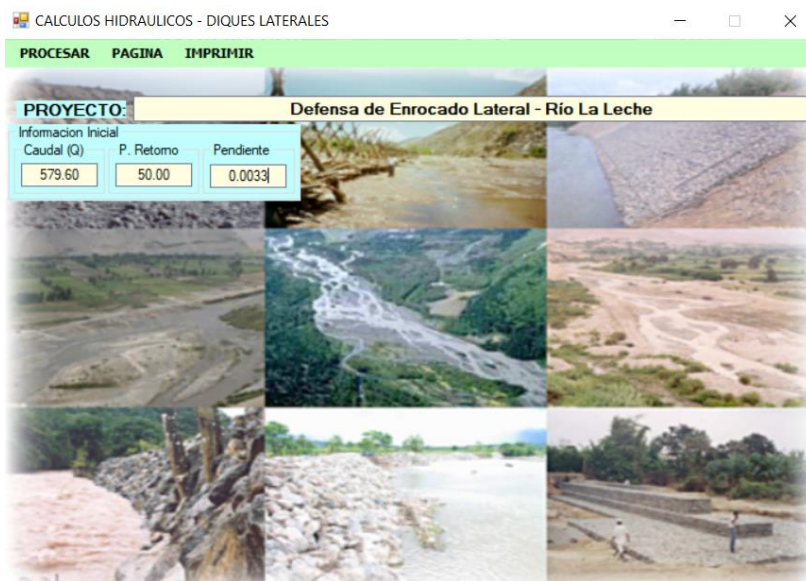
#### 4.2.4. Propuesta de Solución

De las diferentes estructuras de protección ante inundación que se tienen, en la presente tesis se tratará el predimensionamiento de las defensas de enrocados laterales. La elección de esta estructura de protección se debe a que técnicamente cumplen con la función de conservar la sección del río, proteger los márgenes del río de la erosión o socavación y también son económicos.

##### 4.2.4.1. Defensas de Enrocado Lateral

Para el predimensionamiento de la defensa de enrocado lateral, se procedió a utilizar el programa RIVER, el cual fue creado por el Ing. Emilse Benavides y fue validado por el Programa de Encauzamiento de Ríos y Protección de Estructuras de Captación (PERPEC). El procedimiento que se siguió fue el siguiente:

- En primer lugar, se agregaron datos como el caudal de diseño, el periodo de retorno que en este caso es de 50 años y por último la pendiente del tramo en estudio que se obtuvo de las diferencias de altura entre la longitud del tramo. En la Figura 71 se puede observar los datos ingresados.



**Figura 71. Ingreso de datos iniciales al software RIVER**

**Fuente: Elaboración propia**

- En segundo lugar se establece el ancho estable del cauce, el cual se muestra en la Figura 72 y se selecciona entre las alternativas como la recomendación práctica del programa, el método de Petits, El método de Simons y Henderson, El método de Blench y Altunin y por último el método de Manning y Strickler. Las ecuaciones utilizadas, se muestran a continuación:

**a) Recomendación práctica**

RECOMENDACIÓN PRACTICA	
Q (M <sup>3</sup> /S)	ANCHO ESTABLE ( B2 )
3000	200
2400	190
1500	120
1000	100
500	70

**Tabla N°27. Recomendación práctica para la obtención del ancho estable del cauce**

**Fuente: Programa RIVER**

**b) Método de Petits**

$$B = 4.44 * Q^{0.5} \quad \text{Ecuación (2.76)}$$

Donde:

B: Ancho del cauce (m)

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

**c) Método de Simons y Henderson**

$$B = K_1 * Q^{1/2} \quad \text{Ecuación (2.77)}$$

Donde:

B: Ancho del cauce (m)

K<sub>1</sub>: Condición de fondo de río

Condiciones de Fondo de río	K <sub>1</sub>
Fondo y Orillas de Arena	5.70
Fondo Arena y Orillas de Material Cohesivo	4.20
Fondo y Orillas de Material Cohesivo	3.60
Fondo y Orillas del cauce de Grava	2.90
Fondo Arena y Orillas de Material No Cohesivo	2.80

**Tabla N°28. Condiciones de fondo de río**

**Fuente: Elaboración propia**

**d) Método de Blench y Altunin**

$$B = 1.81 * (Q * F_b / F_s)^{0.5} \quad \text{Ecuación (2.78)}$$

Donde:

B: Ancho del cauce (m)

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

F<sub>b</sub>: Factor de fondo

F<sub>s</sub>: Factor de orilla

<b>Factor de Fondo</b>	<b>F<sub>b</sub></b>
Material Fino	0.80
Material Grueso	1.20
<b>Factor de Orilla</b>	<b>F<sub>s</sub></b>
Materiales sueltos	0.10
Materiales ligeramente cohesivos	0.20
Materiales cohesivos	0.30

**Tabla N°29. Factores de fondo y orilla**

**Fuente: Elaboración propia**

**e) Método de Manning y Strickler**

$$B = \left( Q^{1/2} / S^{1/5} \right) * (n * K^{5/3})^{3/(3+5*m)} \quad \text{Ecuación (2.79)}$$

Donde:

B: Ancho del cauce (m)

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

S: Pendiente del tramo (m/m)

n: Rugosidad del cauce

K: Tipo de material del cauce

m: Coeficiente de tipo de río

Valores rugosidad de Manning (n)	
Descripción	n
Cauce con fondo sólido sin irregularidades	0.025
Cauces de ríos con acarreo irregular	0.03
Cauces de ríos con vegetación	0.033
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	0.034
Cauces de Río con fuerte transporte de acarreo	0.035
Torrentes con piedras de 0.25 a 0.30 m	0.04
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	0.045
Coeficiente Material del Cauce	
Descripción	K
Valor practico	10
Material aluvial	12
Material fácilmente erosionable	16
Material de cauce muy resistente	3
Coeficiente de Tipo de Río	
Descripción	m
Para ríos de montaña	1
Para cauces arenosos	0.7
Para cauces aluviales	0.5

Tabla N°30. Valores de “n”, “k” y “m”

Fuente: Elaboración propia

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

PROYECTO: [ ]

Información Inicial

Caudal (Q)	P. Retomo	Pendiente
597.60	50.00	0.00330

Ancho Estable del Cauce (B)

Recomendación Practica	74.70
Metodo de Petits	108.54
Metodo de Simons y Henderson	68.45
Metodo de Blench y Altunin	125.15
Metodo de Manning y Strickler	83.13

Figura 72. Cálculo del ancho estable del cauce

Fuente: Programa RIVER

- En tercer lugar, se optó por un ancho de cauce de 75 metros por recomendación practica que servirá para el cálculo de la sección teórica del cauce. Además, es necesario agregar el talud de la sección y la rugosidad considerada por Manning. En la Figura 73 se muestran las características de la sección obtenidas mediante el método de Manning.

Seccion Teorica del Cauce		
Metodo de Manning		Plantilla (B) 75.00
Tirante (Y) 2.47	Ancho (T) 84.88	Talud (Z) 2.00
Area (A) 197.45	Perimetro 86.05	B. Libre (Bl) 0.73
Velocidad 3.029	Nº Froude 0.615	Rugosidad 0.0330

Figura 73. Cálculo las características de la sección

Fuente: Programa RIVER

- En cuarto lugar, se especifica la forma del dique que puede ser recto o curvo, adicionalmente se agrega el tipo de suelo que puede ser cohesivo o no cohesivo y el diámetro medio de la partícula en mm. Los criterios adoptados en cuanto a características como rugosidad y tamaño de partícula son estimados de acuerdo a lo visto en campo.

CLASIFICACION SEGÚN EL TAMAÑO DE PARTICULAS			
Tamaño (mm)		Tipo de material	
4000	-	2000	Canto rodado muy grande
2000	-	1000	Canto rodado grande
1000	-	500	Canto rodado medio
500	-	250	Canto rodado pequeño
250	-	130	Cascajo grande
130	-	64	Cascajo pequeño
64	-	32	Grava muy gruesa
32	-	16	Grava gruesa
16	-	8	Grava media
8	-	4	Grava fina
4	-	2	Grave muy fina
2	-	1	Arena muy gruesa
1	-	0.5	Arena gruesa
0.5	-	0.25	Arena media
0.25	-	0.125	Arena fina
0.125	-	0.062	Arena muy fina
0.062	-	0.031	Limo grueso
0.031	-	0.016	Limo medio
0.016	-	0.008	Limo fino
0.008	-	0.004	Limo muy fino
0.004	-	0.002	Arcilla gruesa
0.002	-	0.001	Arcilla media
0.001	-	0.0005	Arcilla fina
0.0005	-	0.00024	Arcilla muy fina

Tabla N°31. Clasificación según el tamaño de las partículas

Fuente: Unión Geofísica Americana (AGU)

- Después de ingresar los datos antes mencionados, se procede a usar el método de Ll. List Van Levediev para el cálculo de profundidad de socavación y así obtener el cálculo de la altura de la uña del enrocado. En la Figura 74, se muestran los datos obtenidos.

### Método Ll. List Van Levediev

En nuestro caso para suelos no cohesivos se usará la siguiente fórmula:

$$t_s = (\alpha * t^{5/3}) / (0.68 * Dm^{0.28} * \beta)^{1/(x+1)} \quad \text{Ecuación (2.80)}$$

Donde:

$t_s$ : Calado después de producirse la socavación (m)

$t$ : Calado sin socavación (m)

$Dm$ : Diámetro medio de las partículas (mm)

$\alpha$ : Coeficiente

$\beta$ : Coeficiente dependiente del tiempo de retorno

$x$ : Variable dependiente de  $Dm$

Metodo de U. List Van Levediev	
Dique en Recta	Dique en Curva
Tirante de Socavacion (m)	
4.84	
Profundidad de Socavacion (m)	
2.37	
Altura de Uña	
2.40	
Altura de Dique	
3.20	
Altura Total (m)	
5.60	

Figura 74. Cálculo de profundidad de socavación

Fuente: Programa RIVER

- Finalmente se procesa la información recopilada para obtener el diseño preliminar sugerido, mostrado en la Figura 75.



Diseño Preliminar Sugerido		
	<u>D.Recto</u>	<u>D.Curva</u>
Ancho Corona (m)	4.00	
Altura Dique (m)	2.90	
Altura Enrocado	2.90	
Altura Uña (m)	2.40	
Ancho de Uña (m)	3.60	
Altura Total (m)	5.30	

Figura 75. Diseño preliminar del enrocado lateral

Fuente: Programa RIVER

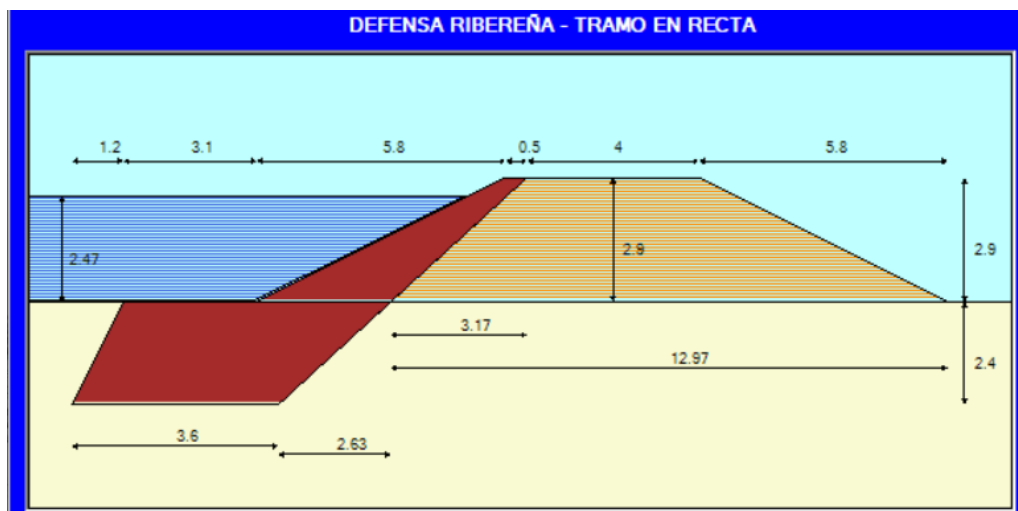


Figura 76. Gráfico del diseño preliminar del enrocado lateral

Fuente: Programa RIVER

Luego de obtener el diseño preliminar sugerido, se tiene que hallar el diámetro de roca que se utilizará y esto se obtuvo con la fórmula de Maynard. El resultado obtenido fue de 40 cm para tramos rectos y 70 cm para tramos curvos.

### Fórmula de Maynard

$$D_{50} = t * C_1 * F^3 \quad \text{Ecuación (2.81)}$$

$$F = C_2 * V / (g * y)^{0.5} \quad \text{Ecuación (2.82)}$$

Donde:

$D_{50}$ : Diámetro medio de las rocas (m)

$t, y$ : Tirante de agua (m)

C1: Coeficiente de talud

C2: Coeficiente por ubicación de la roca

V: Velocidad de flujo (m/s)

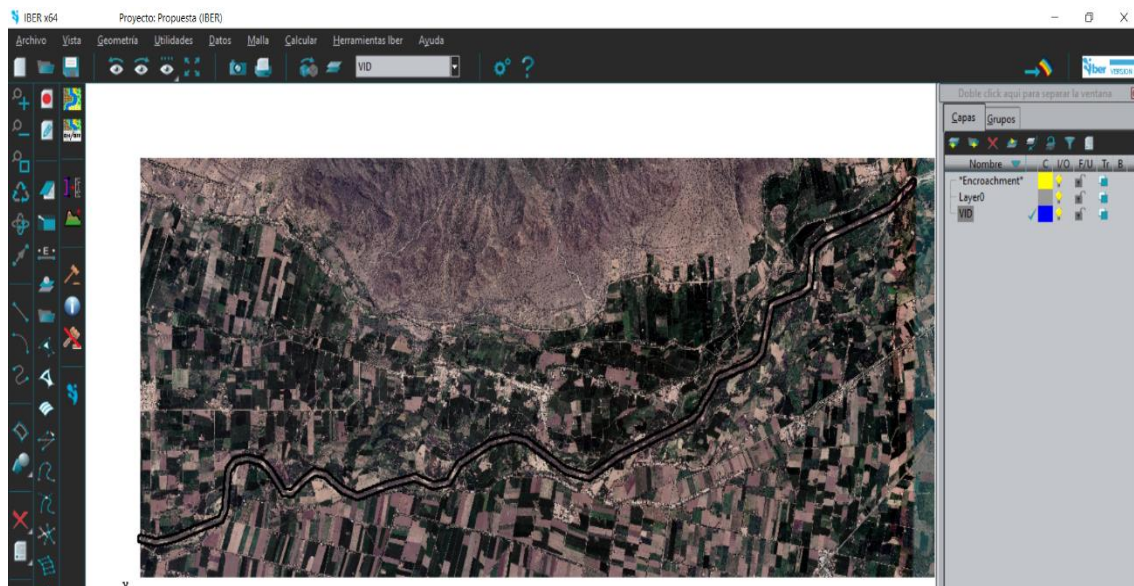
g: Gravedad (m/s<sup>2</sup>)

C <sub>1</sub>	
Fondo Plano	0.25
Talud 1V: 3H	0.28
Talud 1V: 2H	0.32
C <sub>2</sub>	
Tramos en curva	1.50
Tramos rectos	1.25

**Tabla N°32. Valores de “C<sub>1</sub>” y “C<sub>2</sub>”**

**Fuente: Elaboración Propia**

El diseño preliminar del enrocado lateral de acuerdo con la zona en riesgo de inundación para un periodo de retorno de 50 años, se deberá aplicar en todo el tramo en estudio. En la Figura 77 se muestra el modelamiento de la propuesta de solución en el programa IBER, delimitando la zona a encauzar y en la Figura 78 en el programa ArcGIS utilizando los datos exportados de IBER se representa el encauzamiento del río.



**Figura 77. Modelamiento de la propuesta de solución en IBER**

**Fuente: Elaboración Propia**



**Figura 78. Encauzamiento del río**

**Fuente: Elaboración Propia**

## V. CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta los objetivos de la investigación, se procede a mencionar las siguientes conclusiones en base a los resultados obtenidos:

1. La subcuenca delimitada de la zona de estudio perteneciente al río La Leche, posee un área de 1032.03 km<sup>2</sup> y se clasifica como una cuenca intermedia – grande que fue delimitada mediante el software ArcGIS utilizando el modelo de elevación digital de la NASA. Es importante recalcar que el coeficiente de compacidad que resultó mayor a 1, indica que la cuenca tiene una torrencialidad alta., el factor de forma indica que es poco susceptible a avenidas y la densidad de drenaje indica que es pobremente drenada lo que se traduce en un mayor tiempo de escorrentía.
2. En lo concerniente al estudio hidrológico para la subcuenca en estudio se hallaron los caudales de diseño para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años a lo que le corresponden respectivamente los caudales de 579.6 m<sup>3</sup>/s, 832.3 m<sup>3</sup>/s, 1379.1 m<sup>3</sup>/s y 2525.3 m<sup>3</sup>/s.
3. Al no tener una batimetría del río y debido a la coyuntura actual producida por el COVID-19, se usaron las secciones del modelo digital de elevación de la Nasa, la cual no es totalmente exacta pero puede servir de manera preliminar para la elaboración de los mapas de inundación presentes en esta tesis.
4. Los tirantes máximos obtenidos del modelamiento hidráulico en el tramo de estudio del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años fueron de 3.79 m, 4.26m, 5.02m y 6.18m respectivamente. En cuanto a las velocidades máximas para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años fueron de 4.63 m/s, 5.02 m/s, 5.59 m/s y 7.76 m/s respectivamente.
5. Teniendo en cuenta el mapa de zonas en riesgo de inundación, las áreas inundadas para periodos de retorno de 50, 100, 200 y 500 años fueron respectivamente 3.49 km<sup>2</sup>, 3.85 km<sup>2</sup>, 4.32 km<sup>2</sup> y 5.15 km<sup>2</sup>, los cuales en su mayoría son áreas de cultivo. Las áreas inundadas se hallaron de la diferencia del área total de inundación y el área ocupada por el cauce del río. Adicionalmente teniendo en cuenta la matriz de peligro, se tiene que para periodos de 50 años predomina un peligro alto en las zonas inundadas mientras que, para periodos de retorno de 100, 200 y 500 años, predomina un peligro medio en las áreas comprometidas por la inundación.

6. De la propuesta de solución planteada de manera preliminar, la cual es la defensa de enrocado lateral para un caudal de  $597.6 \text{ m}^3/\text{s}$  y un periodo de retorno de 50 años, se debió a que técnicamente se ajusta a los requerimientos del proyecto que es conservar la sección del río para evitar desbordes, proteger al río de la erosión y socavación que pueda presentarse. Desde una perspectiva económica, este tipo de estructuras son de menor costo y son más comunes para estos tipos de proyectos.

Finalmente teniendo como producto el mapa de inundación, se puede prevenir y tomar las medidas necesarias de contingencia frente a futuros desbordes del río y disminuir el peligro, asimismo la alternativa estructural propuesta también ayudaría a alcanzar este objetivo de manera representativa.

## **VI. RECOMENDACIONES**

1. Para conseguir datos más exactos en cuanto al modelamiento hidráulico y el área de inundación, es necesario realizar un levantamiento topográfico en las zonas aledañas al cauce, además de la batimetría del río.
2. Es necesario tener más estaciones pluviométricas automáticas e hidrometeorológicas en las diferentes cuencas, para tener un resultado de predicción de caudal más adecuado en estudios hidrológicos.
3. Tener en cuenta que después de la ejecución de proyectos de defensa ribereña u otros, estos cuenten con un mantenimiento, así las estructuras provistas puedan trabajar con eficiencia frente a estos desastres.
4. Concientizar a los pobladores en cuanto al uso de las zonas aledañas al cauce y los riesgos bajo los que se encontraría.
5. Crear programas de alerta temprana entre las autoridades y pobladores de la zona, para la disminución del riesgo ante una inundación.
6. Fomentar el uso de modelos matemáticos para obtener mejores resultados de análisis hidráulico.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Banco Mundial, «Banco Mundial,» 14 Abril 2020. [En línea]. Available: <https://www.bancomundial.org/es/topic/disasterriskmanagement/overview#1>. [Último acceso: 27 Mayo 2020].
- [2] J. Kuroiwa Horuichi, Reducción de Desastres: Viviendo en armonía con la naturaleza, Lima : Bruño, 2002.
- [3] INDECI, «INDECI,» 29 Mayo 2017. [En línea]. Available: <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2018/07/OFICIO-N%C2%B0-2001-2017-CENEPRED-DGP-1.0-1.pdf>. [Último acceso: 25 Junio 2020].
- [4] CENEPRED, «Informe de evaluación del riesgo de inundación pluvial originado por lluvias intensas en el área urbana del distrito de Pítipu, provincia de Ferreñafe, departamento de Lambayeque,» CENEPRED, Lambayeque, 2017.
- [5] A. T. Pérez Romo y L. J. Vanegas Sandoval, Estudio Hidrológico e hidráulico en la zona baja de la cuenca del río Frío en el Municipio de Chía, Bogotá: Universidad Católica de Colombia, 2016.
- [6] R. Martínez-Cantó y A. Hidalgo, «Modelización de inundaciones fluviales con Iber. Caso práctico de Santiago del Molinillo - (León),» *TOPCART*, vol. XXXIV, n° 172, pp. 7-12, 2016.
- [7] J. Z. Chagua Cierro, Estudio de inundación de la zona correspondiente al distrito de Calango, provincia de Cañete, departamento de Lima. Mediante el uso de los modelos Hec-HMS y Hec-Ras, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018.
- [8] J. C. Puelles Maza, Estudio hidráulico e hidrológico de la Cuenca Alto Perú y el Porvenir en el asentamiento humano Las Mercedes Alto Perú, distrito de la Oroya, provincia de Yauli – Junín para la construcción futura de obras de arte, Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2015.
- [9] G. M. G. Olivares Castillo, Determinación de zonas inundables mediante simulación hidráulica bidimensional aplicando Hec – RAS 5.0 en un tramo del río Huancabamba, desde la quebrada Chula (Km 2.42) Hasta la quebrada Lungulo (Km 5.51), Piura: Universidad Nacional de Piura, 2018.
- [10] C. J. Cordova Diaz , Modelación Hidráulica del río "La Leche" con el programa Hec-Ras en un tramo de 4 Km. en el distrito de Illimo, y departamento de Lambayeque, Chiclayo: Universidad San Martín de Porres, 2017.
- [11] P. B. Bedient, W. C. Huber y B. E. Vieux, *Hydrology and Floodplain Analysis*, 5th edition ed., Essex: PEARSON, 2012.
- [12] L. K. Wang y C. Ted Yang, *Modern Water Resources Engineering*, New York: Humana Press, 2014.
- [13] M. Villón Béjar, *Hidrología*, Lima: Villón, 2002.
- [14] G. Monsalve Sáenz, *Hidrología en la ingeniería*, Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería, 1999.
- [15] F. J. Aparicio Mijares, *Fundamentos de hidrología de superficie*, Cuernavaca: EDITORIAL LIMUSA, 1992.
- [16] W. Chereque Morán, *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 1989.

- [17] N. L. Sousa Pinto, A. C. Tatit Holtz, J. A. Martins y F. L. Sibut Gomide, *Hidrología Básica*, Curitiba: Editora Blucher, 1976.
- [18] R. K. Linsley, M. A. Kohler y J. L. H. Paulus, *Hidrología para ingenieros*, Bogotá: McGraw Hill, 1977.
- [19] J. A. Luque, *Hidrología agrícola aplicada*, Buenos Aires: Hemisferio Sur, 1981.
- [20] V. T. Chow, D. R. Maidment y L. W. Mays, *Hidrología Aplicada*, Bogotá: McGraw Hill, 1994.
- [21] R. H. McCuen, *Hydrologic Analysis and Design*, Maryland: Pearson Education, 1998.
- [22] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, *Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*, Lima: MTC, 2011.
- [23] V. T. Chow, *Hidráulica de canales abiertos*, Bogotá: McGraw Hill, 1994.
- [24] A. Rocha Felices, *Introducción a la hidráulica fluvial*, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 1998.
- [25] J. C. S. , *Hydraulic Structures*, Johannesburg: Springer, 2020.
- [26] M. C. Potter, D. C. Wiggert y B. H. Ramadan , *Mecánica de fluidos*, Santa fe: Cengage learning, 2016.
- [27] H. Chanson, *The Hydraulics of Open Channel Flow: an introduction*, Queensland: Elsevier, 2004.
- [28] M. H. Chaudhry, *Open-Channel Flow*, New York: Springer, 2008.
- [29] A. Rocha Felices, *Hidráulica de tuberías y canales*, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2007.
- [30] R. H. French, *Hidráulica de Canales Abiertos*, México D.F.: McGraw Hill, 1988.
- [31] D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology*, Texas: McGRAW - HILL, 1993.
- [32] W. A. Scharffenberg, *Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual*, California: U.S. Army Corps of Engineers, 2016.
- [33] E. Blade, L. Cea, G. Corestein, E. Escolano, J. Puertas, M. E. Vásquez-Cendón, J. Dolz-Ripolles y A. Coll, «Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos,» *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, vol. 30, n° 1, pp. 1-10, 2014.
- [34] Real Academia Española, «Real Academia Española,» *Diccionario del español jurídico*, 2020. [En línea]. Available: <https://dej.rae.es/lema/inundaci%C3%B3n>. [Último acceso: 1 junio 2020].
- [35] M. A. Monge Redondo, «Iagua,» 9 Octubre 2017. [En línea]. Available: <https://www.iagua.es/blogs/miguel-angel-monge-redondo/fundamentos-basicos-hidraulica-i>. [Último acceso: 6 Junio 2020].
- [36] RPP, «RPP,» 14 Marzo 2017. [En línea]. Available: <https://rpp.pe/peru/lambayeque/distritos-inundados-en-lambayeque-por-desborde-de-rios-tras-lluvias-noticia-1036821>. [Último acceso: 25 06 2020].



## VIII. ANEXOS

### a) Anexo N°01: Fotografías de campo



**Foto N°01.** Tramo del Río La Leche en el Centro Poblado Sandial



**Foto N°02.** Vegetación aledaña al tramo 12+000 - 12+200



Foto N°03. Desborde del Río La Leche en el tramo 4+200 – 4+300

## b) Anexo N°02: Datos Pluviométricos del SENAMHI

### REGISTRO HISTÓRICO ESTACIÓN CUEVA BLANCA

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1996	9.9	19.0	30.0	22.1	5.5	8.2	0.0	14.5	8.7	18.0	11.2	8.4
1997	15.0	18.2	24.5	10.5	3.0	5.0	0.9	3.4	6.1	9.0	13.8	35.3
1998	17.0	32.0	31.7	29.8	30.5	8.2	0.0	3.4	22.0	15.1	17.2	12.5
1999	33.9	33.0	27.7	25.5	16.9	13.1	9.6	0.0	16.5	14.0	21.5	19.3
2000	20.1	22.0	24.8	28.6	14.1	7.5	5.1	3.8	19.2	8.5	9.9	26.1
2001	17.2	16.0	20.0	22.7	13.0	2.3	6.1	1.3	17.1	13.3	34.6	16.7
2002	11.9	36.4	40.0	41.8	19.3	4.6	5.9	0.0	1.6	41.3	15.9	S/D
2003	15.2	26.8	14.7	9.0	14.3	9.9	6.5	3.1	7.7	15.0	20.7	10.6
2004	16.9	6.8	14.0	18.8	14.7	3.7	10.8	1.7	14.4	26.4	8.7	24.1
2005	6.0	15.1	16.9	4.9	3.9	3.6	2.4	3.3	2.9	26.6	12.9	30.4
2006	11.8	20.9	47.4	21.3	4.1	9.5	14.0	0.0	11.2	12.9	12.9	10.9
2007	21.9	17.4	41.1	28.7	13.3	0.0	0.0	S/D	2.0	32.7	S/D	19.8
2008	18.2	51.7	38.3	28.8	14.3	10.6	10.0	5.9	6.0	33.1	9.6	8.9
2009	26.1	18.1	51.8	13.1	12.7	3.2	5.0	7.2	6.7	13.8	14.0	12.0
2010	18.9	74.1	32.9	33.7	4.4	10.0	6.0	7.7	39.8	26.0	27.5	19.5
2011	27.8	41.1	S/D	37.1	33.6	1.7	7.9	3.8	23.5	13.3	14.2	22.2
2012	24.3	21.8	32.4	32.9	14.2	3.5	0.0	8.0	6.9	18.0	21.4	11.8
2013	35.8	24.9	33.3	18.5	32.1	2.6	10.9	4.7	2.9	40.2	0.0	23.8
2014	14.3	S/D	30.2	24.4	21.5	8.8	11.8	11.2	5.1	14.9	45.4	17.0
2015	33.6	S/D	45.8	5.3	6.5	2.6	5.0	0.0	5.3	10.0	21.1	5.2
2016	14.4	19.1	33.9	39.8	26.3	4.6	2.5	7.6	21.7	4.5	6.5	21.9
2017	26.0	45.0	28.6	39.2	28.9	3.5	4.8	11.0	13.1	15.0	10.8	6.0
2018	24.5	13.7	20.1	40.7	38.4	5.0	3.6	2.0	S/D	12.2	19.5	13.9
2019	13.0	50.7	31.5	38.7	15.4	5.5	10.7	7.6	0.0	12.4	23.0	14.3
2020	22.9	12.1	28.3	S/D	13.3	20.5	14.8	5.9	8.9	11.2	11.2	28.5

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

**REGISTRO HISTÓRICO  
ESTACIÓN INCAHUASI**

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1996	7.30	8.50	21.60	20.50	3.20	7.90	0.00	5.10	0.00	15.30	5.30	3.50
1997	16.50	10.70	26.20	9.40	3.40	1.60	0.00	0.00	3.80	12.50	12.90	23.10
1998	18.60	22.90	20.60	S/D	40.60	6.30	2.70	2.50	13.50	33.80	13.40	7.20
1999	13.30	38.50	10.80	17.30	29.10	6.30	1.90	11.10	17.50	6.50	9.30	10.00
2000	20.40	17.50	43.50	31.80	12.00	4.80	1.50	S/D	18.10	1.40	S/D	S/D
2001	S/D	S/D	S/D	S/D	8.80	0.60	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2002	15.30	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D
2003	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	10.60	S/D	1.50	S/D	4.70	13.40	20.00
2004	S/D	S/D	13.70	S/D	S/D	1.80	6.80	S/D	S/D	S/D	S/D	20.60
2005	2.60	22.10	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	1.00	4.30	12.80	8.60	8.50
2006	17.30	S/D	51.60	25.40	2.50	9.00	14.80	1.60	S/D	4.60	36.00	10.10
2007	17.70	9.60	20.80	12.50	6.10	1.30	3.00	12.50	1.80	29.10	23.50	10.80
2008	16.10	55.80	28.80	16.00	8.60	6.10	6.20	5.30	8.00	14.60	8.70	6.00
2009	45.60	17.00	35.20	5.80	10.60	9.00	4.00	11.80	10.90	13.40	11.60	19.20
2010	18.40	53.80	52.80	27.60	9.40	3.10	1.50	1.60	12.60	26.90	14.90	14.00
2011	17.60	28.30	8.00	31.10	23.30	3.80	8.20	5.30	15.30	10.50	6.00	S/D
2012	21.30	19.50	22.60	25.00	9.60	3.30	0.10	3.50	6.40	24.60	17.00	9.00
2013	29.30	19.30	18.30	10.10	34.60	1.50	6.20	4.40	3.90	32.30	0.00	17.70
2014	9.90	5.20	40.20	12.40	17.40	9.00	10.90	4.00	17.40	13.90	32.90	14.70
2015	21.10	20.50	48.80	14.40	6.90	1.10	3.40	0.00	2.40	19.90	22.60	S/D
2016	46.60	25.90	31.70	31.60	16.80	5.00	1.70	0.80	11.80	5.40	8.70	12.50
2017	22.00	58.00	35.20	22.70	26.60	2.60	0.00	17.20	8.90	16.70	4.10	3.70
2018	21.90	7.60	19.30	38.70	32.50	8.70	4.00	2.60	2.10	9.30	30.60	4.50
2019	10.60	53.30	38.40	36.50	11.00	4.80	10.60	1.10	2.50	9.50	11.60	23.00
2020	17.10	5.90	S/D	32.90	11.40	48.20	12.00	3.80	10.20	9.20	7.80	23.40

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

**REGISTRO HISTÓRICO  
ESTACIÓN JAYANCA**

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1996	0.2	0.0	7.7	4.6	0.8	0.5	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0
1997	0.0	0.9	0.0	12.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	7.4	16.3
1998	59.6	92.7	96.3	26.0	5.2	0.4	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.3
1999	1.6	39.5	2.2	10.1	4.1	2.6	0.0	0.0	3.9	0.5	0.2	3.9
2000	1.5	0.7	12.4	9.5	0.0	0.8	0.0	1.1	0.0	0.0	0.0	2.8
2001	5.1	9.2	41.6	S/D	0.0	0.3	0.6	0.0	0.0	0.9	0.9	0.8
2002	0.0	23.3	52.1	35.3	0.0	S/D	S/D	S/D	0.0	0.9	6.8	0.0
2003	3.6	29.9	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.8	2.5
2004	0.4	1.6	S/D	2.6	S/D	0.0	5.0	0.0	1.5	2.5	0.2	8.2
2005	0.6	3.5	9.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	1.7	0.0
2006	7.8	2.8	45.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0
2007	0.8	0.0	2.4	2.4	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	2.4	0.0
2008	2.1	12.0	52.2	2.7	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	5.4	S/D
2009	4.9	6.7	18.0	0.6	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0
2010	0.0	57.4	4.7	4.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	3.4	0.0
2011	9.0	1.0	0.0	9.1	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5
2012	2.8	68.0	46.3	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	1.2	2.2
2013	2.0	2.0	8.2	0.0	9.8	0.0	S/D	0.0	0.0	1.2	0.0	2.0
2014	0.0	0.0	0.8	0.7	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.5	5.6	0.0
2015	2.0	4.5	38.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5	0.0
2016	5.2	11.5	7.0	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2017	25.9	120.8	113.0	10.0	11.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0
2018	1.7	0.0	1.0	3.8	1.3	0.0	0.0	0.0	S/D	0.0	5.1	1.5
2019	0.2	70.5	9.0	18.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4
2020	0.0	0.0	S/D	3.2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

**REGISTRO HISTÓRICO  
ESTACIÓN PUCHACA**

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1999	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	5.20	0.00	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
2000	S/D	S/D	S/D	14.60	S/D	0.50	0.00	2.60	0.50	0.00	S/D	S/D
2001	7.20	16.90	128.30	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	1.50	0.10	0.00
2002	0.00	74.70	37.20	S/D	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00	2.60	S/D	0.00
2003	12.70	40.30	0.00	0.00	0.00	1.40	S/D	0.00	0.00	0.00	1.20	2.10
2004	5.00	3.50	73.50	8.90	0.00	0.00	4.10	0.00	1.80	5.00	0.00	7.50
2005	0.00	12.40	41.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	0.00	0.00
2006	41.50	27.10	77.40	12.10	0.00	S/D	0.00	0.00	S/D	1.60	S/D	6.20
2007	4.20	5.00	10.80	2.30	5.00	0.00	0.00	2.50	S/D	3.20	2.80	S/D
2008	14.50	45.80	30.20	27.20	4.20	3.60	0.00	0.00	0.00	3.00	S/D	0.00
2009	55.20	11.20	S/D	0.00	0.00	0.00	1.60	2.00	0.00	2.00	2.00	5.30
2010	11.50	34.60	38.20	5.30	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	S/D	4.90	S/D
2011	8.60	20.60	0.00	S/D	1.40	S/D	0.90	0.00	2.20	1.10	0.00	6.80
2012	4.20	46.70	60.40	9.50	0.00	0.60	0.00	0.00	1.20	9.80	6.20	3.80
2013	5.50	3.50	30.90	2.20	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	8.50	0.00	S/D
2014	S/D	0.00	10.80	3.00	6.90	0.00	S/D	S/D	2.80	S/D	S/D	1.90
2015	3.00	16.20	S/D	S/D	2.30	0.50	2.80	0.00	0.00	0.20	7.60	1.20
2016	17.40	22.40	16.40	S/D	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	0.00	0.00	2.80
2017	47.80	148.10	82.20	S/D	8.60	0.00	0.00	1.90	5.80	3.20	0.00	0.00
2018	5.00	0.80	0.60	8.60	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00	S/D	11.30	0.90
2019	4.40	66.10	23.70	20.60	1.50	0.00	4.40	0.00	0.00	0.70	5.30	S/D
2020	2.40	6.40	5.10	19.00	4.00	0.00	0.60	0.00	0.00	2.60	0.00	4.80

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

**REGISTRO HISTÓRICO  
ESTACIÓN TOCMOCHE**

Parámetro : PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
1996	5.0	22.0	32.0	9.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	S/D
1997	2.0	8.0	27.0	33.0	2.0	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0	11.0	85.0
1998	92.0	97.0	100.0	45.0	28.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.0
1999	15.0	50.0	36.0	27.0	45.0	8.0	0.0	0.0	10.0	5.0	0.0	35.0
2000	27.0	38.0	110.0	20.0	9.0	10.0	0.0	3.0	2.0	1.0	0.0	8.0
2001	20.0	36.0	78.0	75.0	2.0	0.0	0.0	0.0	4.0	6.0	3.0	2.0
2002	0.0	68.0	63.0	65.0	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	S/D	S/D
2003	13.0	53.0	10.0	5.0	0.0	4.0	0.0	0.0	4.0	1.0	2.0	10.0
2004	10.0	22.0	110.0	10.0	2.0	0.0	6.0	0.0	7.0	11.0	6.0	14.0
2005	3.0	36.0	32.0	S/D	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	S/D	S/D	S/D
2006	19.0	S/D	S/D	20.0	0.0	4.0	2.4	0.0	S/D	2.4	16.0	3.7
2007	7.5	13.9	33.0	6.1	9.4	S/D	0.0	2.3	0.6	8.5	10.0	1.6
2008	65.8	109.4	192.0	84.5	5.2	2.0	1.2	1.0	1.9	6.0	3.7	1.8
2009	54.1	44.0	57.0	10.0	23.2	3.8	1.5	2.9	0.0	5.0	8.8	9.5
2010	18.3	65.8	37.2	39.8	7.0	4.0	S/D	1.0	5.0	10.4	6.5	12.2
2011	20.8	42.5	4.8	19.0	5.5	3.0	1.8	0.0	5.4	2.8	3.2	10.0
2012	18.0	60.0	67.5	18.5	9.4	5.1	0.0	2.0	0.0	7.6	3.0	9.0
2013	13.5	13.5	62.0	11.3	30.0	0.0	0.0	0.0	2.4	17.8	0.0	7.6
2014	S/D	S/D	59.6	6.2	25.6	1.8	1.4	1.6	3.8	5.2	18.2	3.2
2015	15.8	51.6	91.8	46.4	12.2	2.6	1.8	0.0	0.0	1.4	6.8	3.6
2016	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.7	0.0	1.3	2.2	0.0	3.2
2017	23.1	92.0	95.2	32.5	13.8	0.8	0.0	4.3	8.3	6.5	1.0	0.0
2018	9.1	11.7	11.5	17.9	20.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.7	13.6	6.2
2019	17.9	81.3	38.9	53.3	4.7	1.9	2.3	0.0	0.8	4.8	2.7	11.0
2020	S/D	10.8	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	0.0	1.8	2.5	8.0	8.8

S/D: Sin Dato

FUENTE: SENAMHI.

## Anexo N°03: Descargas Medias mensuales – Estación Puchaca

## DESCARGAS MEDIAS MENSUALES DEL RÍO LA LECHE (m3/s)

Estación : Puchaca	Máximo : 579.75 m3/seg	Latitud : 6°23'	Periodo : 39 años
Código : 200802	Altitud : 325 msnm	Longitud : 79°28'	1.960 a 1.998

Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PROM. ANUAL
1960	11.50	26.90	22.80	16.20	19.70	7.00	2.40	15.10	16.20	3.60	3.60	2.40	12.28
1961	5.30	10.20	37.20	35.10	13.10	5.70	1.50	1.10	12.90	6.00	3.80	14.80	146.70
1962	8.40	41.80	27.50	38.30	15.00	5.20	1.30	2.90	7.50	2.90	12.00	8.20	171.00
1963	2.90	3.10	27.20	10.40	5.30	6.40	3.10	0.70	0.30	10.20	6.30	15.30	91.20
1964	23.10	10.80	25.10	18.60	6.30	4.70	6.00	14.10	7.40	38.50	24.50	5.80	184.90
1965	6.50	23.50	32.40	55.90	10.80	10.50	15.70	7.80	16.20	7.30	21.90	34.20	242.70
1966	30.10	13.20	9.90	14.80	34.50	2.20	1.70	7.60	9.30	24.50	7.30	6.10	161.20
1967	34.80	31.30	27.70	26.50	4.60	2.90	17.40	5.60	6.50	15.90	5.80	17.80	196.80
1968	17.10	3.90	8.10	22.40	7.10	0.60	12.80	8.60	11.30	26.60	11.20	2.00	131.70
1969	29.50	23.30	55.10	29.20	23.00	10.70	2.30	12.80	8.40	3.10	12.60	19.70	229.70
1970	30.80	12.60	44.90	25.30	28.40	27.40	10.30	5.10	11.50	48.20	30.70	29.70	304.90
1971	21.20	18.90	121.30	92.40	22.60	10.80	7.50	15.30	11.70	20.60	21.60	19.10	383.00
1972	42.90	36.90	141.30	62.30	11.70	14.20	30.30	14.00	20.10	2.80	6.10	20.30	402.90
1973	26.00	105.20	63.50	58.90	18.00	13.30	11.10	11.70	28.40	6.20	15.60	8.60	366.50
1974	24.00	38.90	18.30	14.30	9.40	10.10	21.30	9.10	11.90	22.20	11.20	58.20	248.90
1975	40.80	31.00	210.10	29.00	11.50	17.60	10.30	15.20	13.90	16.30	23.00	1.70	420.40
1976	41.90	47.00	25.00	34.30	19.10	43.50	9.50	11.20	6.90	1.00	1.90	13.20	254.50
1977	18.80	40.40	72.30	28.20	15.40	31.70	6.40	3.30	11.90	8.70	9.50	6.70	253.30
1978	14.10	14.40	68.70	12.50	13.00	8.80	21.10	11.00	9.30	14.80	24.20	13.80	225.70
1979	17.10	10.80	48.40	19.10	6.60	7.60	1.80	2.10	9.30	4.20	0.60	2.40	130.00
1980	9.90	6.30	31.60	17.80	11.10	2.40	4.40	2.60	0.60	34.30	15.00	13.60	149.60
1981	2.00	31.00	34.80	47.30	3.70	16.50	7.20	4.30	0.60	12.20	5.30	13.80	178.70
1982	5.80	5.70	8.60	24.80	6.70	4.80	6.30	1.50	7.60	9.60	7.80	19.00	108.20
1983	77.30	46.30	122.50	120.90	215.80	13.50	7.70	4.60	5.20	20.80	10.10	8.70	653.40
1984	2.50	92.20	114.50	11.10	13.10	18.80	5.90	10.30	3.50	27.30	6.50	8.50	314.20
1985	4.10	20.80	28.90	5.80	15.60	10.70	3.80	6.80	13.00	40.90	0.40	13.50	164.30
1986	21.80	5.30	20.70	32.00	14.10	1.80	3.30	9.80	1.00	5.60	14.00	10.40	139.80
1987	17.60	20.60	49.10	12.60	8.20	0.80	5.00	4.30	1.40	3.10	2.70	6.70	132.10
1988	9.00	10.70	16.40	27.10	11.40	1.90	0.30	0.40	2.50	9.30	13.90	3.80	106.70
1989	13.80	58.40	59.00	23.40	6.30	14.10	2.10	1.10	3.00	4.30	1.10	0.40	187.00
1990	13.90	14.50	22.30	8.50	5.00	20.50	9.40	0.40	1.10	30.90	18.50	9.40	154.40
1991	10.50	40.50	14.30	15.50	7.00	1.10	0.80	0.20	0.50	0.80	3.00	3.00	97.20
1992	15.70	21.30	27.00	58.10	4.10	7.60	2.60	3.20	2.70	5.50	5.40	10.10	163.30
1993	3.30	12.20	53.30	30.00	6.50	2.80	1.50	2.10	3.20	5.00	3.30	5.40	128.60
1994	6.00	14.00	51.80	17.30	7.80	3.40	3.00	1.90	4.20	2.40	14.50	18.30	144.60
1995	23.50	23.20	5.70	4.70	6.00	0.80	5.10	0.40	0.70	1.10	3.60	14.70	89.50
1996	7.60	11.10	21.00	8.90	4.50	4.00	1.50	1.90	0.90	13.10	8.40	3.40	86.30
1997	1.20	21.00	15.10	9.70	5.00	1.20	0.90	1.20	0.70	1.10	7.10	18.30	82.50
1998	431.30	579.80	400.00	297.50	99.50	14.10	6.50	2.70	15.40	-1.00	-1.00	-1.00	1846.80
<b>MEDIA</b>	<b>28.81</b>	<b>40.49</b>	<b>55.98</b>	<b>36.33</b>	<b>19.14</b>	<b>9.79</b>	<b>6.95</b>	<b>6.00</b>	<b>7.66</b>	<b>13.44</b>	<b>10.37</b>	<b>12.66</b>	<b>243.22</b>
<b>MAXIMO</b>	<b>431.30</b>	<b>579.80</b>	<b>400.00</b>	<b>297.50</b>	<b>215.80</b>	<b>43.50</b>	<b>30.30</b>	<b>15.30</b>	<b>28.40</b>	<b>48.20</b>	<b>30.70</b>	<b>58.20</b>	<b>1846.80</b>
<b>MINIMO</b>	<b>1.20</b>	<b>3.10</b>	<b>5.70</b>	<b>4.70</b>	<b>3.70</b>	<b>0.60</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.80</b>	<b>0.40</b>	<b>0.40</b>	<b>12.28</b>
<b>DESV.</b>	<b>67.84</b>	<b>91.28</b>	<b>70.79</b>	<b>49.05</b>	<b>35.93</b>	<b>9.23</b>	<b>6.64</b>	<b>4.97</b>	<b>6.45</b>	<b>12.59</b>	<b>7.70</b>	<b>10.76</b>	<b>289.47</b>
<b>SUMA</b>	<b>1123.60</b>	<b>1579.00</b>	<b>2183.40</b>	<b>1416.70</b>	<b>746.50</b>	<b>381.70</b>	<b>271.10</b>	<b>234.00</b>	<b>298.70</b>	<b>510.90</b>	<b>394.00</b>	<b>481.00</b>	<b>9485.48</b>

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
<b>Humedo</b>	<b>431.30</b>	<b>579.80</b>	<b>400.00</b>	<b>297.50</b>	<b>99.50</b>	<b>14.10</b>	<b>6.50</b>	<b>2.70</b>	<b>15.40</b>	<b>-1.00</b>	<b>-1.00</b>	<b>-1.00</b>	<b>1846.80</b>
<b>Medio</b>	<b>15.70</b>	<b>21.00</b>	<b>31.60</b>	<b>24.80</b>	<b>11.10</b>	<b>7.60</b>	<b>5.10</b>	<b>4.30</b>	<b>7.40</b>	<b>9.00</b>	<b>8.10</b>	<b>10.25</b>	<b>164.30</b>
<b>Seco</b>	<b>11.50</b>	<b>26.90</b>	<b>22.80</b>	<b>16.20</b>	<b>19.70</b>	<b>7.00</b>	<b>2.40</b>	<b>15.10</b>	<b>16.20</b>	<b>3.60</b>	<b>3.60</b>	<b>2.40</b>	<b>12.28</b>

Fuente: Delimitación de la Faja Marginal del Río La Leche (1999)

c) **Anexo N°04: Prueba de datos dudosos – Método Water Resources Council**

**REGISTRO HISTÓRICO  
DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS  
ESTACIÓN CUEVA BLANCA**

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1996	30.0	1.4771
2	1997	35.3	1.5478
3	1998	32.0	1.5051
4	1999	33.9	1.5302
5	2000	28.6	1.4564
6	2001	34.6	1.5391
7	2002	41.8	1.6212
8	2003	26.8	1.4281
9	2004	26.4	1.4216
10	2005	30.4	1.4829
11	2006	47.4	1.6758
12	2007	41.1	1.6138
13	2008	51.7	1.7135
14	2009	51.8	1.7143
15	2010	39.8	1.5999
16	2011	41.1	1.6138
17	2012	32.9	1.5172
18	2013	40.2	1.6042
19	2014	45.4	1.6571
20	2015	45.8	1.6609
21	2016	39.8	1.5999
22	2017	45.0	1.6532
23	2018	40.7	1.6096
24	2019	50.7	1.7050
25	2020	28.5	1.4548

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

Numero de datos n	25	25
Suma $\Sigma$	961.7	39.4025
Máximo	51.8	1.7143
Mínimo	26.4	1.4216
Promedio $\bar{x}$	38.5	1.5761
Desviación estándar s	7.8984	0.0909
Coficiente asimetría Cs	0.1169	-0.1622

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

n = 25  
 $K_n = 2.486$   
 Kn: valor recomendado, varía según el valor de n  
 (significancia:10%)

► Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$x_H = \bar{x} + K_n \cdot s \quad 1.80$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H} \quad \mathbf{63.4 \text{ mm}} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

► Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$x_L = \bar{x} - K_n \cdot s \quad 1.35$$

Precipitación mínima aceptada

$$PH = 10^{x_L} \quad \mathbf{22.4 \text{ mm}} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

**REGISTRO HISTÓRICO  
DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS  
ESTACIÓN INCAHUASI**

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1996	21.6	1.33
2	1997	26.2	1.42
3	1998	40.6	1.61
4	1999	38.5	1.59
5	2000	43.5	1.64
6	2001	33.0	1.52
7	2002	38.8	1.59
8	2003	26.7	1.43
9	2004	26.4	1.42
10	2005	22.1	1.34
11	2006	51.6	1.71
12	2007	29.1	1.46
13	2008	55.8	1.75
14	2009	45.6	1.66
15	2010	53.8	1.73
16	2011	31.1	1.49
17	2012	25.0	1.40
18	2013	34.6	1.54
19	2014	40.2	1.60
20	2015	48.8	1.69
21	2016	46.6	1.67
22	2017	58.0	1.76
23	2018	38.7	1.59
24	2019	53.3	1.73
25	2020	48.2	1.68

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

<b>Numero de datos n</b>	25	25
<b>Suma <math>\Sigma</math></b>	977.7	39.3489
<b>Máximo</b>	58.0	1.7634
<b>Mínimo</b>	21.6	1.3345
<b>Promedio <math>\bar{x}</math></b>	39.1	1.5740
<b>Desviación estándar s</b>	11.1932	0.1314
<b>Coficiente asimetría Cs</b>	0.0240	-0.3451
<b>Cs/6 k</b>	0.0040	-0.0575

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

$$n = 25$$

$$K_n = 2.486^*$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n  
[significancia:10%]

- Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$x_H = \bar{x} + K_n \cdot s \quad x_H = 1.90$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{x_H} \quad PH = 79.5 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

- Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$x_L = \bar{x} - K_n \cdot s \quad x_L = 1.25$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{x_L} \quad PL = 17.7 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

**REGISTRO HISTÓRICO  
DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS  
ESTACIÓN JAYANCA**

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1996	7.7	0.8865
2	1997	16.3	1.2122
3	1998	96.3	1.9836
4	1999	39.5	1.5966
5	2000	12.4	1.0934
6	2001	94.0	1.9733
7	2002	52.1	1.7168
8	2003	29.9	1.4757
9	2004	79.2	1.8987
10	2005	9.4	0.9731
11	2006	45.1	1.6542
12	2007	<b>2.4</b>	0.3802
13	2008	52.2	1.7177
14	2009	18.0	1.2553
15	2010	57.4	1.7589
16	2011	9.1	0.9590
17	2012	68.0	1.8325
18	2013	9.8	0.9912
19	2014	5.6	0.7482
20	2015	38.3	1.5832
21	2016	11.5	1.0607
22	2017	<b>120.8</b>	2.0821
23	2018	5.1	0.7076
24	2019	70.5	1.8482
25	2020	8.8	0.9431

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

<b>Numero de datos n</b>	25	25
<b>Suma <math>\Sigma</math></b>	959.4	34.3320
<b>Máximo</b>	120.8	2.0821
<b>Mínimo</b>	2.4	0.3802
<b>Promedio <math>\bar{x}</math></b>	38.4	1.3733
<b>Desviación estándar s</b>	34.0277	0.4766
<b>Coficiente asimetría Cs</b>	0.8775	-0.2643
<b>Cs/6 k</b>	0.1463	-0.0441

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

$$n = 25$$

$$Kn = 2.486^*$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n  
(significancia: 10%)

→ Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s \quad xH = 2.56$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{xH} \quad PH = 361.5 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

→ Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s \quad xL = 0.19$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{xL} \quad PL = 1.5 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$



**REGISTRO HISTÓRICO**  
**Cuadro 2.1.2: DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS**  
**ESTACIÓN PUCHACA**

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1996	4.3	0.6375
2	1997	10.1	1.0034
3	1998	63.5	1.8026
4	1999	25.6	1.4076
5	2000	14.6	1.1644
6	2001	128.3	2.1082
7	2002	74.7	1.8733
8	2003	40.3	1.6053
9	2004	73.5	1.8663
10	2005	41.5	1.6180
11	2006	77.4	1.8887
12	2007	10.8	1.0334
13	2008	45.8	1.6609
14	2009	55.2	1.7419
15	2010	38.2	1.5821
16	2011	20.6	1.3139
17	2012	60.4	1.7810
18	2013	30.9	1.4900
19	2014	10.8	1.0334
20	2015	24.8	1.3938
21	2016	22.4	1.3502
22	2017	148.1	2.1706
23	2018	11.3	1.0531
24	2019	66.1	1.8202
25	2020	19.0	1.2788

Mínimo valor histórico registrado

Máximo valor histórico registrado

Numero de datos n	25	25
Suma $\Sigma$	1118.1	37.6786
Máximo	148.1	2.1706
Mínimo	4.3	0.6375
Promedio $\bar{x}$	44.7	1.5071
Desviación estándar s	36.2627	0.3817
Coficiente asimetría Cs	1.4105	-0.3266
Cs/6 k	0.2351	-0.0544

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

$$n = 25$$

$$Kn = 2.486^*$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n  
(significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos altos (xH: unid. logaritmicas)

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s \quad xH = 2.46$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{xH} \quad PH = 285.8 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

⇒ Umbral de datos dudosos bajos (xL: unid. logaritmicas)

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s \quad xL = 0.56$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{xL} \quad PL = 3.6 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

**REGISTRO HISTÓRICO  
DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS  
ESTACIÓN TOCAMOCHE**

Nº	AÑO	P24	log(P24)
1	1996	32.0	1.5051
2	1997	85.0	1.9294
3	1998	100.0	2.0000
4	1999	50.0	1.6990
5	2000	110.0	2.0414
6	2001	78.0	1.8921
7	2002	68.0	1.8325
8	2003	53.0	1.7243
9	2004	110.0	2.0414
10	2005	36.0	1.5563
11	2006	47.3	1.6744
12	2007	33.0	1.5185
13	2008	<b>192.0</b>	2.2833
14	2009	57.0	1.7559
15	2010	65.8	1.8182
16	2011	42.5	1.6284
17	2012	67.5	1.8293
18	2013	62.0	1.7924
19	2014	59.6	1.7752
20	2015	91.8	1.9628
21	2016	44.0	1.6433
22	2017	95.2	1.9786
23	2018	<b>20.0</b>	1.3010
24	2019	81.3	1.9101
25	2020	24.8	1.3952

Máximo valor histórico registrado

Mínimo valor histórico registrado

<b>Numero de datos n</b>	25	25
<b>Suma <math>\Sigma</math></b>	1705.8	44.4883
<b>Máximo</b>	192.0	2.2833
<b>Mínimo</b>	20.0	1.3010
<b>Promedio <math>\bar{x}</math></b>	68.2	1.7795
<b>Desviación estándar s</b>	36.4860	0.2240
<b>Coficiente asimetría Cs</b>	1.6255	-0.1122
<b>Cs/6 k</b>	0.2709	-0.0187

**PRUEBA DE DATOS DUDOSOS (Método Water Resources Council)**

$$n = 25$$

$$Kn = 2.486^*$$

Kn: valor recomendado, varía según el valor de n  
(significancia:10%)

⇒ Umbral de datos dudosos **altos (xH: unid. logaritmicas)**

$$x_H = \bar{x} + Kn \cdot s \quad xH = 2.34$$

Precipitación máxima aceptada

$$PH = 10^{xH} \quad PH = 217.0 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

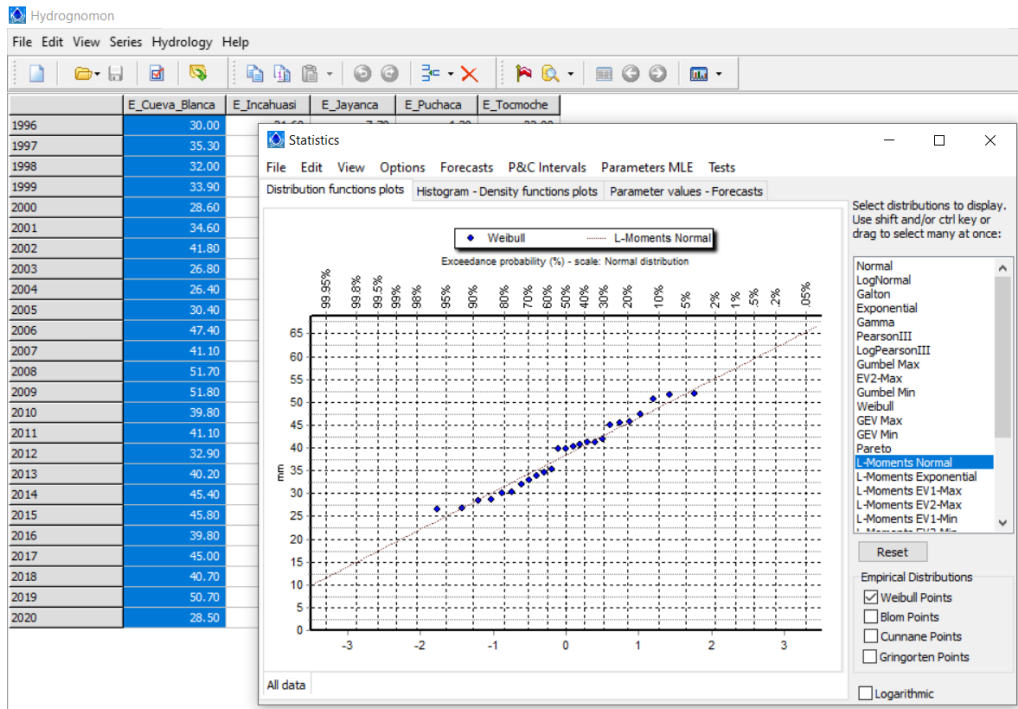
⇒ Umbral de datos dudosos **bajos (xL: unid. logaritmicas)**

$$x_L = \bar{x} - Kn \cdot s \quad xL = 1.22$$

Precipitación mínima aceptada

$$PL = 10^{xL} \quad PL = 16.7 \text{ mm} \quad \text{No existen datos dudosos}$$

d) Anexo N°05: Hidrognomon



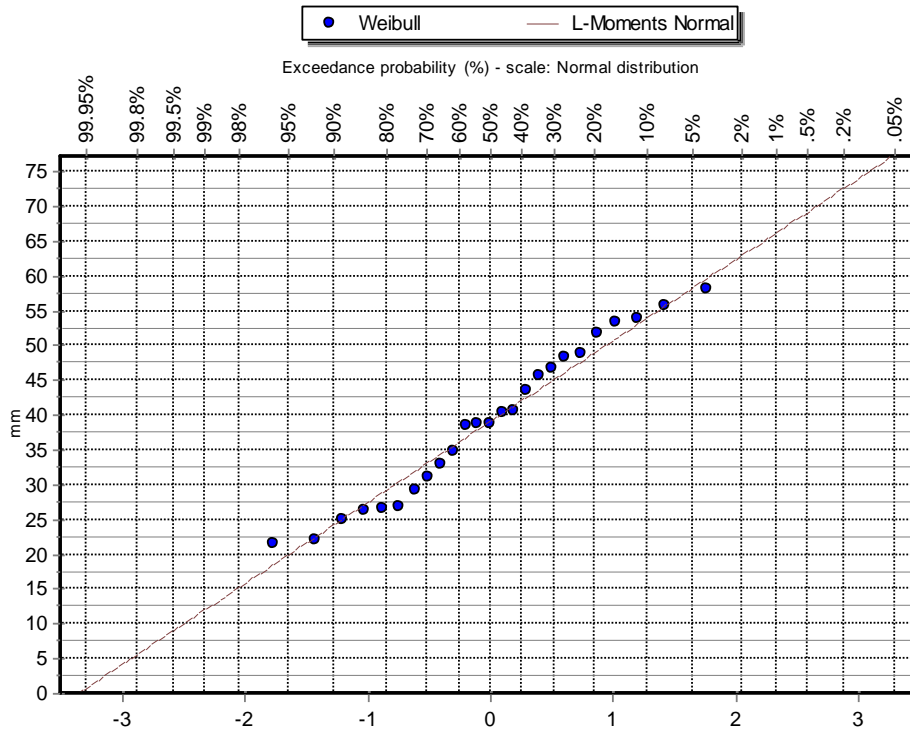
El programa Hidrognomon permite procesar los datos de máximas precipitaciones y/o caudales por distintas distribuciones probabilísticas, además de que posibilita el proceso de ajuste tanto por el método de Kolmogorov-Smirnov o  $X^2$  y obtener las precipitaciones y/o para distintos periodos de retorno como se muestra a continuación para el cálculo precipitación para un tiempo de retorno de 50 años.

The screenshot shows the 'Statistics' dialog box with the 'Parameter values - Forecasts' tab selected. It displays a table of distribution parameters for 'All data - T(Max) = 50.0000 y'. The 'Normal (L-Moments)' distribution is highlighted in blue.

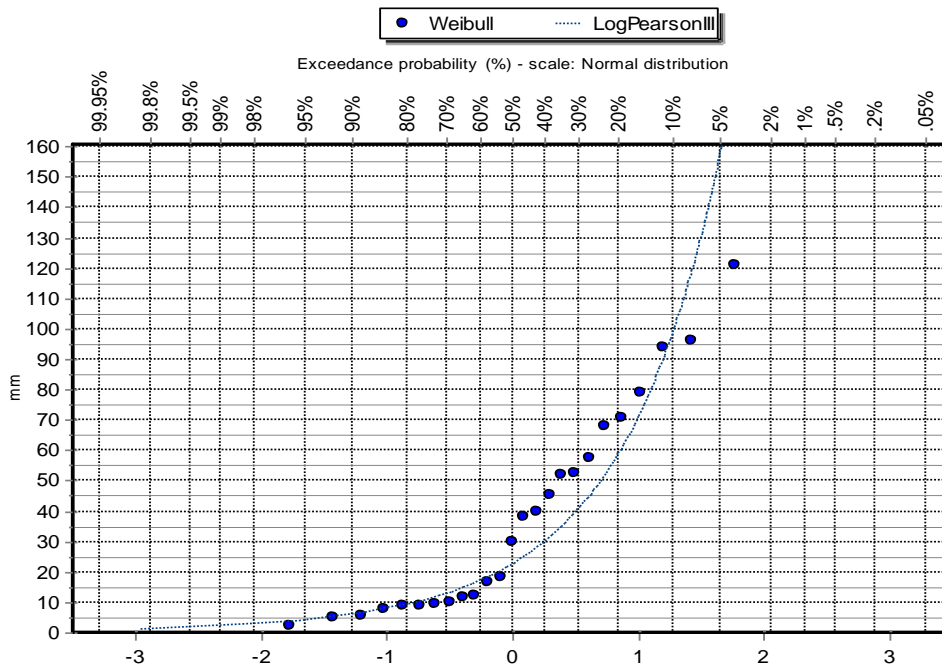
Distribution	Value
Normal	54.6892
Normal (L-Moments)	55.2528
LogNormal	57.1978
Galton	55.1825
Exponential	61.4682
Exponential (L-Moments)	65.3227
Gamma	56.3708
Pearson III	54.6892
Log Pearson III	57.9090
EV1-Max (Gumbel)	58.9508
EV2-Max	60.3836
EV1-Min (Gumbel)	50.4275
EV3-Min (Weibull)	52.9397
GEV-Max	55.0611
GEV-Min	54.8608
Pareto	52.5447
GEV-Max (L-Moments)	55.7196
GEV-Min (L-Moments)	55.5926
EV1-Max (Gumbel, L-Moments)	60.5850
EV2-Max (L-Moments)	64.6465
EV1-Min (Gumbel, L-Moments)	51.3817
EV3-Min (Weibull, L-Moments)	53.6103
Pareto (L-Moments)	52.5625

e) Anexo N°06: Gráficas de Distribuciones Probabilísticas

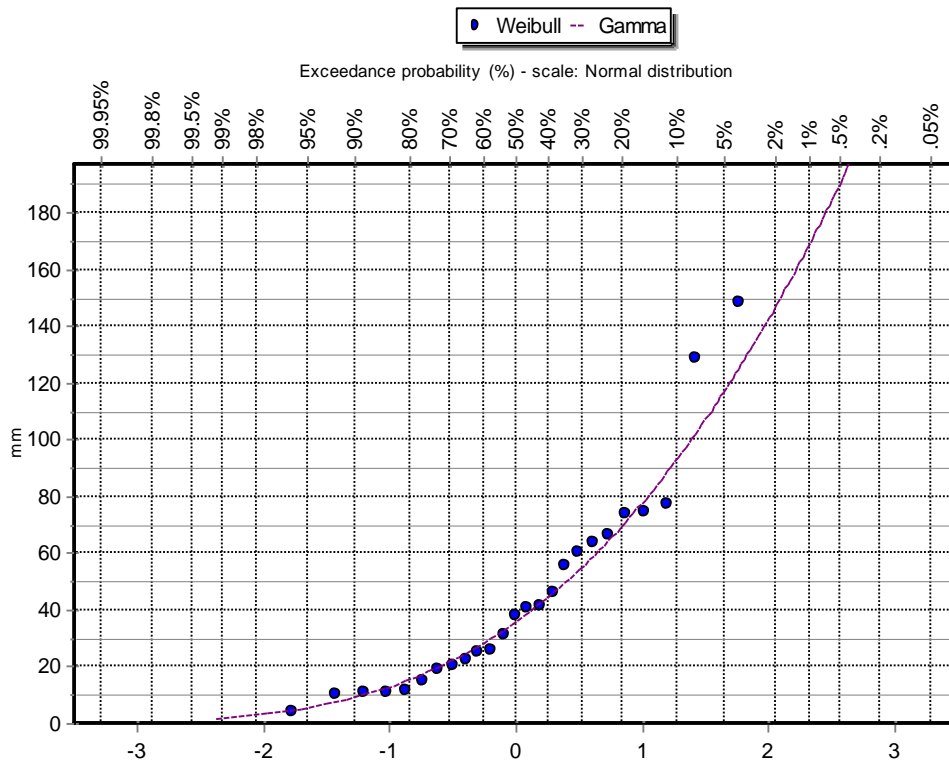
Estación Incahuasi



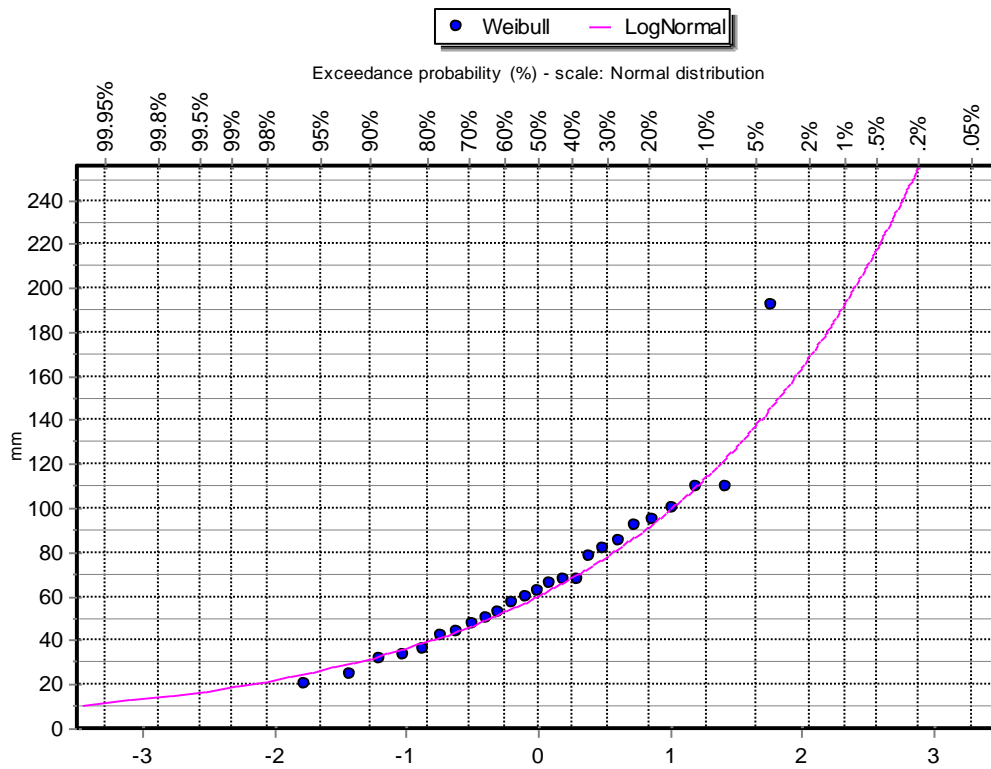
Estación Jayanca



### Estación Puchaca



### Estación Tocmoche



**f) Anexo N°07: Hietogramas de diseño para las subcuencas SC-02, SC-03, SC-04, SC-05.**

<b>Hietogramas de Diseño de las Subcuenca SC-02</b>								
Duración (min)	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años
60	1.01	1.24	1.46	1.79	2.10	2.45	2.87	3.54
120	1.13	1.39	1.63	2.00	2.34	2.74	3.21	3.95
180	1.29	1.58	1.85	2.28	2.67	3.13	3.66	4.51
240	1.51	1.86	2.17	2.68	3.13	3.67	4.29	5.28
300	1.85	2.27	2.66	3.27	3.83	4.49	5.25	6.46
360	2.43	3.00	3.51	4.32	5.06	5.92	6.93	8.53
420	3.81	4.69	5.49	6.76	7.91	9.25	10.83	13.34
480	30.01	36.95	43.25	53.25	62.32	72.95	85.38	105.13
540	5.68	6.99	8.18	10.08	11.79	13.80	16.15	19.89
600	2.95	3.63	4.24	5.23	6.12	7.16	8.38	10.32
660	2.09	2.58	3.02	3.71	4.35	5.09	5.95	7.33
720	1.66	2.04	2.39	2.94	3.44	4.03	4.71	5.80
780	1.39	1.71	2.00	2.46	2.88	3.37	3.95	4.86
840	1.20	1.48	1.73	2.13	2.50	2.92	3.42	4.21
900	1.07	1.31	1.54	1.89	2.21	2.59	3.03	3.73

<b>Hietogramas de Diseño de la Subcuenca SC-03</b>								
Duración (min)	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años
60	0.83	1.10	1.36	1.81	2.24	2.77	3.42	4.54
120	0.93	1.23	1.52	2.02	2.50	3.09	3.83	5.07
180	1.06	1.40	1.74	2.30	2.85	3.53	4.36	5.78
240	1.24	1.65	2.04	2.70	3.34	4.13	5.11	6.78
300	1.52	2.01	2.49	3.30	4.09	5.06	6.26	8.29
360	2.00	2.66	3.29	4.36	5.39	6.67	8.25	10.94
420	3.13	4.15	5.14	6.81	8.43	10.43	12.91	17.11
480	24.70	32.73	40.51	53.69	66.44	82.22	101.74	134.85
540	4.67	6.19	7.66	10.16	12.57	15.56	19.25	25.51
600	2.42	3.21	3.98	5.27	6.52	8.07	9.98	13.23
660	1.72	2.28	2.82	3.74	4.63	5.73	7.10	9.40
720	1.36	1.81	2.24	2.96	3.67	4.54	5.62	7.45
780	1.14	1.51	1.87	2.48	3.07	3.80	4.70	6.23
840	0.99	1.31	1.62	2.15	2.66	3.29	4.07	5.40
900	0.88	1.16	1.44	1.91	2.36	2.92	3.61	4.79

Hietograma de Diseño de la Subcuenca SC-04								
Duración (min)	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años
60	0.92	1.20	1.47	1.92	2.35	2.87	3.52	4.59
120	1.03	1.34	1.64	2.14	2.62	3.21	3.93	5.13
180	1.17	1.53	1.87	2.45	2.99	3.66	4.48	5.85
240	1.37	1.79	2.19	2.87	3.51	4.29	5.25	6.86
300	1.68	2.19	2.68	3.51	4.29	5.25	6.43	8.39
360	2.22	2.89	3.54	4.63	5.66	6.93	8.48	11.07
420	3.47	4.53	5.54	7.23	8.85	10.83	13.26	17.31
480	27.32	35.68	43.66	57.02	69.78	85.39	104.50	136.47
540	5.17	6.75	8.26	10.79	13.20	16.16	19.77	25.82
600	2.68	3.50	4.28	5.60	6.85	8.38	10.26	13.39
660	1.91	2.49	3.04	3.98	4.87	5.95	7.29	9.52
720	1.51	1.97	2.41	3.15	3.85	4.72	5.77	7.54
780	1.26	1.65	2.02	2.64	3.23	3.95	4.83	6.31
840	1.09	1.43	1.75	2.28	2.79	3.42	4.19	5.47
900	0.97	1.27	1.55	2.02	2.48	3.03	3.71	4.85

Hietograma de Diseño de la Subcuenca SC-05								
Duración (min)	Tr = 2 años	Tr = 5 años	Tr = 10 años	Tr = 25 años	Tr = 50 años	Tr = 100 años	Tr = 200 años	Tr = 500 años
60	0.72	1.06	1.41	2.08	2.79	3.75	5.02	7.40
120	0.80	1.18	1.58	2.33	3.12	4.19	5.61	8.27
180	0.91	1.34	1.80	2.66	3.56	4.77	6.40	9.43
240	1.07	1.58	2.11	3.11	4.17	5.59	7.50	11.05
300	1.31	1.93	2.58	3.81	5.11	6.84	9.18	13.52
360	1.73	2.54	3.41	5.02	6.74	9.03	12.11	17.84
420	2.70	3.98	5.33	7.86	10.53	14.12	18.93	27.89
480	21.28	31.35	42.03	61.93	83.03	111.31	149.23	219.87
540	4.03	5.93	7.95	11.72	15.71	21.06	28.24	41.60
600	2.09	3.08	4.13	6.08	8.15	10.92	14.65	21.58
660	1.48	2.19	2.93	4.32	5.79	7.76	10.41	15.33
720	1.17	1.73	2.32	3.42	4.58	6.15	8.24	12.14
780	0.98	1.45	1.94	2.86	3.84	5.15	6.90	10.16
840	0.85	1.26	1.68	2.48	3.33	4.46	5.98	8.81
900	0.76	1.11	1.49	2.20	2.95	3.95	5.30	7.81

g) Anexo N°08: Cálculo de coeficiente de rugosidad de Cowan, para el cauce del río

Consideraciones del canal		Valores	
<b>Material considerado</b>	Tierra	n0	0.020
	Roca cortada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
<b>Grado de irregularidad</b>	Liso	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
<b>Variaciones de la sección transversal del canal</b>	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
<b>Efecto relativo de obstrucciones</b>	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
<b>Vegetación</b>	Baja	n4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy alta		0.050 - 0.100
<b>Cantidad de meandros</b>	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severa		1.300
Consideraciones del canal		Valores	
Material considerado	Grava fina	n0	0.024
Grado de irregularidad	Menor	n1	0.005
Variaciones de la sección transversal del canal	Ocasionalmente alternante	n2	0.005
Efecto relativo de obstrucciones	Despreciable	n3	0.000
Vegetación	Baja	n4	0.008
Cantidad de meandros	Apreciable	m5	1.150
<b>Coeficiente de rugosidad</b>	$n=(n0+n1+n2+n3+n4)m5$	<b>n</b>	<b>0.048</b>

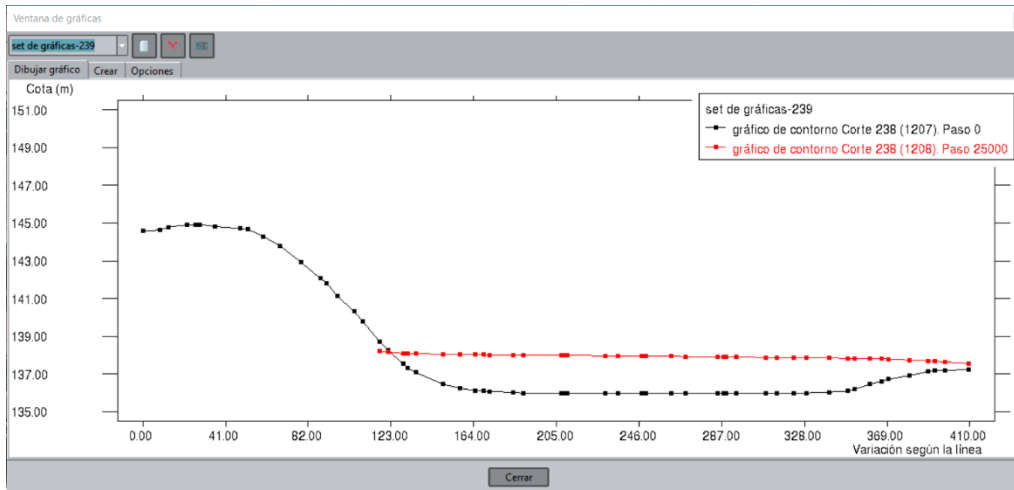


**h) Anexo N°9: Secciones del tramo en estudio**

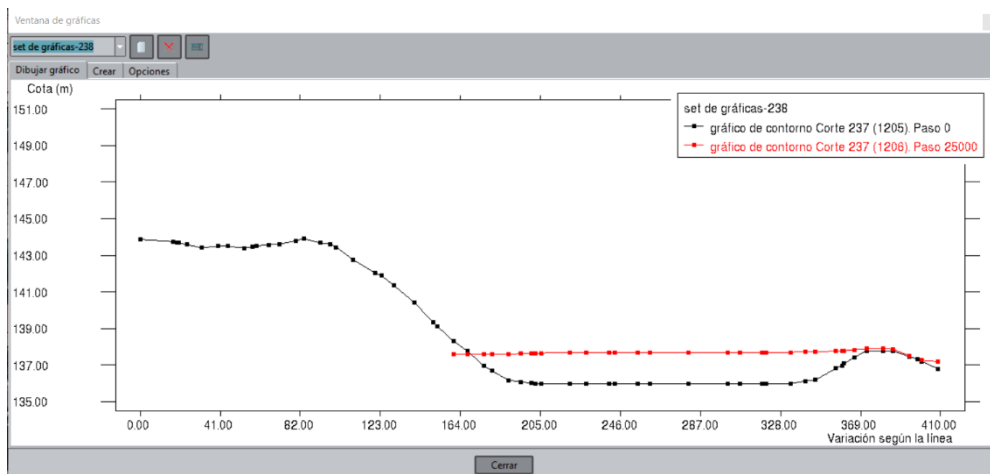


**i) Anexo N°10: Tirantes de las secciones críticas del río**

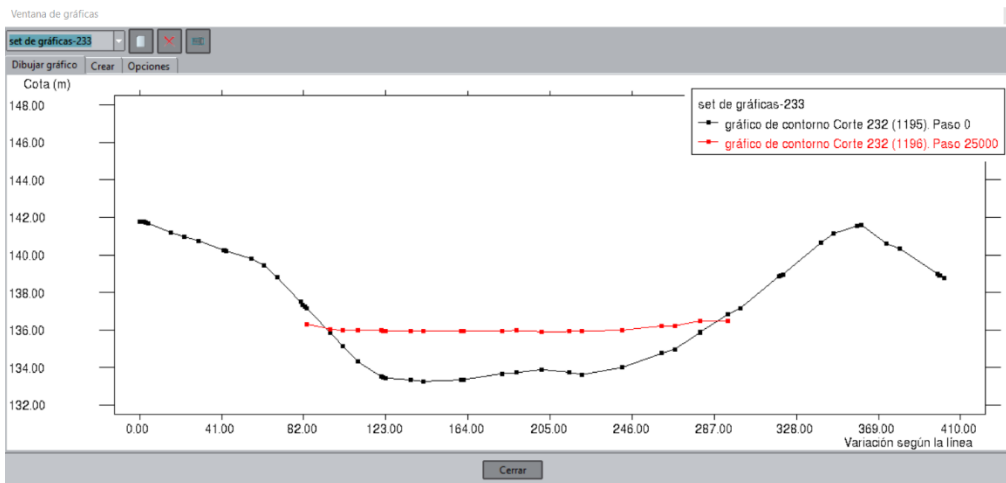
Progresiva 0+400 km



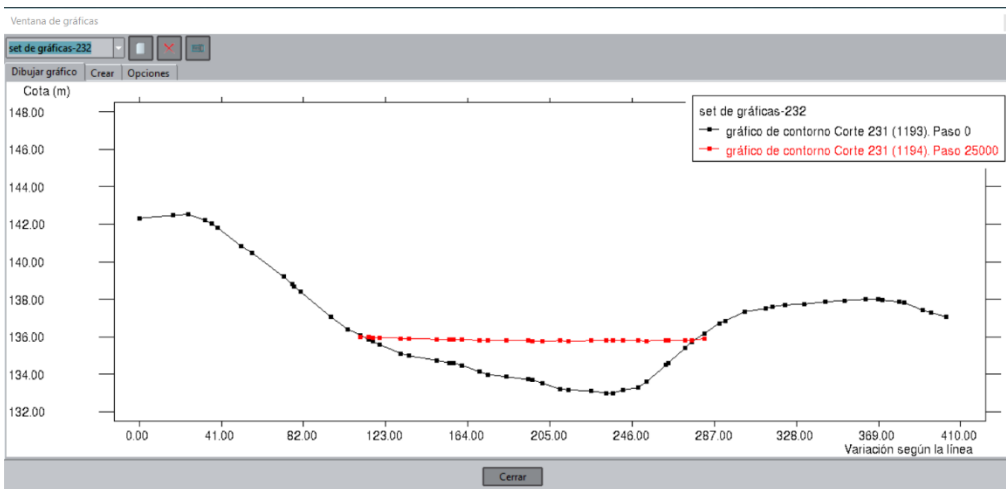
Progresiva 0+500 km



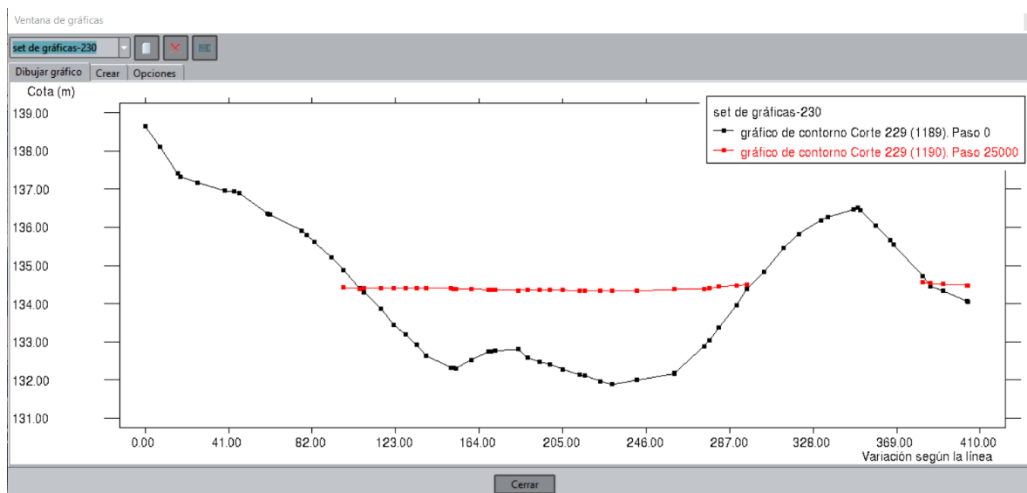
### Progresiva 1+000 km



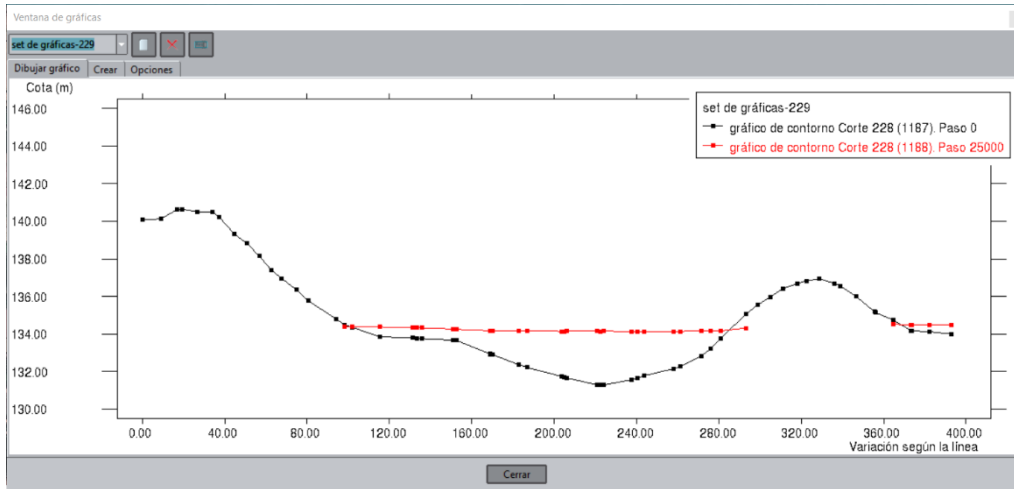
### Progresiva 1+100 km



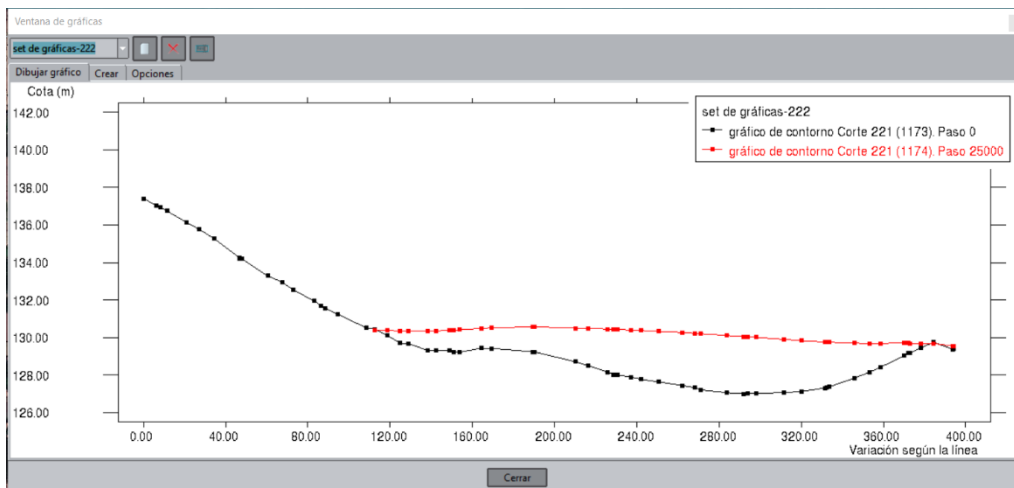
### Progresiva 1+300 km



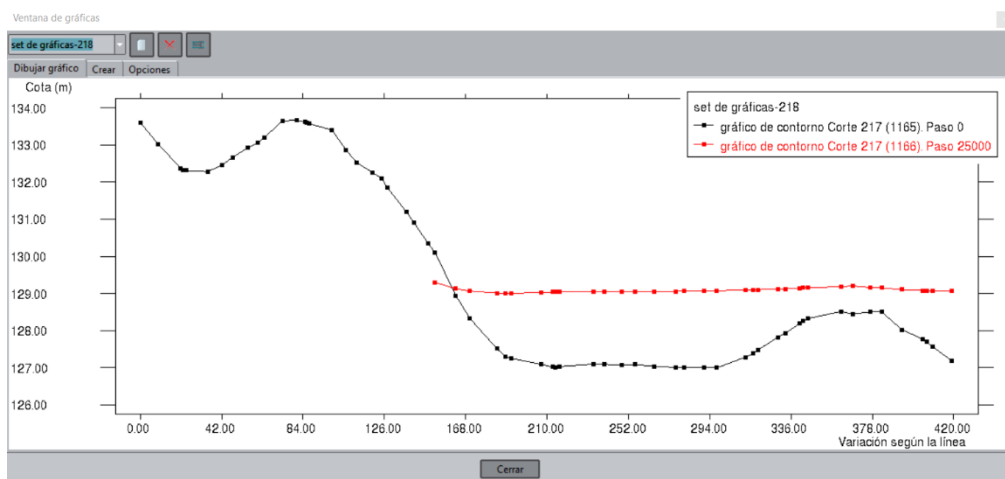
### Progresiva 1+400 km



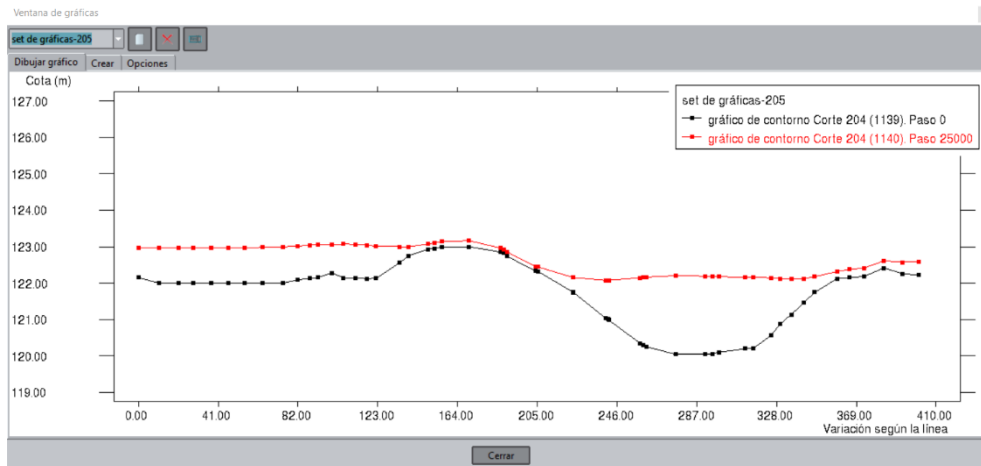
### Progresiva 2+100 km



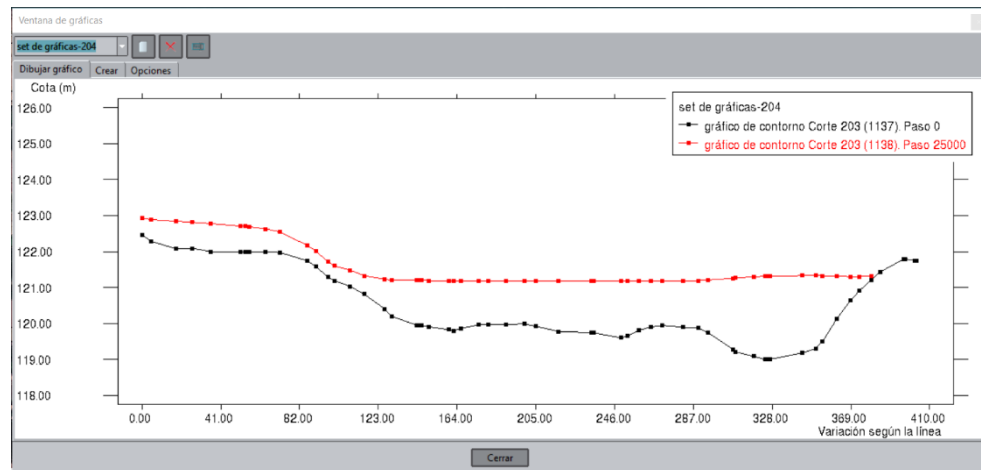
### Progresiva 2+500 km



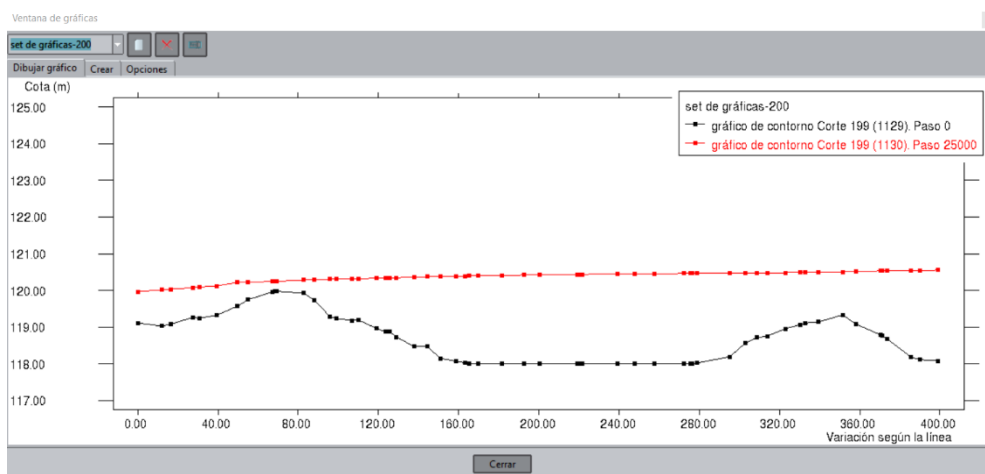
### Progresiva 3+800 km



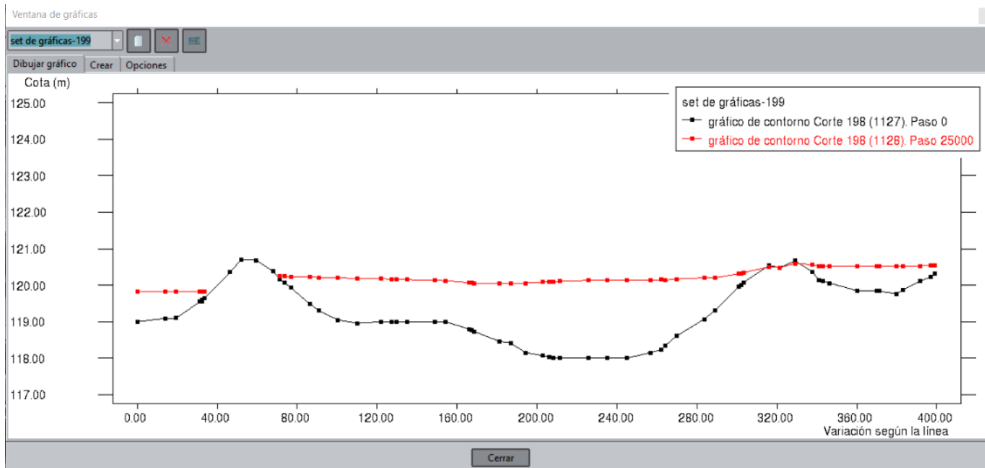
### Progresiva 3+900 km



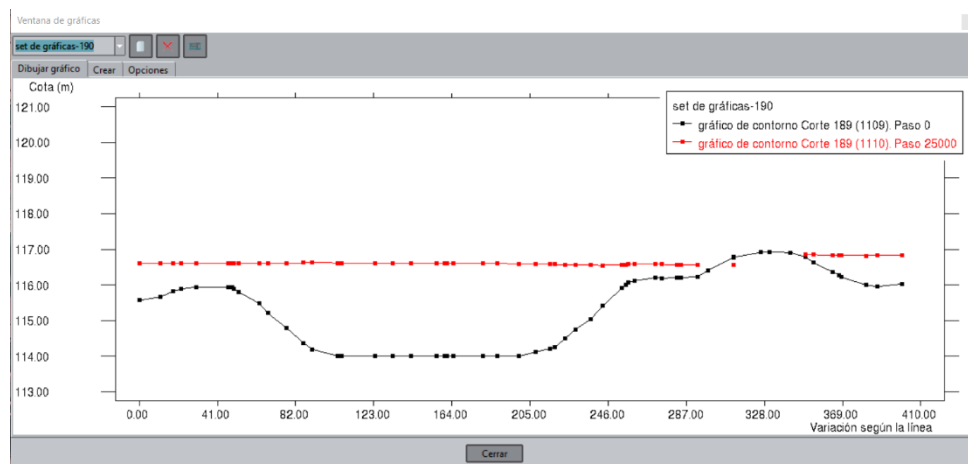
### Progresiva 4+300 km



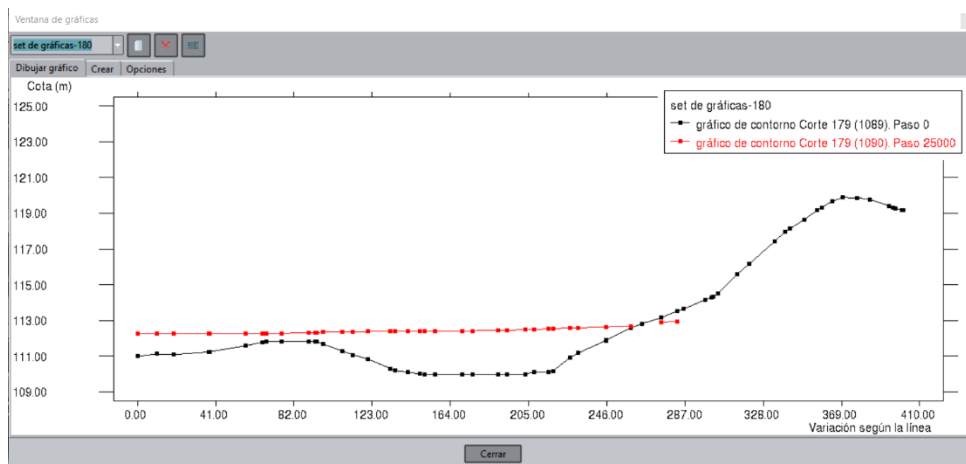
### Progresiva 4+400 km



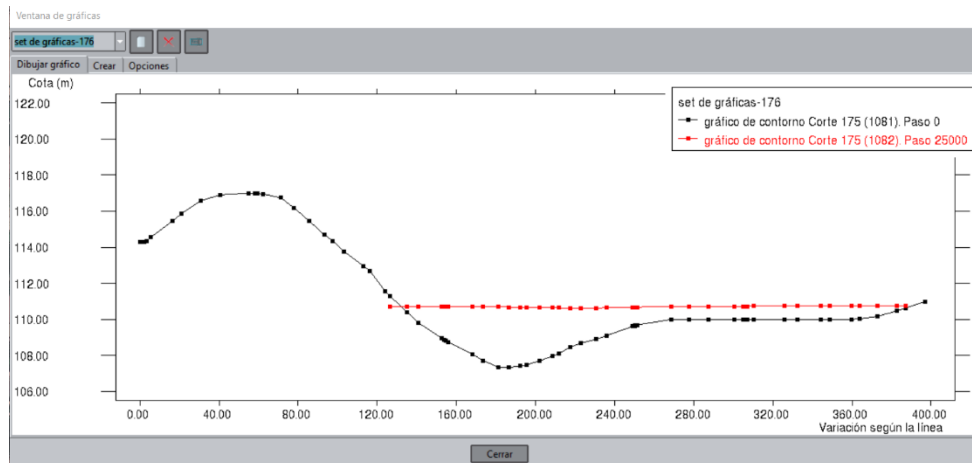
### Progresiva 5+300 km



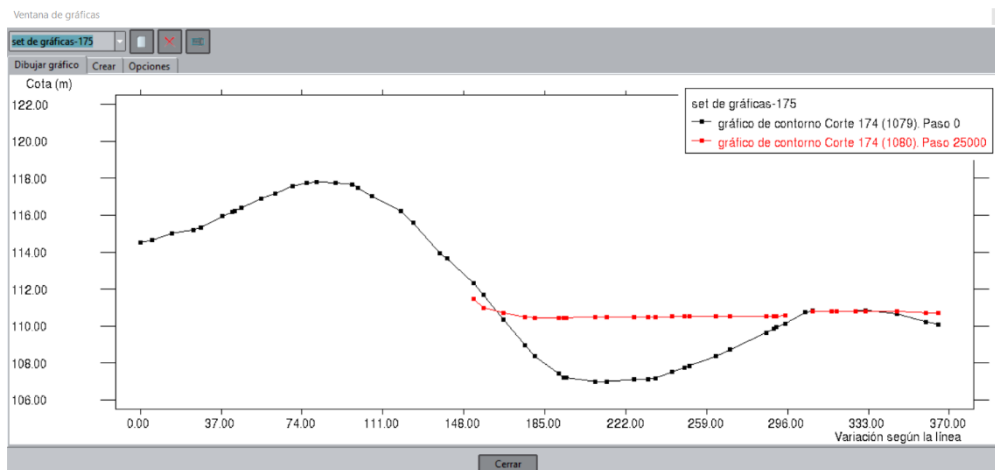
### Progresiva 6+300 km



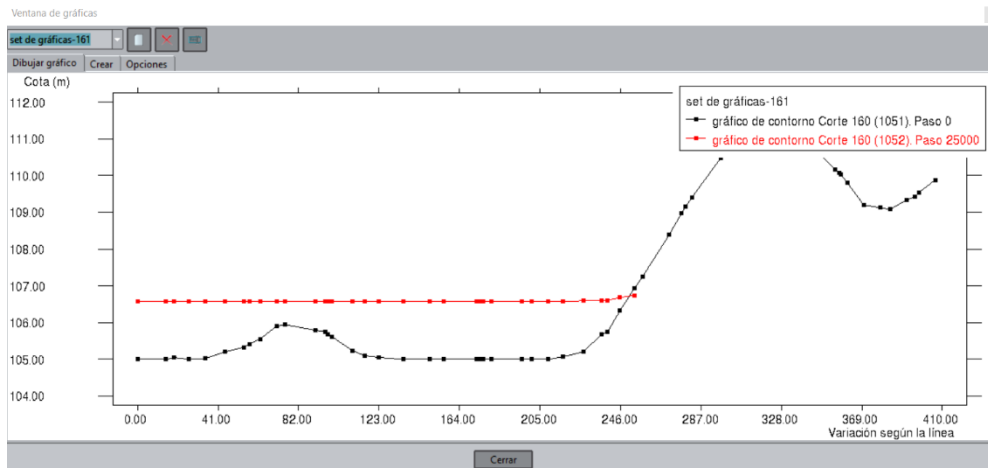
### Progresiva 6+700 km



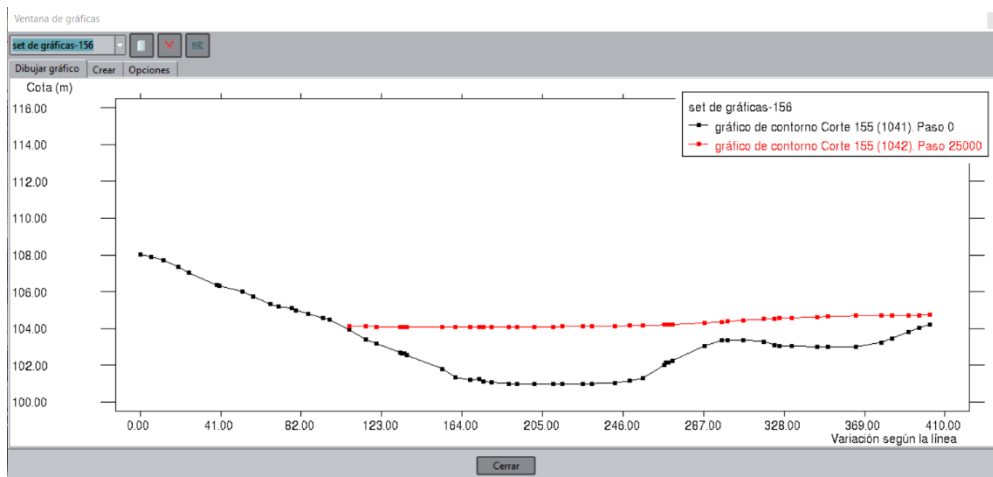
### Progresiva 6+800 km



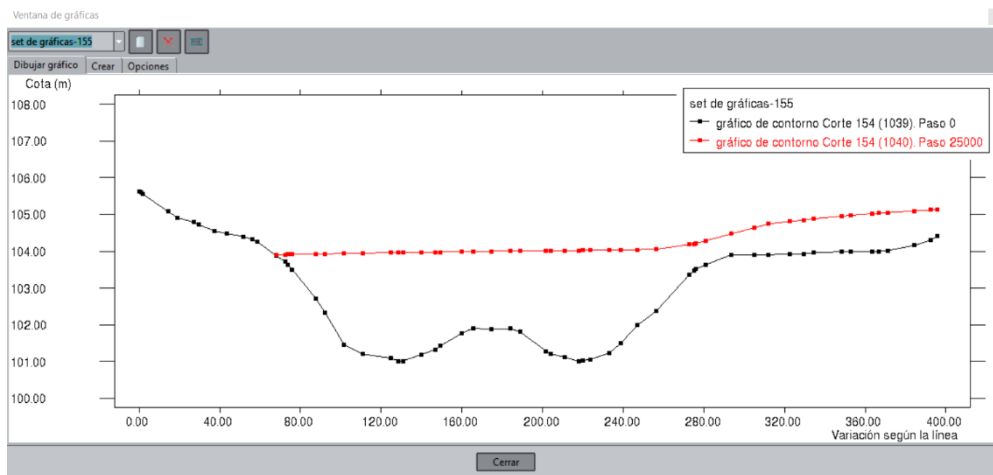
### Progresiva 8+200 km



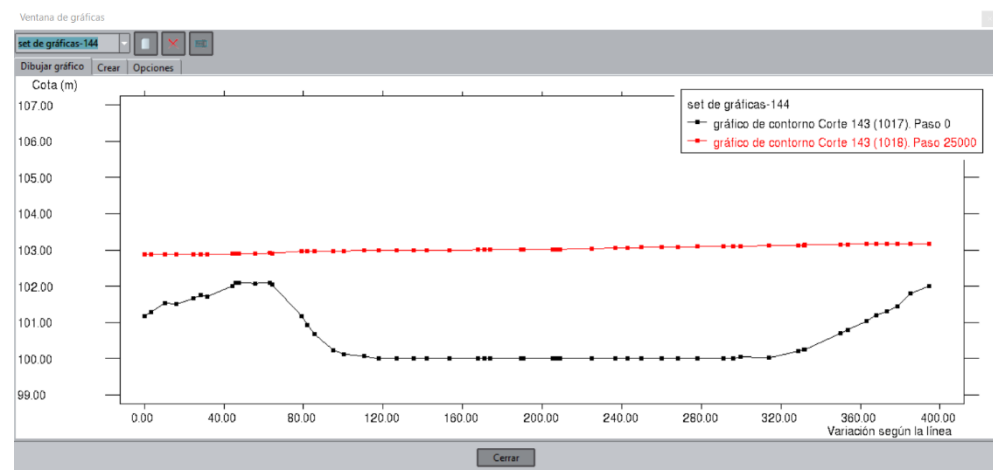
### Progresiva 8+800 km



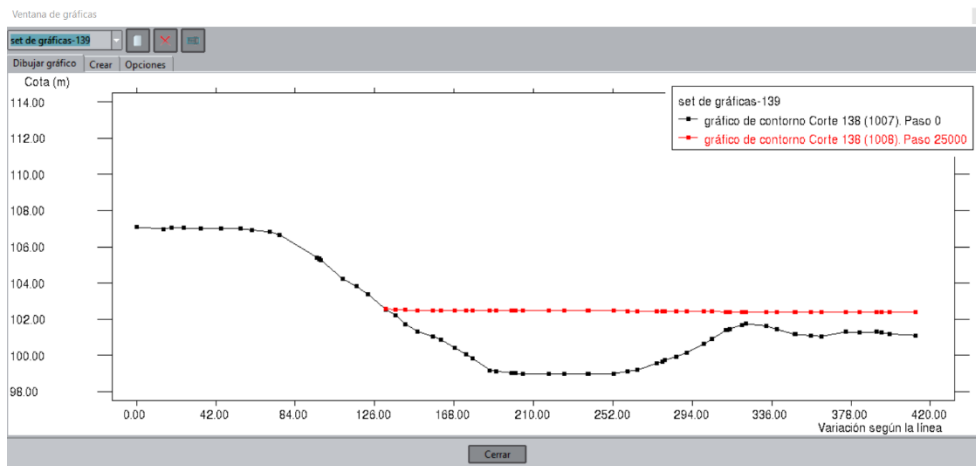
### Progresiva 8+900 km



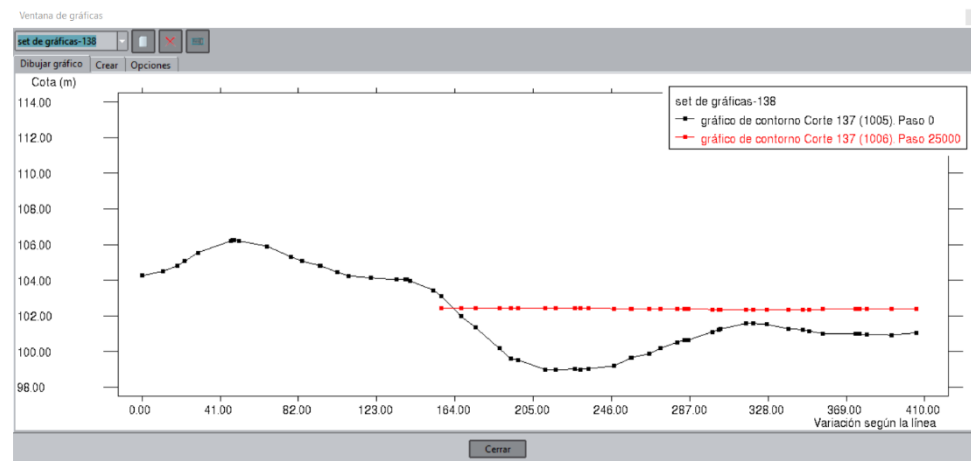
### Progresiva 10+000 km



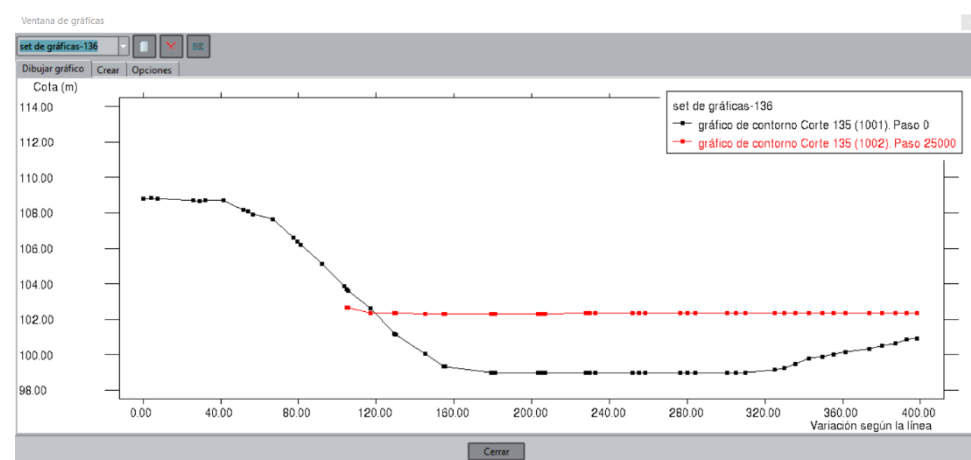
### Progresiva 10+500 km



### Progresiva 10+600 km

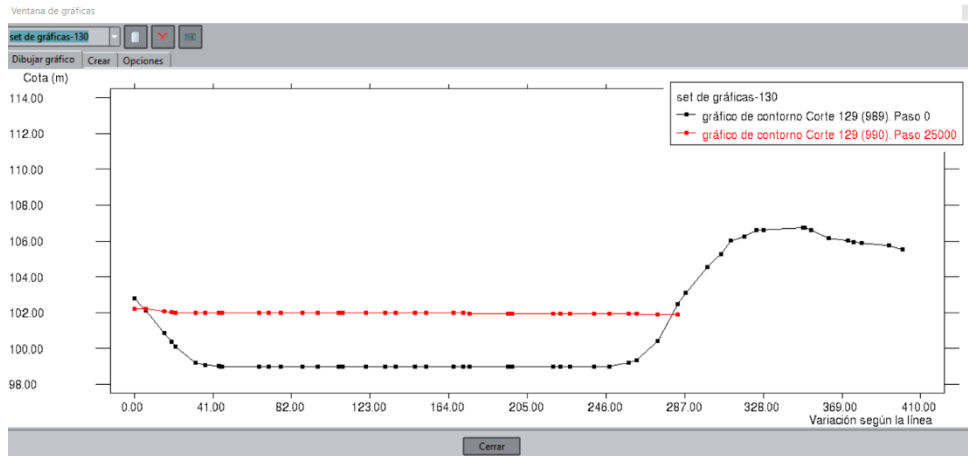


### Progresiva 10+800 km

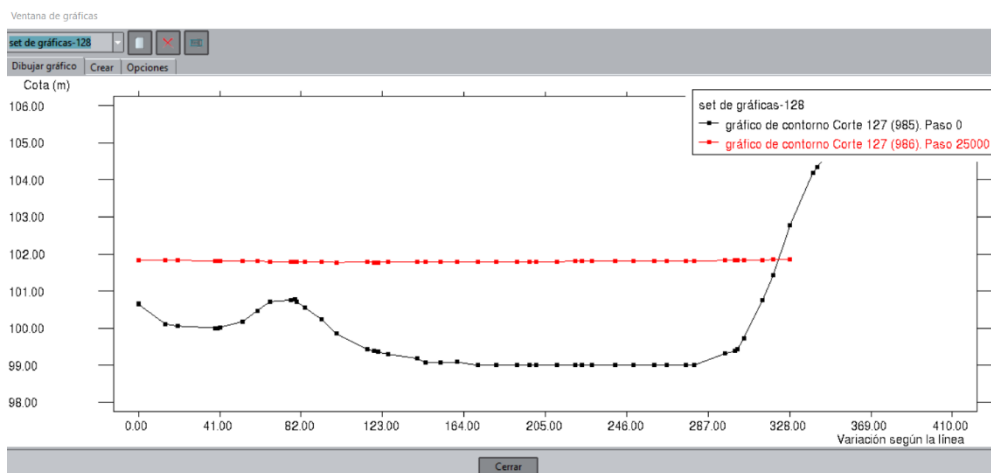




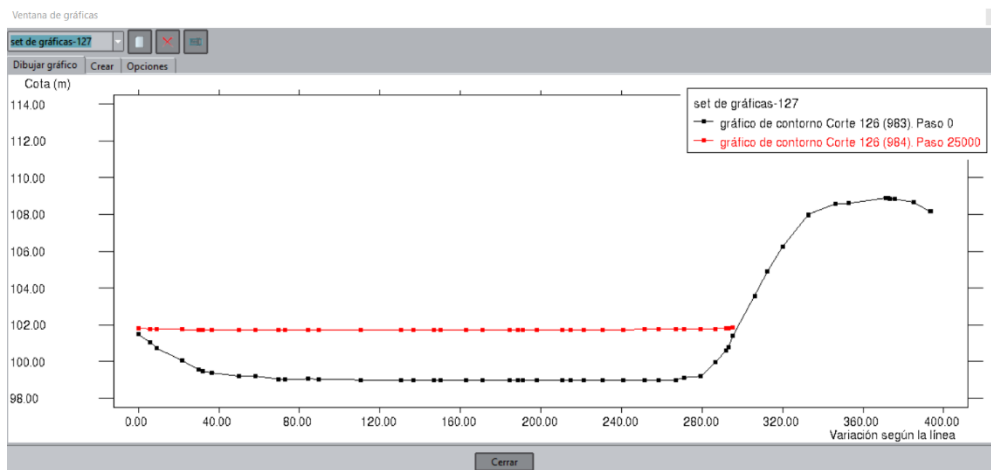
### Progresiva 11+400 km



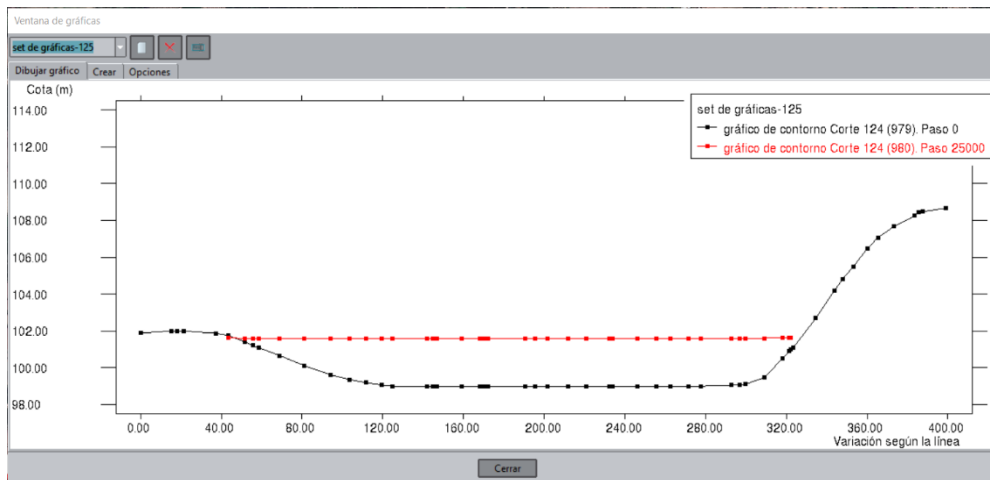
### Progresiva 11+600 km



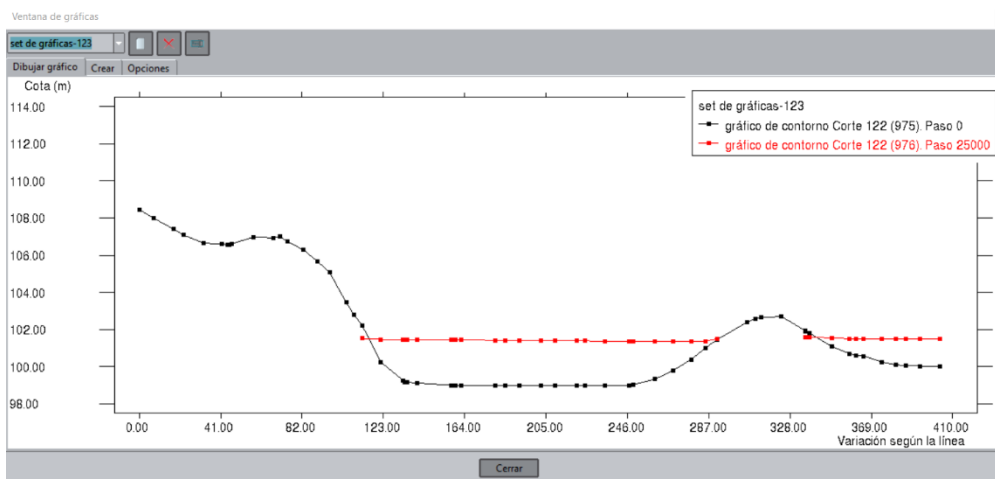
### Progresiva 11+700 km



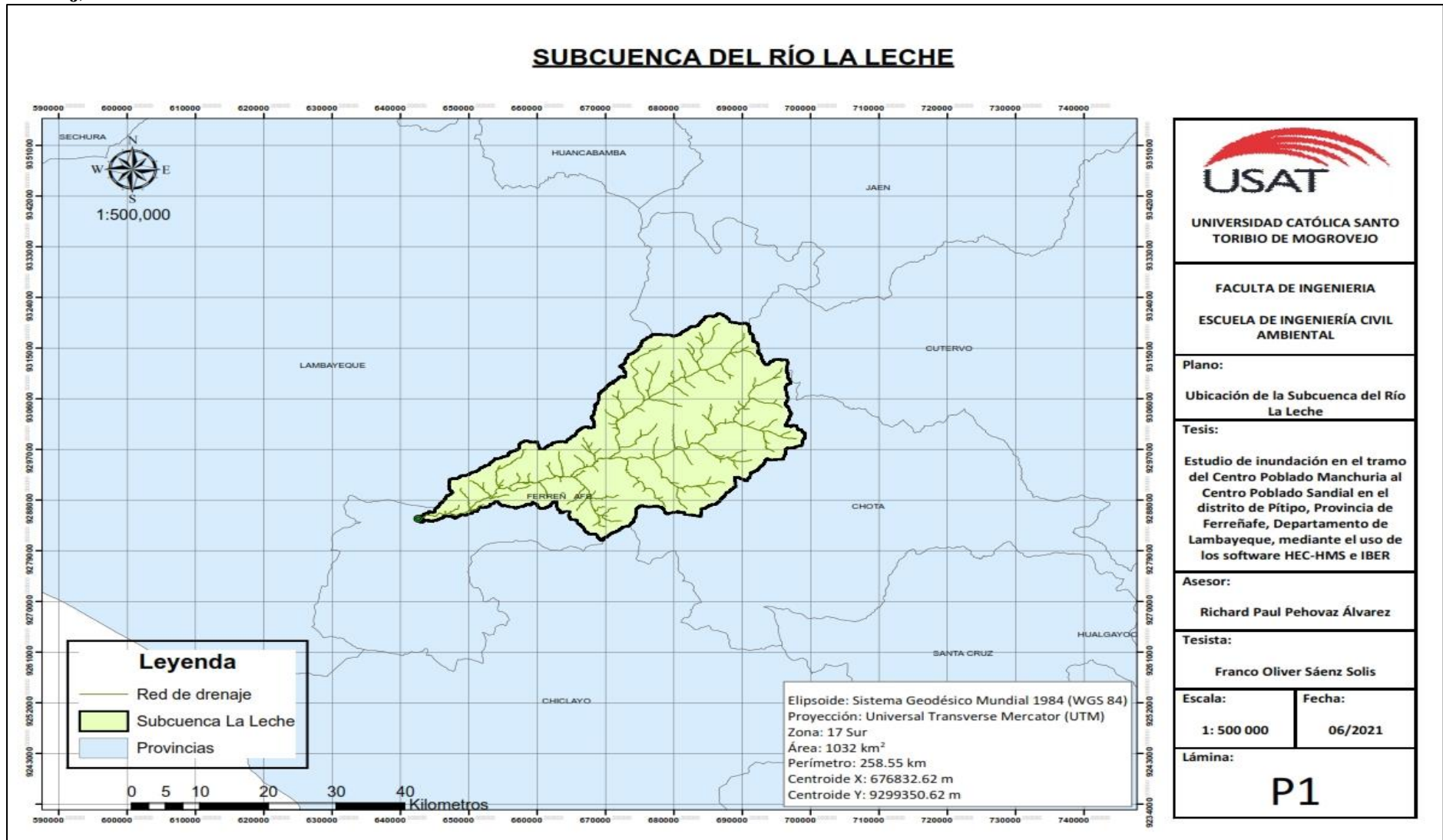
## Progresiva 11+900 km



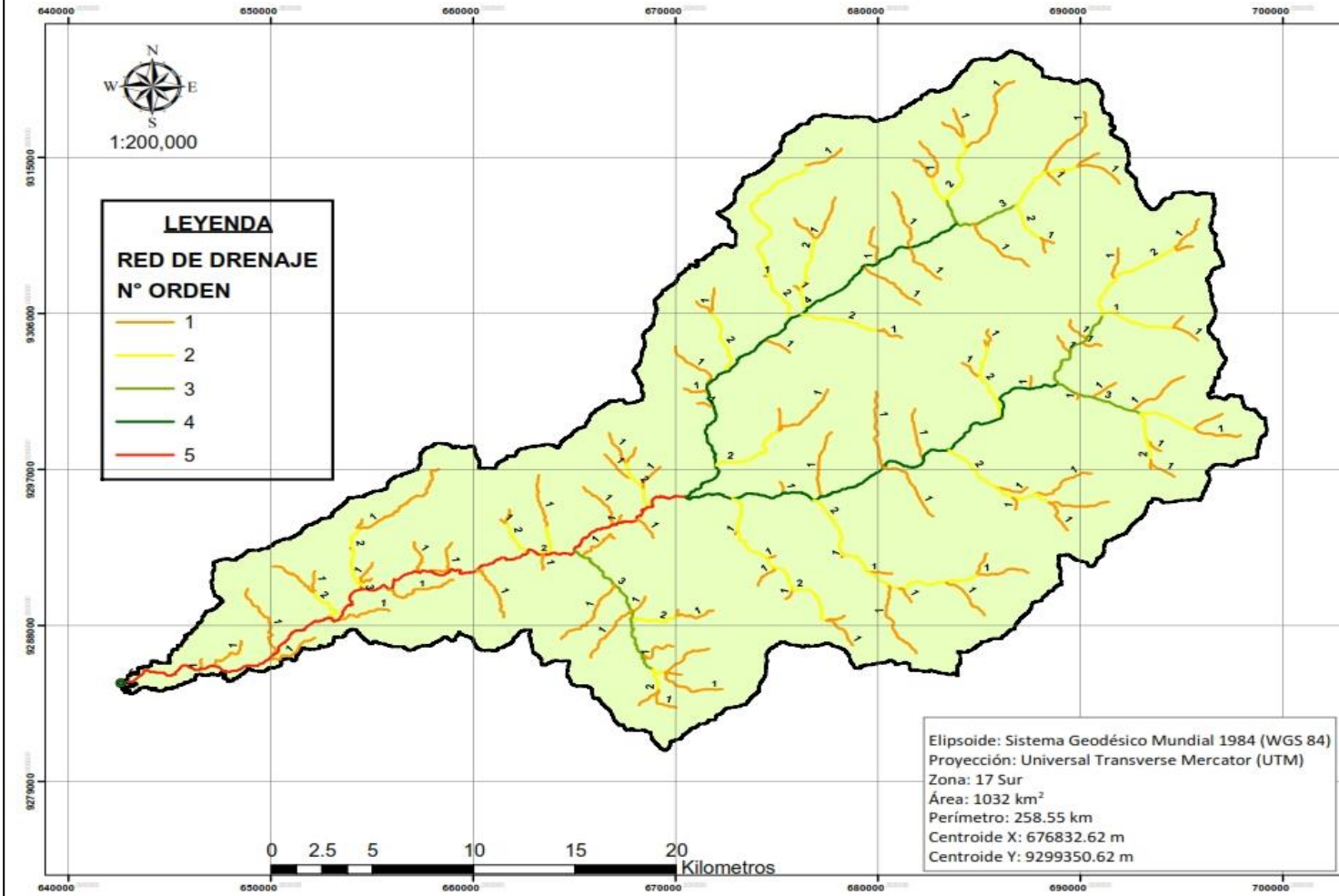
## Progresiva 12+100 km



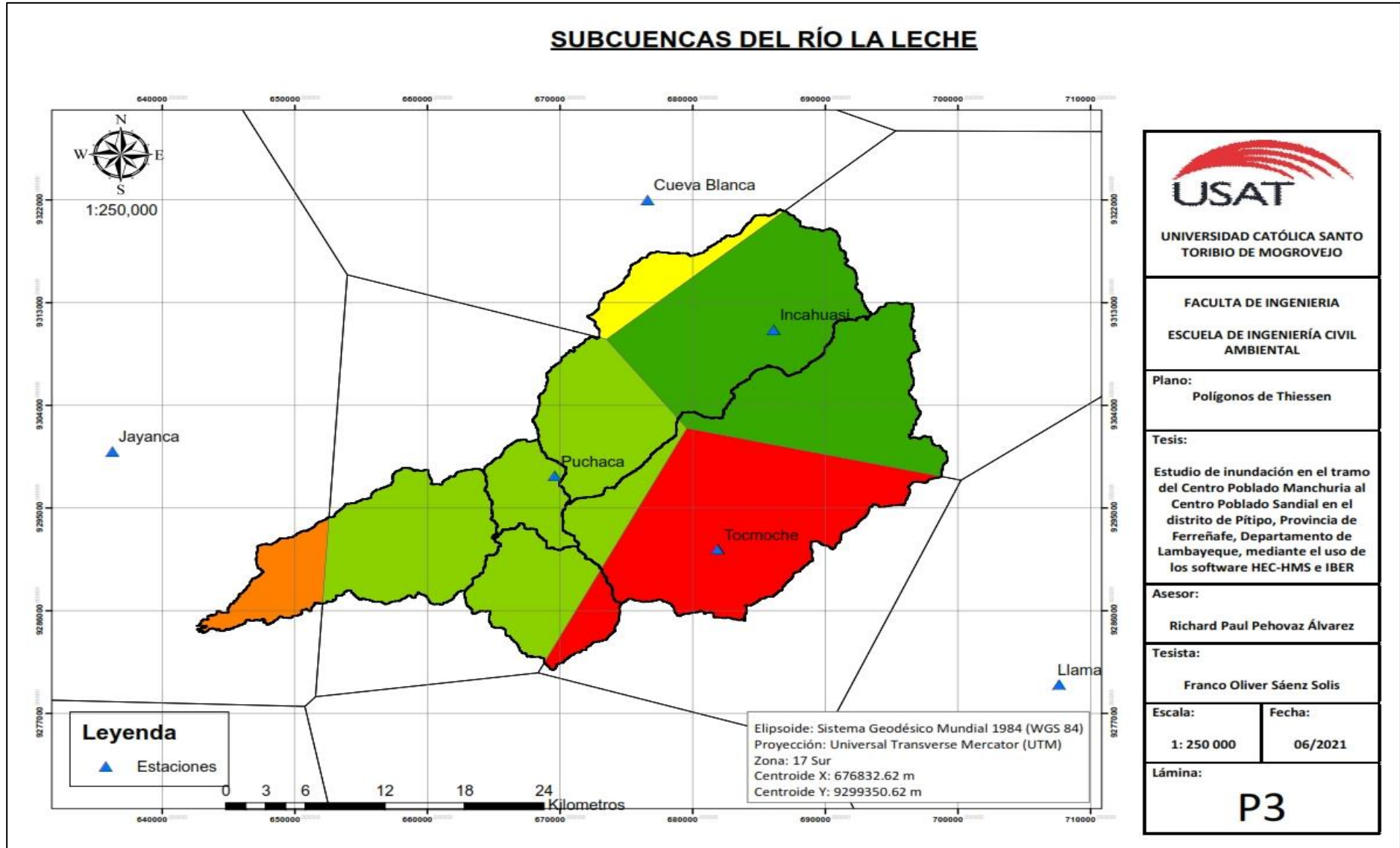
j) Anexo N°11: Planos



### SUBCUENCA DEL RÍO LA LECHE



 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b>	
<b>FACULTA DE INGENIERIA</b> <b>ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL</b>	
<b>Plano:</b> Red de drenaje de la Subcuenca del Río La Leche	
<b>Tesis:</b> Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pítipa, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER	
<b>Asesor:</b> Richard Paul Pehovaz Álvarez	
<b>Tesista:</b> Franco Oliver Sáenz Solís	
<b>Escala:</b> 1: 200 000	<b>Fecha:</b> 06/2021
<b>Lámina:</b> <span style="font-size: 2em; font-weight: bold;">P2</span>	





**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**

---

FACULTA DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

---

Plano:  
 Polígonos de Thiessen

---

Tesis:  
 Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER

---

Asesor:  
 Richard Paul Pehovaz Álvarez

---

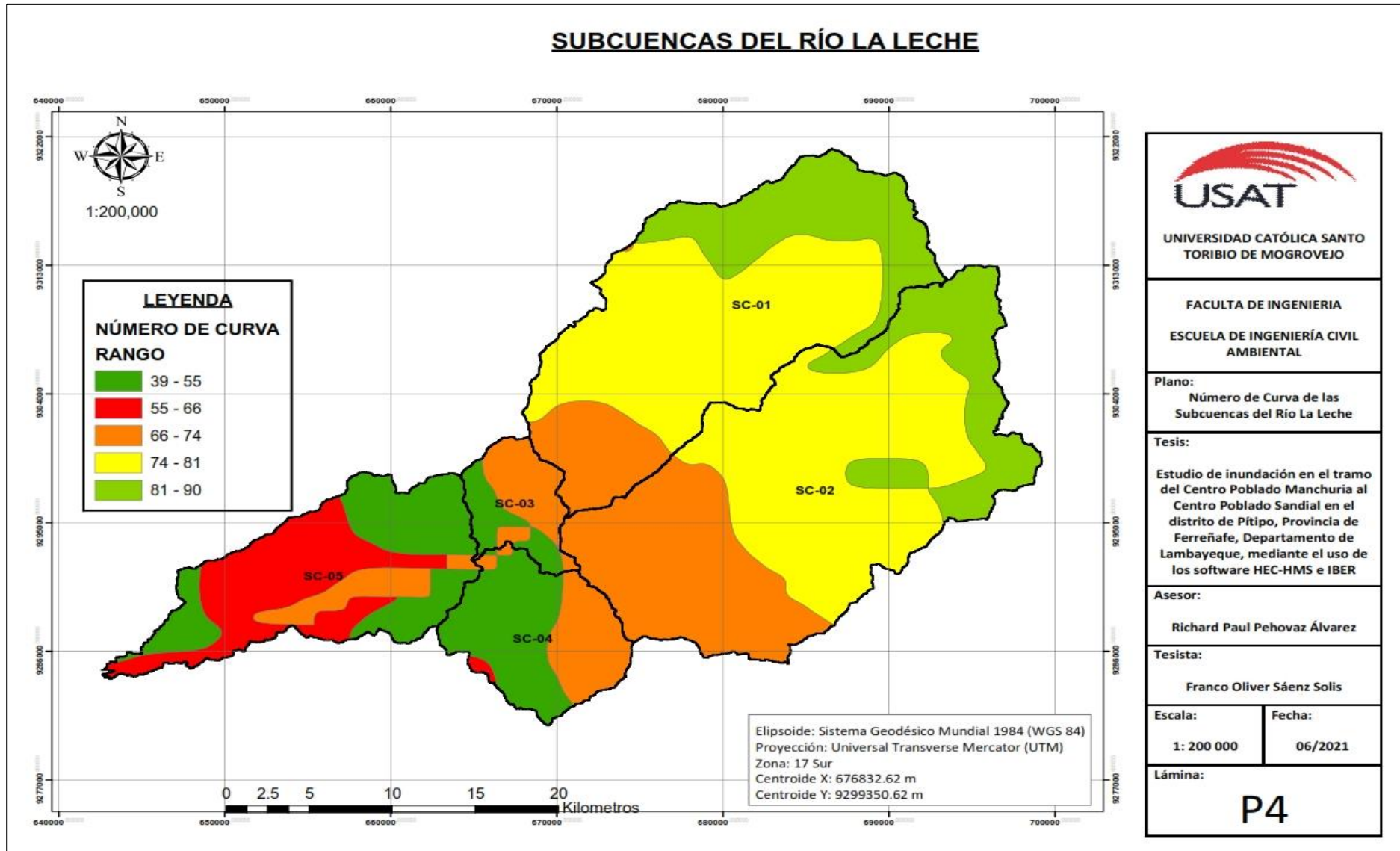
Tesista:  
 Franco Oliver Sáenz Solis

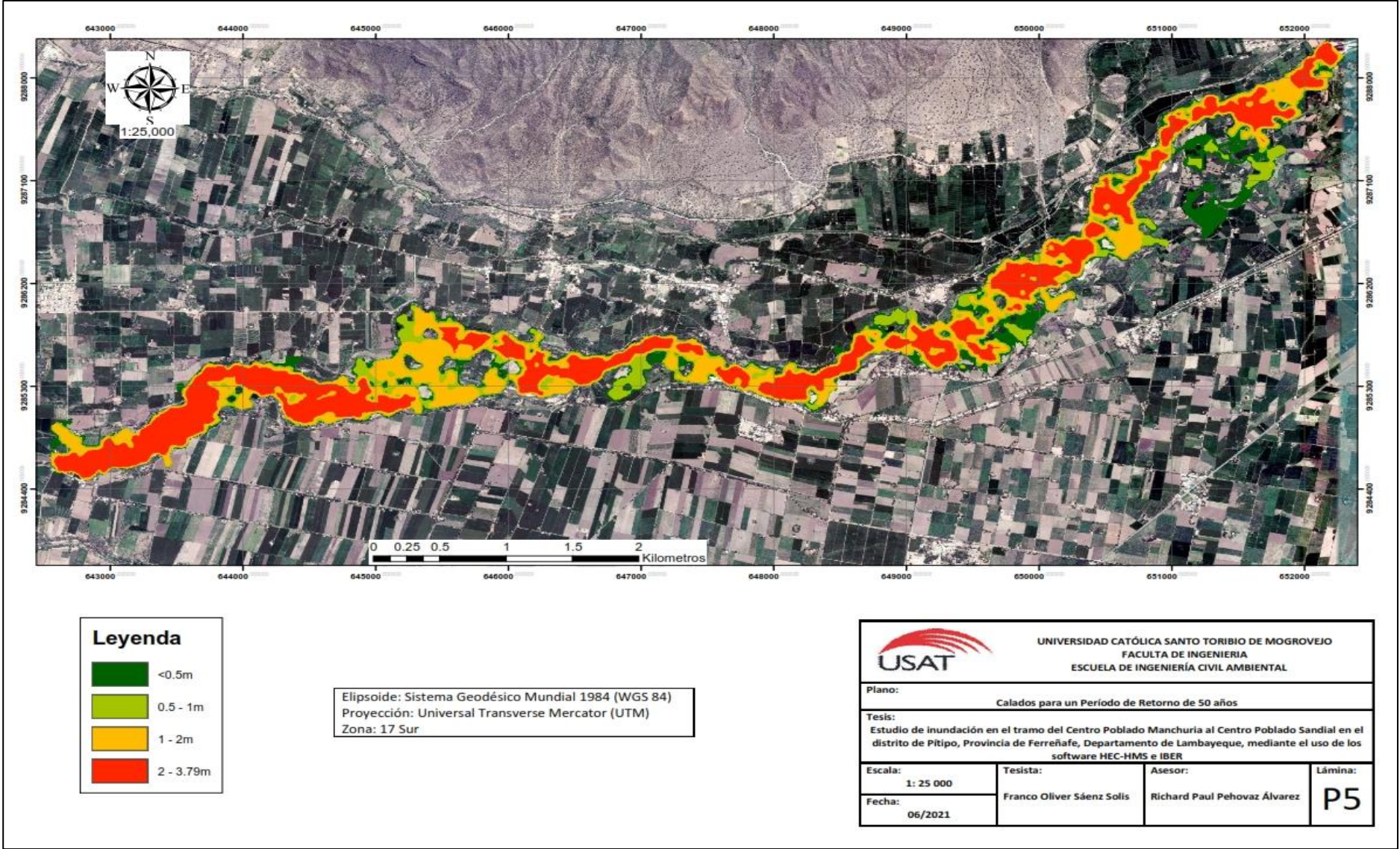
---

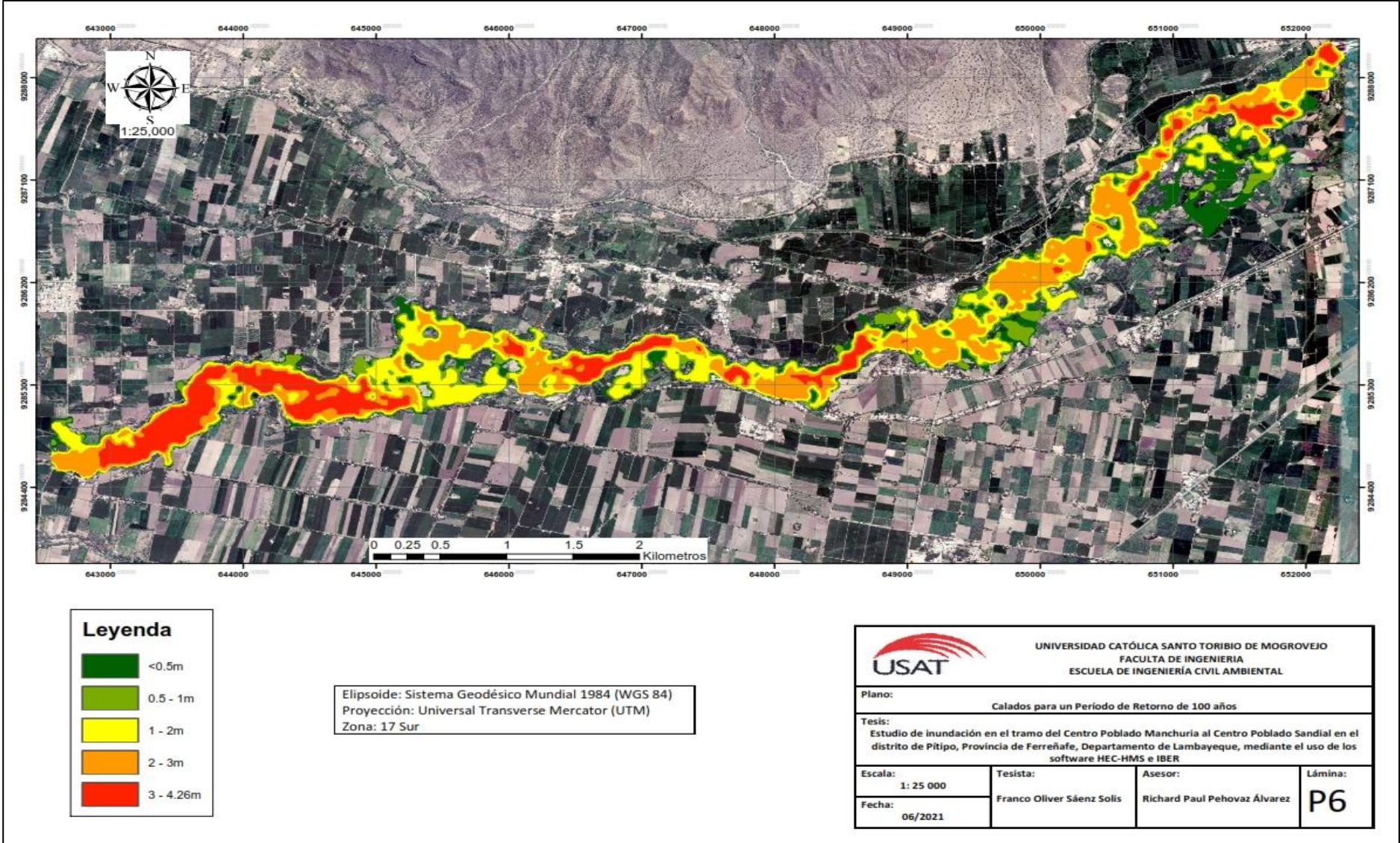
Escala: 1: 250 000	Fecha: 06/2021
-----------------------	-------------------

---

Lámina:  
P3







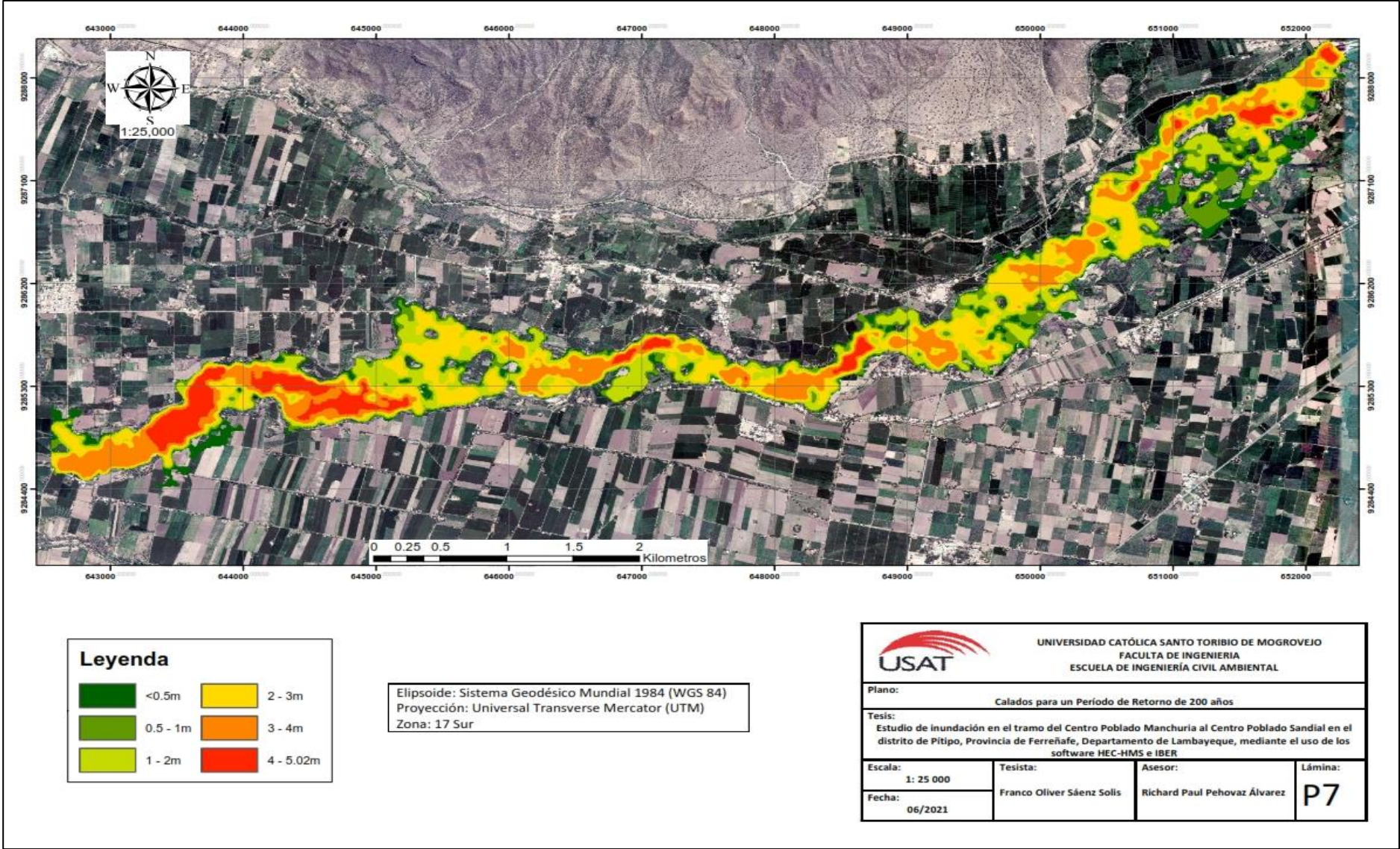
**Leyenda**

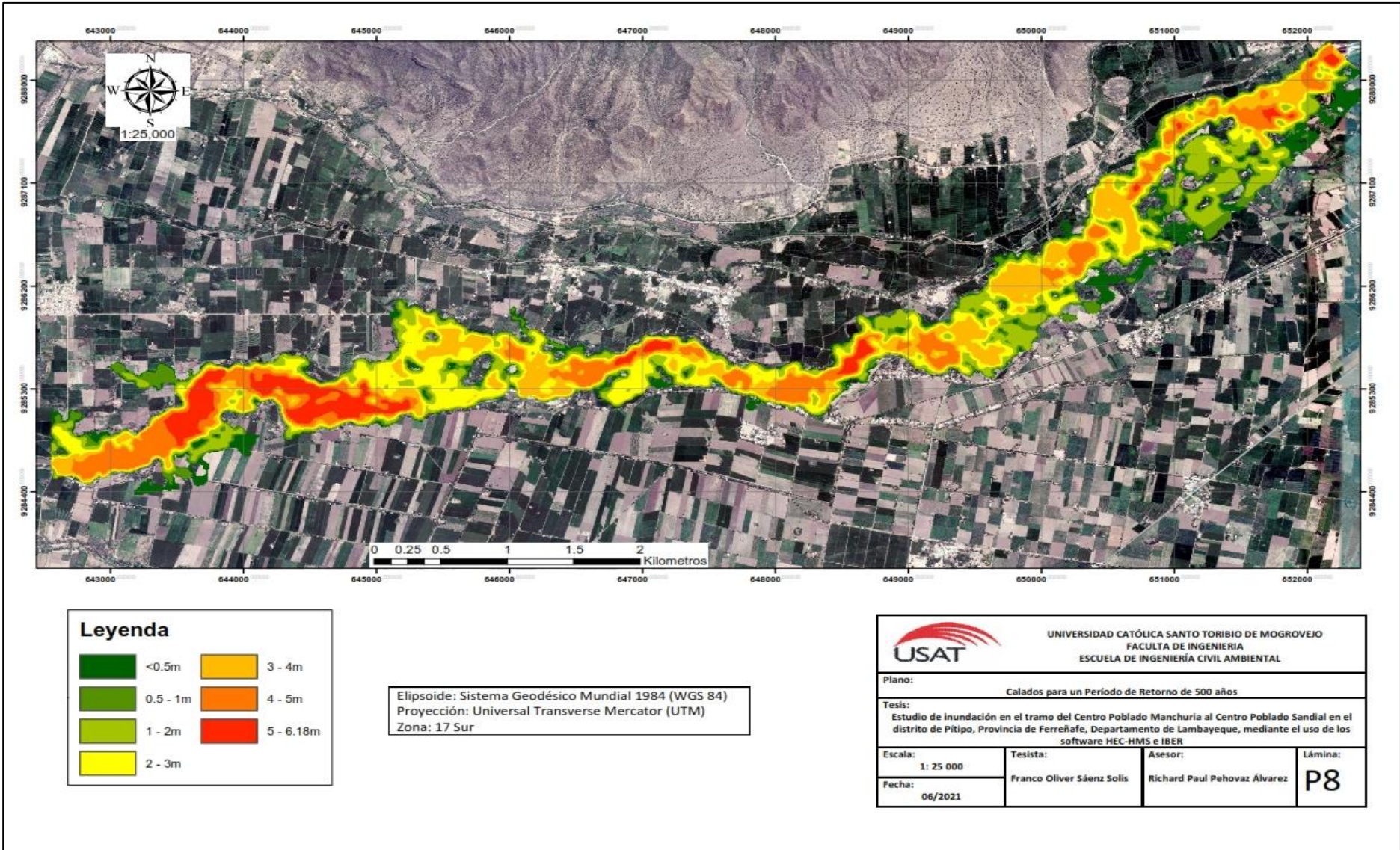
	<0.5m
	0.5 - 1m
	1 - 2m
	2 - 3m
	3 - 4.26m

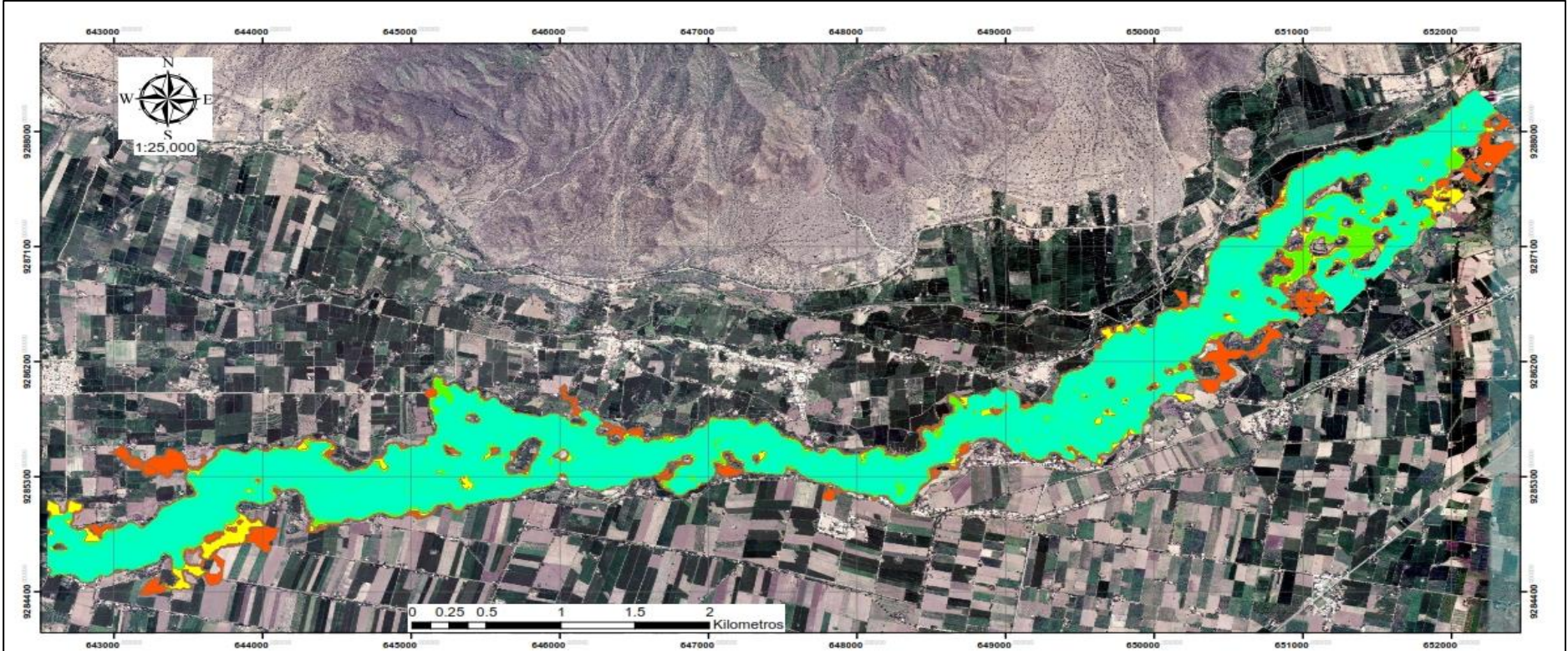
Elipsoide: Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS 84)  
 Proyección: Universal Transverse Mercator (UTM)  
 Zona: 17 Sur

 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTA DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL			
Plano: Calados para un Período de Retorno de 100 años			
Tesis: Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pítipu, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER			
Escala: 1: 25 000	Tesista: Franco Oliver Sáenz Solís	Asesor: Richard Paul Pehovaz Álvarez	Lámina: P6
Fecha: 06/2021			







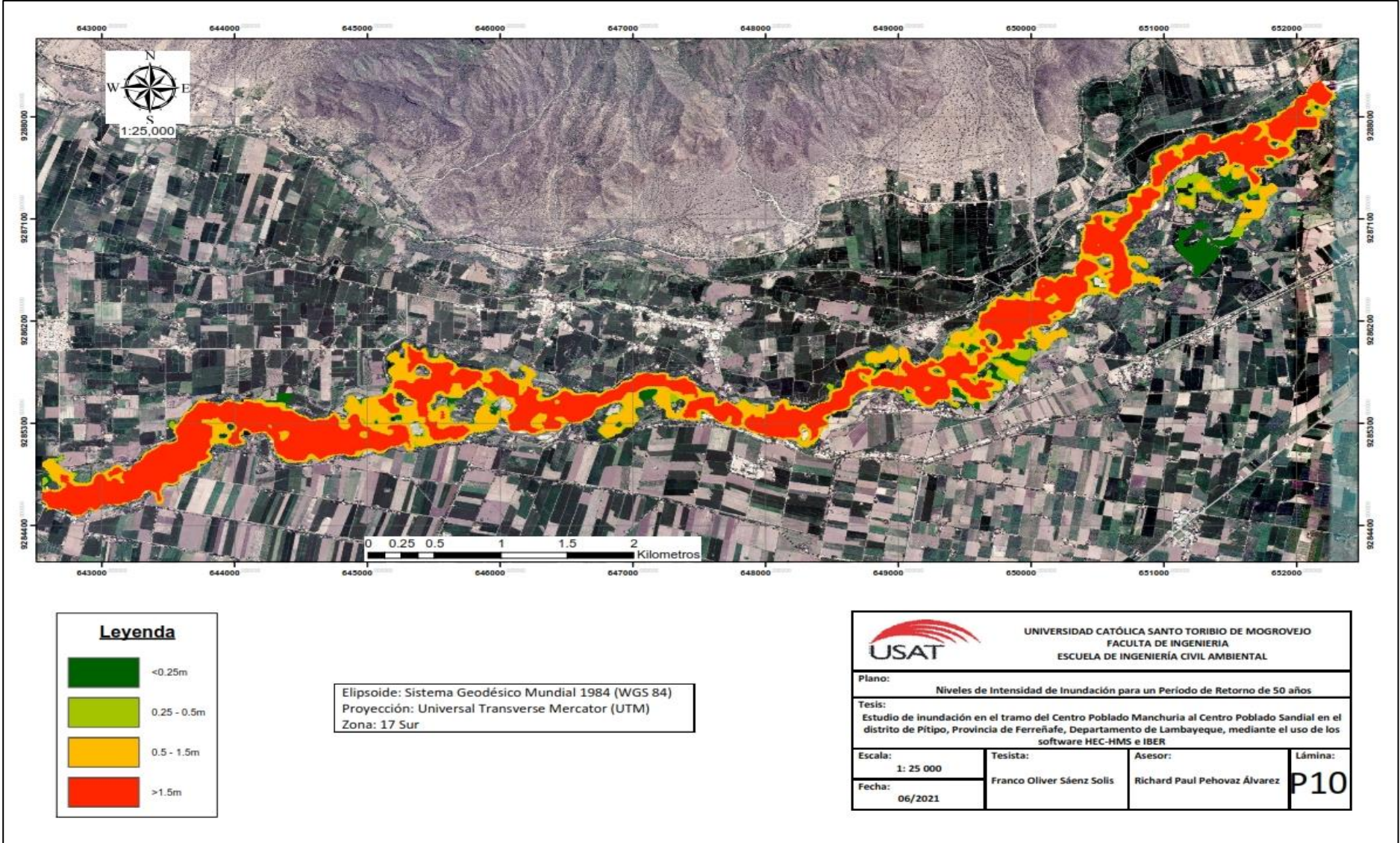


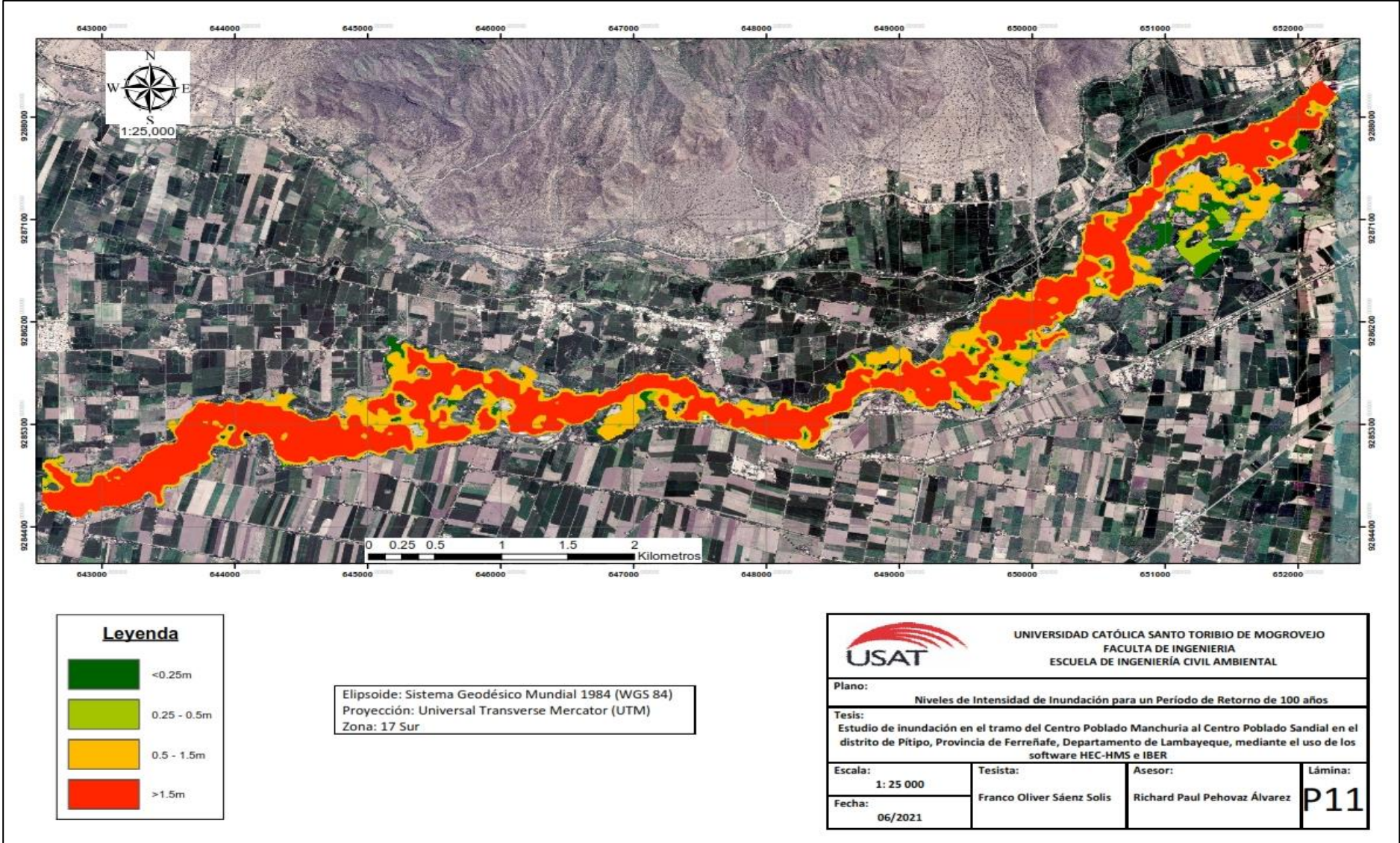
**Leyenda**

	TR50
	TR100
	TR200
	TR500



Elipsoide: Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS 84)  
 Proyección: Universal Transverse Mercator (UTM)  
 Zona: 17 Sur

 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTA DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL			
Plano: <b>Zonas en Riesgo de Inundación</b>			
Tesis: Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER			
Escala: 1: 25 000	Tesista: Franco Oliver Sáenz Solis	Asesor: Richard Paul Pehovaz Álvarez	Lámina: P9
Fecha: 06/2021			



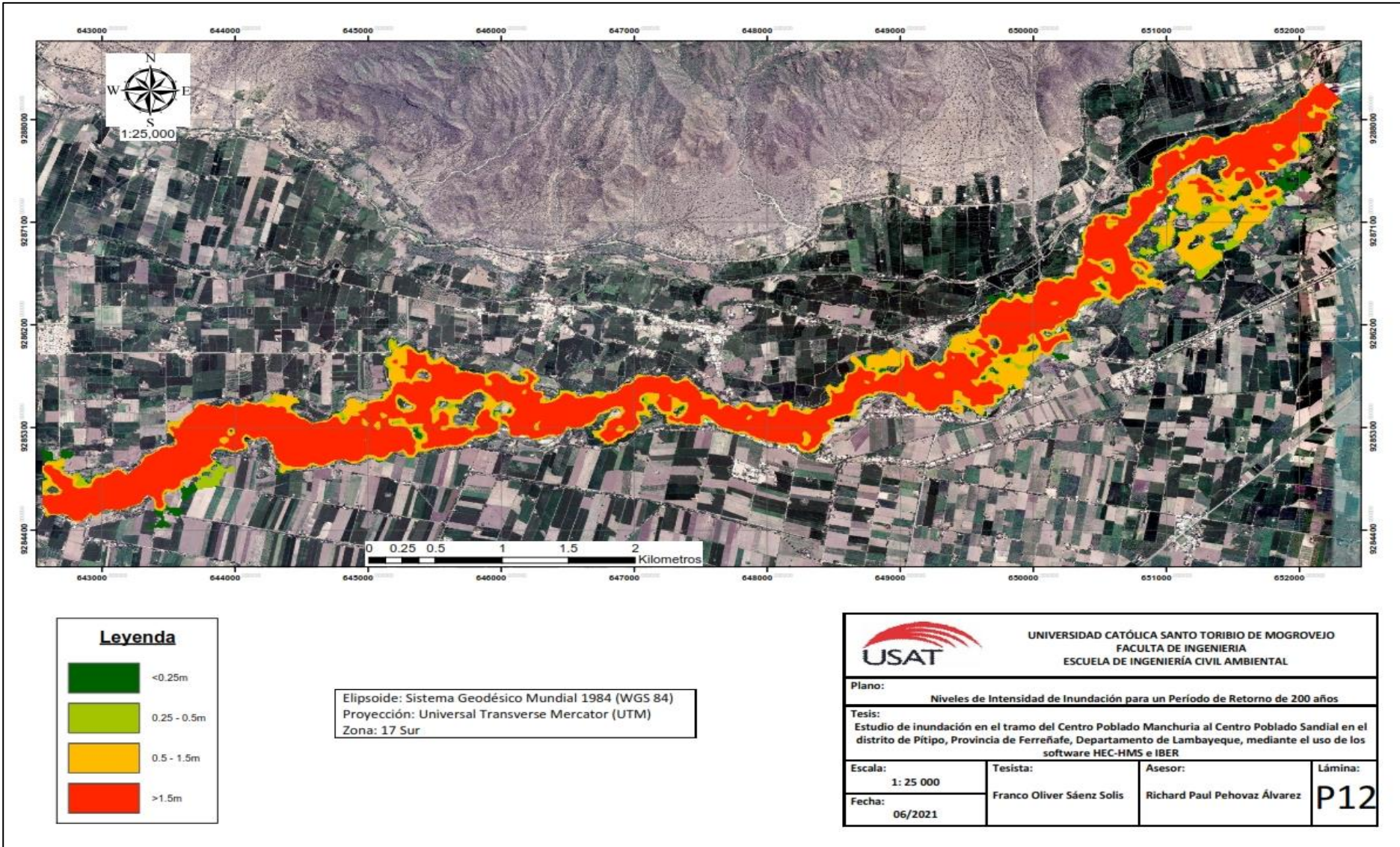


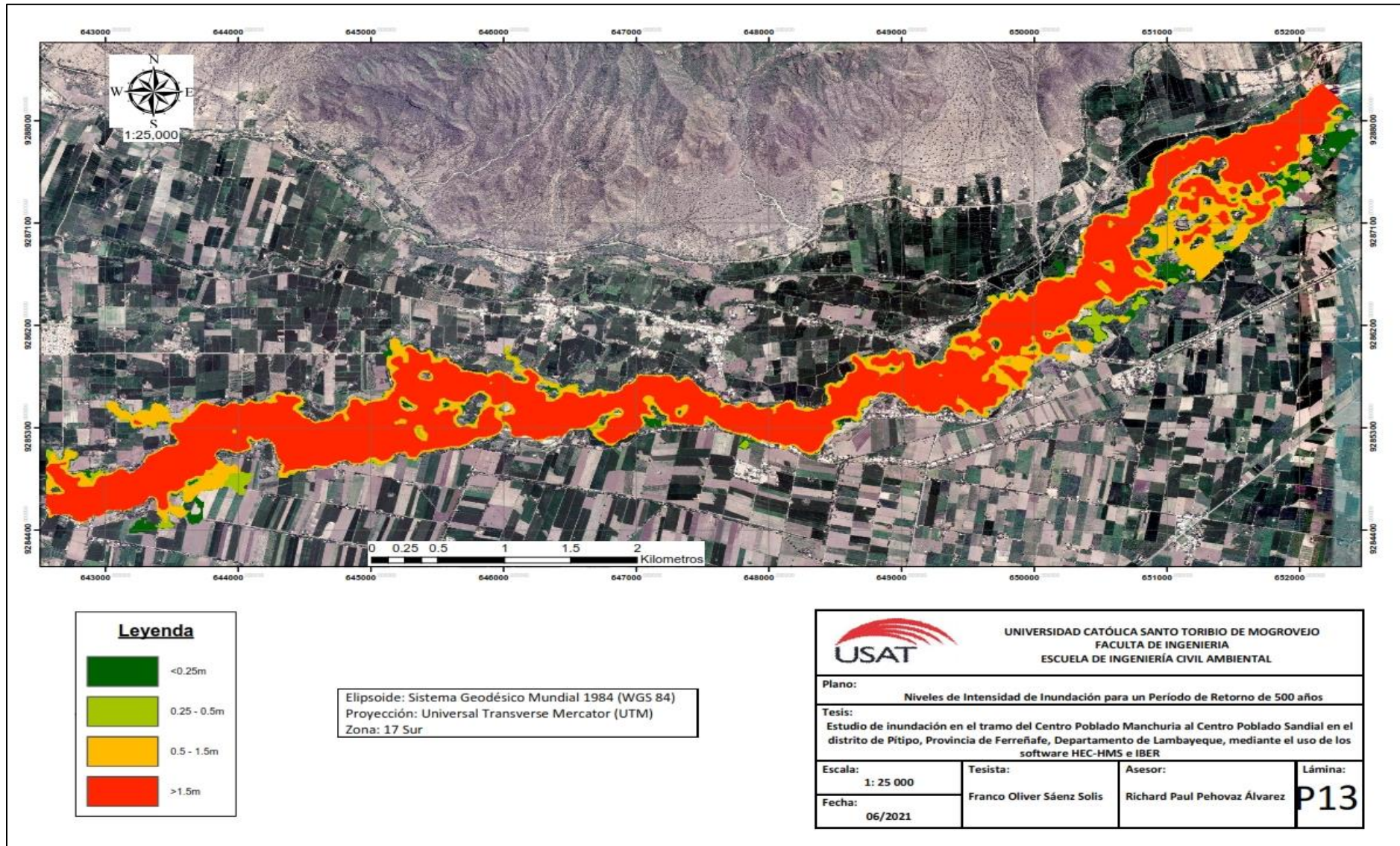
**Leyenda**

	<0.25m
	0.25 - 0.5m
	0.5 - 1.5m
	>1.5m





Elipsoide: Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS 84)  
 Proyección: Universal Transverse Mercator (UTM)  
 Zona: 17 Sur

 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTA DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL			
Plano: Niveles de Intensidad de Inundación para un Periodo de Retorno de 100 años			
Tesis: Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER			
Escala: 1: 25 000	Tesista: Franco Oliver Sáenz Solis	Asesor: Richard Paul Pehovaz Álvarez	Lámina: P11
Fecha: 06/2021			





**Leyenda**

	<0.25m
	0.25 - 0.5m
	0.5 - 1.5m
	>1.5m

Elipsoide: Sistema Geodésico Mundial 1984 (WGS 84)  
 Proyección: Universal Transverse Mercator (UTM)  
 Zona: 17 Sur

 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTA DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL			
Plano:			
Niveles de Intensidad de Inundación para un Período de Retorno de 500 años			
Tesis:			
Estudio de inundación en el tramo del Centro Poblado Manchuria al Centro Poblado Sandial en el distrito de Pitipo, Provincia de Ferreñafe, Departamento de Lambayeque, mediante el uso de los software HEC-HMS e IBER			
Escala:	Tesista:	Asesor:	Lámina:
1: 25 000	Franco Oliver Sáenz Solís	Richard Paul Pehovaz Álvarez	P13
Fecha:			
06/2021			

