

# UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS,  
GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERA  
CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

PRONÓSTICO DE CAUDALES MEDIANTE EL MODELO  
MATEMÁTICO BIDIMENSIONAL IBER APLICADO EN LA  
CUENCA DEL RIO VINCHOS - AYACUCHO

**PRESENTADO POR:**

HENRRY PETER PRADO BELLIDO

**ASESOR:**

ING. CRISTIAN CASTRO PÉREZ

AYACUCHO - PERÚ

2016

PRONÓSTICO DE CAUDALES MEDIANTE EL MODELO MATEMÁTICO  
BIDIMENSIONAL IBER APLICADO EN LA CUENCA DEL RIO VINCHOS  
- AYACUCHO

HENRRY PETER PRADO BELLIDO

Presentado a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil en  
cumplimiento parcial de los requerimientos para optar el título de:

INGENIERO CIVIL  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

2016

Autor : Henry Peter Prado Bellido

Recomendado : Ing. Cristian Castro Pérez  
Asesor de Tesis

Aceptado por : Ing. José Ernesto Estrada Cárdenas  
Director de escuela  
Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil- UNSCH

© 2016; Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH), todos los derechos reservados. El autor de la investigación autoriza a la UNSCH - Escuela profesional de Ingeniería Civil, la reproducción de la tesis en su totalidad o en partes.

*A Mi Madre, Melania Bellido Pujaico, quién me apoyo íntegramente en mis estudios desde los primeros años hasta la carrera universitaria. A mis hermanos Pompeyo, Silvia y Cinthia quienes estuvieron pendientes de mi, y a mi compañera Mayra, por su apoyo incondicional durante el desarrollo de esta investigación.*

# Agradecimientos

---

*Al Msc. Ing. Cristian Castro Pérez, asesor de la presente tesis, por la paciencia, apoyo incondicional, apreciaciones y buena disposición durante la formulación del presente trabajo de investigación, sus críticas fueron adecuadas para realizar un mayor esfuerzo en el trabajo.*

*Un agradecimiento muy especial a los docentes de la Universidad Nacional San de Cristóbal de Huamanga, en especial a los docentes de la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil*

*Al Ing. Jorge P. Bellido Vílchez, quien en todo momento creyó en mi, sus consejos, sugerencias y recomendaciones me motivaron a ver siempre hacia adelante, a no darme por vencido en ningún momento.*

*A los ingenieros de la oficina de Gerencia Regional de Recursos Naturales y Gestión del Medio Ambiente y la Oficina de Operaciones y mantenimiento (OPEMAN) del Gobierno Regional de Ayacucho.*

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
AYACUCHO, OCTUBRE DE 2016

*Henry Peter Prado Bellido*

# Resumen

La presente tesis lleva por título “Pronóstico de Caudales mediante el Modelo Matemático Bidimensional IBER aplicado a la cuenca del Rio Vinchos - Ayacucho”, como un aporte a la investigación para la predicción de caudales de crecida en el área de la Ingeniería Hidráulica e Hidrología. Las excesivas precipitaciones que se producen anualmente en la región Ayacucho, ocasionan el desborde de los ríos, generando daños a la población tanto económicas como sociales, por ello, se optó por tratar de predecir con anticipación los caudales de crecida, empleando el Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 2.3.2, para lo cual fue necesario realizar una calibración y validación de parámetros de tiempo y de cálculo, con el fin de simular adecuadamente distintos eventos de crecida y de este modo predecir un Hidrograma de caudales máximos con el fin de tomar las medidas de contingencia necesarias.

*Palabras clave* : Cuenca, Río, Precipitación, Caudales, Iber, Bidimensional, Simulación Hidrológica, Calibración, Validación y Pronóstico.

# Abstract

The present thesis is entitled “ Forecast of Flows through the mathematical model Bidimensional IBER applied to the Vinchos river basin - Ayacucho ”, as a contribution to the research for the prediction of flood flows in the area of hydraulic Engineering and Hydrology. The excessive precipitation that occurs annually in the Ayacucho region, causes the overflow of the rivers, causing damages to the population as much economic as social, for that reason, it was decided to try to predict in advance the flows of flood, using the mathematical model two-dimensional IBER in its version 2.3.2, it was necessary to perform a calibration and validation of time and calculation parameters, in order to properly simulate different flood events and thus to predict a hydrograph of maximum flow rates in order to take the measurements Contingency requirements.

*keywords* : Basin, River, Precipitation, Flows, Iber, Two-Dimensional, Hydrological Simulation, Calibration, Validation and Forecasting.

# ÍNDICE GENERAL

---

<b>Dedicatoria</b>	<b>iii</b>
<b>Agradecimientos</b>	<b>iv</b>
<b>Resumen</b>	<b>v</b>
<b>Índice General</b>	<b>vi</b>
<b>Índice de Cuadros</b>	<b>x</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xii</b>
<b>I INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes bibliográficos. . . . .	1
1.2 Descripción de la realidad problemática. . . . .	2
1.3 Formulación del problema. . . . .	3
1.3.1 Problema principal. . . . .	3
1.3.2 Problemas secundarios. . . . .	3
1.4 Justificación de la investigación. . . . .	3
1.5 Importancia de la investigación . . . . .	5
1.6 Objetivos de la investigación. . . . .	5
1.6.1 Objetivos Generales. . . . .	5
1.6.2 Objetivos secundarios . . . . .	6
1.7 Hipótesis de la investigación. . . . .	6
1.7.1 Hipótesis global. . . . .	6
1.7.2 Hipótesis secundarias. . . . .	6
1.8 Variables e indicadores. . . . .	6
1.8.1 Variables. . . . .	6
1.8.2 Indicadores. . . . .	7
1.9 Unidad de análisis. . . . .	8
1.10 Tipo y nivel de investigación. . . . .	8
1.10.1 Tipo de investigación. . . . .	8
1.10.2 Nivel de investigación. . . . .	8
1.10.3 Diseño de investigación. . . . .	9
1.11 Fuentes de información. . . . .	9

1.12 Instrumentos utilizados. . . . .	9
1.13 Técnicas de recolección. . . . .	9
1.14 Procesamiento de datos. . . . .	10
<b>II MARCO TEÓRICO</b>	<b>11</b>
2.1 Consideraciones Generales . . . . .	11
2.1.1 Evolución de la Hidrología . . . . .	11
2.1.2 Gestión de crecidas: Un desafío pendiente . . . . .	12
2.1.3 Modelos hidrológicos y su rol predictivo en el Perú . . . . .	14
2.1.4 Clasificación de los modelos hidrológicos . . . . .	16
2.1.5 Modelos Concentrados frente a modelos Distribuidos . . . . .	19
2.1.6 Modelos Hidráulicos . . . . .	21
2.1.7 Principales Modelos hidrológicos e hidráulicos de simulación Bidi- mensional. . . . .	24
2.2 Esquemas de Simulación Hidrológica e Hidráulica . . . . .	28
2.2.1 Esquemas Unidimensionales . . . . .	29
2.2.2 Esquemas Bidimensionales . . . . .	30
2.3 Modelo Matemático Bidimensional Iber . . . . .	31
2.3.1 Módulo Hidrodinámico . . . . .	31
2.3.2 Módulo de turbulencia . . . . .	47
2.3.3 Módulo de transporte sólido . . . . .	52
2.4 Métodos para la evaluación de conjunto de pronósticos . . . . .	57
2.4.1 Histogramas de rango . . . . .	59
2.4.2 Gráficos cuantil - cuantil . . . . .	62
2.4.3 Pruebas estadísticas. . . . .	65
2.5 Conceptos de hidrología . . . . .	66
2.5.1 Cuenca Hidrológica . . . . .	66
2.5.2 Precipitación . . . . .	67
2.5.3 Escurrimiento . . . . .	68
2.5.4 Hidrograma . . . . .	68
2.5.5 Pérdidas . . . . .	70
2.5.6 Infiltración . . . . .	71
2.5.7 Sistemas de Información Geográfica . . . . .	72
2.6 Pronóstico Meteorológico. . . . .	76
2.6.1 Métodos de Pronósticos. . . . .	76
2.6.2 Predicción Numérica hidrometeorológica en el Senamhi. . . . .	77
2.6.3 Modelo ETA-SENAMHI. . . . .	78
2.6.4 El Modelo WRF. . . . .	78
2.6.5 El Modelo Sacramento-HFS. . . . .	78
2.7 Pronóstico de crecidas. . . . .	79
2.7.1 Predicción hidrológica. . . . .	79

<b>III MATERIALES Y MÉTODOS</b>	<b>91</b>
3.1 Caracterización de la zona de estudio . . . . .	91
3.1.1 Elección de la Cuenca . . . . .	91
3.1.2 Descripción general de la zona . . . . .	97
3.1.3 Información Disponible . . . . .	100
3.1.4 Campaña de Terreno . . . . .	117
3.2 Distribución de variables forzantes. . . . .	129
3.2.1 Precipitación . . . . .	129
3.2.2 Otras Variables. . . . .	131
<b>IV RESULTADOS</b>	<b>132</b>
4.1 Calibración y Validación del modelo. . . . .	132
4.1.1 Generación de entradas para el modelo. . . . .	134
4.1.2 Información espacial de la cuenca. . . . .	135
4.1.3 Forzantes del modelo y datos de verificación. . . . .	135
4.2 Calibración IBER. . . . .	136
4.2.1 Introducción. . . . .	136
4.2.2 Simulación sin calibración. . . . .	136
4.2.3 Elección de parámetros. . . . .	158
4.3 Validación del modelo. . . . .	159
4.3.1 Validación del modelo - primera etapa. . . . .	159
4.3.2 Validación del modelo - segunda etapa. . . . .	162
4.3.3 Validación del modelo - corrección del modelo11. . . . .	165
4.3.4 Validación del SET de parámetros. . . . .	169
4.4 Pronóstico de crecidas. . . . .	170
4.4.1 Esquemas de Predicción. . . . .	172
4.5 Evaluación de los resultados obtenidos. . . . .	181
4.5.1 Prueba t Student para el periodo 01/02/2016 al 26/02/2016. . . . .	181
4.5.2 Prueba t Student para el periodo 27/02/2016 al 04/03/2016 . . . . .	181
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>184</b>
Conclusiones. . . . .	184
Recomendaciones. . . . .	188
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>191</b>
Artículos y libros referidos a la hidrología. . . . .	191
Páginas de Internet. . . . .	192
Modelo Matemático Bidimensional Iber. . . . .	192
Topografía de la cuenca. . . . .	193
Pronóstico de crecidas. . . . .	193
Trabajos de Tesis Referenciales. . . . .	194

<b>A Anexo: Recopilación de datos.</b>	<b>195</b>
<b>B Anexo: Registros de datos - etapa de campo.</b>	<b>201</b>
<b>C Anexo: Emisión de pronósticos de SENAMHI.</b>	<b>208</b>
<b>D Anexo: Fotografías.</b>	<b>221</b>

# ÍNDICE DE CUADROS

---

1.1	Variables e indicadores . . . . .	7
2.1	Flujos secundarios (izquierda) y perfil vertical de velocidad (derecha). Principales causas de los términos de dispersión. . . . .	37
2.2	Condiciones de contorno implementado en los contornos abiertos . . . . .	40
2.3	Ecuaciones de la condición de contorno interna de vertedero . . . . .	41
2.4	Ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada	43
3.1	Resumen de mayores crecidas del río Vinchos durante los últimos años. . .	93
3.2	Resumen de Estaciones Pluviométricas y Metereológicas en el Estudio. . .	94
3.3	Clasificación de Tierras por Capacidad de Uso Mayor. . . . .	100
3.4	Valores del parámetro $a$ para distintos tipos de cubierta de suelos. . . . .	107
3.5	Tabla de coeficientes de Rugosidad de Manning de la Cuenca del río Vinchos.	110
3.6	Estaciones Hidrométricas en el area de estudio. . . . .	113
3.7	Registro de Caudales (m <sup>3</sup> /seg) en el Puente Casacancha . . . . .	113
3.8	Registro de Caudales (m <sup>3</sup> /seg) en la estación Chicllarazo . . . . .	115
3.9	Registro de Caudales (m <sup>3</sup> /seg) en la estación Capillapata Choccoro. . . . .	116
3.10	Registro de Caudales (m <sup>3</sup> /seg) en la estación Bocatoma Apacheta Unión. .	117
3.11	Registro de Caudales (m <sup>3</sup> /seg) en la estación Satica . . . . .	118
3.12	Valores de la Rugosidad de Maninng asumidos para la modelación hidrológica.	121
4.1	Tormentas definidas para la etapa de calibración y validación de datos. . .	135
4.2	Parámetros de tiempo para cada uno de los proyectos propuestos en IBER.	139
4.3	Parámetros de cálculo para cada uno de los proyectos propuestos en IBER.	140
4.4	Valores de la Rugosidad de Maninng asumidos para la modelación hidrológica.	141
4.5	Caudales de salida obtenida en la primera etapa de simulaciones . . . . .	146
4.6	Tabla de parámetros asumidos para la Segunda etapa de simulaciones . . .	150
4.7	Caudales máximos obtenidos en la Segunda etapa de Simulaciones. . . . .	150
4.8	Tabla de parámetros asumidos para la Tercera etapa de simulaciones . . .	153
4.9	Caudales máximos obtenidos en la Tercera etapa de Simulaciones. . . . .	155
4.10	Tabla de parámetros asumidos para la Cuarta etapa de simulaciones . . . .	155
4.11	Caudales máximos obtenidos en la Cuarta etapa de Simulaciones. . . . .	156
4.12	Set de parámetros obtenidos en la etapa de calibración del modelo IBER. .	158
4.13	Cuadro de tormentas definidas para la etapa de Validación. . . . .	159

---

4.14	Caudales obtenidos en la primera etapa de Validación de caudales. . . . .	162
4.15	Caudales obtenidos en la Segunda etapa de Validación de caudales. . . . .	165
4.16	Caudales obtenidos, corrección del modelo11. . . . .	167
4.17	Resumen de resultados de la etapa de validación de parámetros. . . . .	169
4.18	Set de parámetros obtenidos corregidos en la etapa de validación del modelo IBER. . . . .	169
4.19	Parámetros calibrados para la cuenca del río Vinchos, se recomienda tomar como referencia para futuros temas de investigación relacionados con el tema.190	
1.1	Registro de Caudales máximos (m <sup>3</sup> /seg), estación Puente Cascancha. . . . .	197
1.2	Registro de Precipitaciones durante la etapa de campo (diciembre del 2015 a marzo del 2016) en la Estación Allpachaca - Datos Históricos, . . . . .	199
2.1	Registro de Precipitaciones en la Estación Puente Casacancha - Etapa de campo. . . . .	203
2.2	Registro de Caudales en la Estación Puente Casacancha - Etapa de campo. . . . .	207

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

2.1	Organización de los componentes y procesos de la planicie de inundación como una jerarquía Espacio-Temporal. . . . .	13
2.2	Clasificación de modelos de cuencas. . . . .	15
2.3	Flujos secundarios (izquierda) y perfil vertical de velocidad (derecha). Principales causas de los términos de dispersión. . . . .	35
2.4	Esquema de la condición de contorno interna de compuerta. . . . .	40
2.5	Esquema de la condición de contorno interna de vertedero. . . . .	41
2.6	Esquema de la condición de contorno interna de compuerta + vertedero. . . . .	42
2.7	Esquema de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada. . . . .	42
2.8	Variables del modelo de infiltración de Green-Ampt. El eje vertical es la distancia desde la superficie del suelo, el eje horizontal es el contenido de humedad en el suelo. . . . .	44
2.9	Evolución temporal de la tasa de infiltración según el modelo lineal. . . . .	46
2.10	Esquema del módulo de transporte sólido no-estacionario. . . . .	52
2.11	Tipos de Histogramas de rango más comunes generados a partir de un conjunto de pronósticos en varios eventos. (a)Histograma Uniforme. (b) Histograma con forma de U. (c) Histograma de cúpula. (d) Histograma Asimétrico. . . . .	61
2.12	Interpretación del gráfico cuantil - cuantil (Adaptado de Laio y Tamea, 2007)	63
2.13	Hidrograma Aislado . . . . .	69
2.14	Separación del escurrimiento base y directo, usando la curva del vaciado . . . . .	70
2.15	Gráfico Nivel de Crecida - Daño. . . . .	82
2.16	Gráfico Nivel de Crecida - Probabilidad. . . . .	82
2.17	Gráfico Relación beneficio bruto - probabilidad. . . . .	83
3.1	(a) Colapso de Viviendas, (b) Carreteras Colapsadas, (c) Áreas de cultivos afectadas, (d) Piscigranjas Inundadas. . . . .	93
3.2	Estación Puente Casacancha, punto de control de la cuenca del río Vinchos.	94
3.3	Ubicación de la Cuenca del río Vinchos. . . . .	95
3.4	Ubicación de Centros Poblados en la cuenca del río Vinchos. . . . .	96
3.5	Metodología para la elaboración del mapa de Capacidad de Uso Mayor de Suelos. . . . .	99

3.6	Modelo de Elevación Digital (Digital Elevation Model, DEM). Correspondiente a la cuenca del río Vinchos. . . . .	102
3.7	Red Hidrográfica de la Cuenca del río Vinchos. . . . .	103
3.8	Tipos de cubiertas de suelos en la Cuenca del río Vinchos. . . . .	105
3.9	Usos de suelo en la cuenca del río Vinchos. . . . .	106
3.10	Distribución espacial de la velocidad de flujo superficial en la cuenca del río Vinchos. . . . .	108
3.11	Información mensuales de caudales y precipitaciones registradas en la estación del Puente Casacancha en el río Vinchos. . . . .	111
3.12	Red de estaciones Pluviométricas, Fluviométricas y Meteorológicas en la zona de estudio. . . . .	112
3.13	Curva de Variación Estacional en el Puente Casacancha. . . . .	114
3.14	Curva de Variación Estacional de la estación Chicllarazo. . . . .	114
3.15	Curva de Variación Estacional de la estación Capillapata Choccoro. . . . .	115
3.16	Curva de Variación Estacional de la estación Bocatoma Apacheta. . . . .	116
3.17	Curva de Variación Estacional de la estación Satica. . . . .	117
3.18	Ubicación de los puntos de control para esta Tesis (Estación pluviométrica y Aforo de Caudales). . . . .	119
3.19	Se muestra los sedimentos del Lecho del río, desde el Puente de Casacancha hasta el Puente de Vinchos. . . . .	121
3.20	Pluviómetro manual instalado en la cuenca del río Vinchos (Estación Puente Casacancha). . . . .	122
3.21	Aforo del caudal del río Vinchos (Estación Puente Casacancha). . . . .	124
3.22	Estación fluviométrica del puente Casacancha en el río Vinchos (Estación Puente Casacancha). . . . .	124
3.23	Ubicación del aforo de caudal en la cuenca del río Vinchos. . . . .	125
3.24	Sección del lecho del río en la estación del Puente Casacancha. . . . .	127
3.25	Precipitación y Caudales Registrados (01/02/2016 al 04/03/2016). . . . .	128
3.26	Estaciones y puntos de control empleados para esta investigación. . . . .	130
4.1	Esquema para el pronóstico de caudales. . . . .	133
4.2	Venta de inicio de IBER y creación de malla. . . . .	138
4.3	Geometría de la cuenca del río Vinchos en el Interfaz de IBER. . . . .	138
4.4	Geometría de la cuenca del río Vinchos con una imagen de fondo georreferenciada. . . . .	139
4.5	Ruta para ingresar los datos generales del problema. . . . .	140
4.6	Parámetros de tiempo y cálculo ingresados al proyecto de IBER. . . . .	140
4.7	Ruta y elementos asignados a la salida de la cuenca. . . . .	141
4.8	Imagen georreferenciada del uso de suelos en el interfaz de IBER. . . . .	142
4.9	Ruta para la asignación de la Rugosidad de Manning. . . . .	142

4.10 Elementos de la geometría de la cuenca con los valores de la Rugosidad asignadas. . . . .	143
4.11 Ruta para la creación del Hietograma de cálculo. . . . .	144
4.12 Definición del Hietograma de la tormenta en la cuenca del rio Vinchos. . .	144
4.13 Asignación de la lluvia a cada elemento de la cuenca. . . . .	145
4.14 Muestra la geometría de la cuenca con las pérdidas asignadas a la cuenca.	145
4.15 Hidrogramas de salida - Primera etapa de calibración. . . . .	147
4.16 Alturas de agua en la cuenca luego de la primera etapa de calibración. . . .	149
4.17 Hidrogramas de salida - Segunda etapa de calibración. . . . .	151
4.18 Alturas de agua en la cuenca luego de la segunda etapa de calibración. . .	152
4.19 Hidrogramas de salida - Tercera etapa de calibración. . . . .	154
4.20 Hidrogramas de salida - Cuarta etapa de calibración. . . . .	157
4.21 Hidrogramas de salida - Primera etapa de Validación. . . . .	160
4.22 Gráfico de Correlación - Primera etapa de Validación. . . . .	161
4.23 Hidrogramas de salida - Segunda etapa de Validación. . . . .	163
4.24 Gráfico de Correlación - Segunda etapa de Validación. . . . .	164
4.25 Hidrogramas de salida - Corrección del modelo11. . . . .	166
4.26 Gráfico de Correlación - Corrección del Modelo11. . . . .	168
4.27 Precipitación y Caudales Registrados (01/02/2016 al 04/03/2016). . . . .	171
4.28 Esquema de actualización de datos y pronóstico de Caudales utilizando el Modelo IBER empleando pronóstico de Precipitación de SENAMHI. . . . .	173
4.29 Primer Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana. . . . .	174
4.30 Segundo Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana. . . . .	176
4.31 Tercer Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana. . . . .	177
4.32 Séptimo Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana. . . . .	179
4.33 Comparaciones de los Hidrogramas de salida. . . . .	180
4.34 Prueba t-Student para el periodo 01/02/2016 al 26/02/2016. . . . .	182
4.35 Prueba t-Student para el periodo 27/02/2016 al 04/03/2016. . . . .	183
4.36 Resumen de Parámetros calibrados y recalibrados. . . . .	187
1.1 Hietograma Base empleado en esta investigación para las distintas etapas.	200
2.1 Instalación del pluviómetro en la Estación Puente Casacancha. . . . .	202
2.2 Gráfico para la instalación del pluviómetro. . . . .	202
2.3 Aforo del caudal en el rio Vinchos. . . . .	204
2.4 Sección transversal del lecho del rio Vinchos. . . . .	205
2.5 Gráfico de precipitaciones y caudales registrados en la etapa de campo. . .	206
4.1 Estación Puente Casacancha, Aforo de Caudal. . . . .	221
4.2 Estación Puente Casacancha, Aforo de Caudal. . . . .	222
4.3 Estación Puente Casacancha, Registro de Precipitaciones. . . . .	223

---

4.4	Rio Vinchos, evaluación de los coeficientes de Rugosidad a lo largo del rio.	224
4.5	Rio Vinchos, evaluación de los coeficientes de Rugosidad a lo largo del rio.	225
4.6	Algunas inundaciones producidas en la cuenca del rio Vinchos por caudales extraordinarios. . . . .	226
4.7	Algunas inundaciones producidas en la cuenca del rio Vinchos por caudales extraordinarios. . . . .	227

” *Una tesis es como una partida de ajedrez, tiene cierto número de movimientos, pero desde el principio hay que estar capacitado para predecir los movimientos a efectuar con vistas a dar jaque mate al adversario.*

— Umberto Eco

CAPÍTULO I

# INTRODUCCIÓN

*En este capítulo se presentan las generalidades de este trabajo de tesis, describiendo los objetivos, la justificación del mismo, así como el planteamiento del problema, lo cual conduce a una hipótesis sobre el mismo. Finalmente, se presenta una sección que describe la metodología de investigación científica de esta tesis.*

## 1.1 Antecedentes bibliográficos.

En el ámbito regional, son escasas las investigaciones referenciales publicadas respecto al tema de Tesis de esta investigación, relacionado al pronóstico de caudales; sin embargo, se ha encontrado referencias de Tesis doctorales, maestrías, artículos y bibliografías especializadas de otros países.

En los últimos años, los hidrólogos han hecho grandes esfuerzos para el desarrollo y la aplicación de modelos en cuencas para el pronóstico de crecidas. La predicción de caudales mediante modelos hidrológicos, son usualmente determinativas, enfocándose en el pronóstico más probable, sin una estimación explícita de la incertidumbre asociada (Vrugt y Robinson, 2007).

Uno de los grandes desafíos asociados con el desarrollo de dichos modelos es reflejar, en mayor o menor grado la estimación de caudales máximos. La influencia de la morfología de una cuenca y de las dinámicas imperantes sobre los hidrogramas, desde aquellos con base física, que operan a escala muy detallada, hasta aquellos con base matemática y de caja negra. Muchos modelos de simulación hidrológica requieren el uso de Sistemas de

Información geográfica (SIG) para simular correctamente los procesos del ciclo hidrológico en cada unidad de modelación. Caso contrario los de caja negra, los cuales utilizan una función de transferencia estadística para relacionar las entradas al sistema con salidas. Esta función debiese, de manera implícita, reflejar la influencia del sistema físico en el cual ocurre la conversión lluvia - escorrentía (Camarasa y Tilford, 2002).

Las líneas actuales de investigación en modelos hidrológicos distribuidos, basadas en sistemas de información geográfica (SIG), información de satélite y sistemas computacionales modernos, ofrecen mayores posibilidades y facilidades para el pronóstico. Los modelos distribuidos con base física describen con gran detalle los procesos hidrológicos de la cuenca, proponiendo la descripción de los fenómenos a escala fina (100-500m), dónde se plantean las ecuaciones características de los diferentes procesos e integrando las salidas de los diferentes procesos de cada píxel con sus vecinos. Así derivan en modelos muy complejos que requieren una gran cantidad de información, y por tal, la calibración de un número enorme de parámetros en caso de no poder estimar todas las variables a partir de medidas de campo (Corral, 2004).

Cualquiera que sea el grado de complejidad de un Modelo Matemático Bidimensional, siempre habrá dos fuentes de incertidumbre comunes en todos ellos: determinación de sus parámetros (que en el caso de modelos de base física debiese basarse en mediciones de terreno) y la calibración, dado que los modelos serán siempre una simplificación de la realidad y, por lo tanto, existe un error estructural asociado a ellos (Pauwels y De Lannoy, 2000).

En este trabajo de Tesis, se realizará la calibración y validación de un Modelo Matemático Bidimensional, aplicado a la cuenca del río Vinchos, ubicado en el distrito de Vinchos, provincia de Huamanga, en la región de Ayacucho. Además, se pretende predecir caudales de crecida en tiempo real, para generar alertas de eventuales inundaciones en las áreas urbanas adyacentes al lecho del río Vinchos.

## **1.2 Descripción de la realidad problemática.**

Dado el estado actual de desarrollo social y económico de la región de Ayacucho, resulta ineludible ofrecer soluciones a los problemas asociados a fenómenos de crecidas e inundaciones, en respuesta a un nivel recurrente de necesidades, sin prevenciones ni soluciones claras. Por ello, en el campo de la hidráulica y la hidrología resulta imprescindible la utilización de modelos de previsión hidrológica, como base de la decisión en situaciones de crecidas, con dedicación al problema de inundaciones y para la obtención de soluciones aplicables en la práctica en tiempo real.

Las excesivas precipitaciones, que anualmente se producen durante los meses de noviem-

bre a abril, en las distintas cuencas del territorio peruano, puntualmente en la región de Ayacucho, generan desastres naturales como: inundaciones, desbordamientos, colapso, pérdidas de vida humanas, etc. El incremento repentino del tirante de agua, se produce por las precipitaciones excesivas en la parte alta de una cuenca, ocasionando desastres naturales incontrolables.

## 1.3 Formulación del problema.

La estimación de avenidas de diseño en cuencas hidrológicas, es un problema fundamental de la hidrología superficial; cuando se cuenta con datos de precipitación y los de escurrimiento son escasos, se recomienda utilizar modelos hidrológicos de lluvia-escurrimiento, para la estimación de dichas avenidas. Con la evolución de las herramientas de cómputo se ha desencadenado una mayor aplicación de los modelos de parámetros distribuidos. Por otra parte, se han comenzado a analizar los modelos hidráulicos de flujo bidimensional como una herramienta potencialmente útil para la estimación del escurrimiento considerando eventos de precipitación.

Finalmente, en base a lo expuesto anteriormente, la presente investigación plantea las siguientes interrogantes:

### 1.3.1 Problema principal.

1. ¿Cómo construir, calibrar y validar un Modelo Matemático Bidimensional de simulación hidrológica, para evaluar el comportamiento a lo largo del tiempo de los caudales de crecida en una cuenca de la región Ayacucho?

### 1.3.2 Problemas secundarios.

- ¿Cómo realizar una adecuada caracterización física completa de la zona de estudio, mediante el uso de Sistemas de Información Geográfica?
- ¿Cuáles son las rutinas necesarias para la generación de los archivos de entrada del modelo a utilizar en base al formato y la disponibilidad de la información en la región Ayacucho?
- ¿Cómo mejorar los resultados obtenidos, luego de la simulación hidrológica mediante un Modelo Matemático Bidimensional, en el pronóstico de los caudales de crecida, al ser escasa la información hidrológica requerida?

## 1.4 Justificación de la investigación.

Una crecida está dada por la significativa elevación del nivel de un curso del agua en comparación con los niveles medios que se presenta, como respuesta a eventos hidrometeorológicos extraordinarios. Durante la crecida, el caudal del curso de agua aumenta en tales proporciones, que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo, en tales

casos, está presente el riesgo de que el agua desborde el cauce principal e invada las llanuras de los terrenos adyacentes.

En la región de Ayacucho, las características geomorfológicas particulares de las cuencas hacen que las respuestas frente a tormentas de gran magnitud sean bastante rápidas, provocando aumentos bruscos de caudal en los cauces principales. Las crecidas suelen generar distintos tipos de problemas, inundaciones tanto en zonas urbanas como en zonas agrícolas, procesos erosivos importantes, destrucción de obras de infraestructura, modificaciones de los cauces normales de escurrimiento e incluso pérdidas de vidas humanas.

Para mitigar los efectos mencionados anteriormente, existen dos tipos de medidas: estructurales y no estructurales (WMO y Asociación Mundial para el agua, 2006).

Las medidas estructurales se refieren a la construcción de obras de ingeniería, con las que se pretende anular o disminuir la probabilidad de que las inundaciones afecten a sectores ocupados por asentamientos o actividades humanas. Ejemplos de este tipo de medidas son las defensas ribereñas (gaviones, enrocados, muros de contención, caballetes, etc), canalizaciones y embalses para amortiguación de crecidas. (WMO y Asociación Mundial para el agua, 2006).

Las medidas no estructurales, para controlar las inundaciones están enfocadas en el control del uso de terrenos aluviales mediante la zonificación, reglamentos para su uso, las ordenanzas sanitarias y de construcción, además de la reglamentación del uso de la tierra de las cuencas hidrográficas. Dentro de este tipo de medida se encuentra los Sistemas de Alerta de Crecidas (SIAC). Un sistema de Alerta de Crecidas, sustentado por un modelo de pronóstico en tiempo real, que constituye una herramienta valiosa para tomar decisiones de emergencia, pretendiendo minimizar los costos en daños materiales y pérdida de vidas humanas. (WMO y Asociación Mundial para el agua, 2006).

En la región Ayacucho, el pasado 12 de febrero del 2011, el valle de Muyurina fue azotada por el incremento del cauce del río Huatatas, ocasionando grandes desastres provocando inundaciones en ambos márgenes del río, arrasando terrenos de cultivo en aproximadamente unas 100 ha, las precipitaciones fueron extraordinarias al punto que ocasiono el colapso del Puente Muyurina, dejando aisladas a las comunidades campesinas de Muyurina, Paccayniyoc, Ccaccañan, Niño Yucaes, entre otros.

En el Distrito de Vinchos, el 11 de enero del 2014, las intensas precipitaciones registradas en la zona, han generado el incremento del caudal del río, generando la destrucción de viviendas rústicas, inundación de áreas de cultivo, destrucción de piscigranjas, además del colapso de la carretera de acceso al zona urbana de Vinchos en aproximadamente 100 m,

dejando aisladas varias comunidades del distrito, por fortuna no se registraron pérdida de vidas humanas.

Por ello, los embates de la naturaleza son incontrolables; sin embargo, un sistema de Alerta de crecidas (SIAC), daría lugar a tomar las previsiones necesarias para evacuaciones previas, evitando mayores desastres y fundamentalmente evitar la pérdida de vidas humanas. El SIAC se sustenta por el pronóstico de caudales, como una estimación de la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural extremo, que permitiría tomar las medidas de contingencia.

## 1.5 Importancia de la investigación

El presente trabajo es importante para el desarrollo social y económico de la región, ya que permitiría a los gobiernos locales, regionales y nacionales, además de entidades públicas y privadas, tomar las medidas de contingencias necesarias, para evitar desastres naturales, pérdidas económicas y más aún evitar la pérdida de vidas humanas.

En particular el desarrollo de esta investigación, es importante para la Municipalidad Distrital de Vinchos, pues les permitirá tomar las medidas de contingencia necesarias ante posibles eventos extremos referidos al desborde del río Vinchos producidos por las excesivas precipitaciones, además permitiría sensibilizar a la población para una adecuada zonificación del uso del suelo.

Para la autoridad local del Agua, Defensa Civil, entre otros, pues permitiría tener una estimación de la capacidad hídrica de la cuenca, que permitiría tomar las acciones necesarias referidas a la disponibilidad del recurso hídrico.

A las entidades públicas y privadas, específicamente para la ejecución de obras de ingeniería hidráulica, ya que permitiría programar adecuadamente los trabajos en el lecho de los ríos.

## 1.6 Objetivos de la investigación.

Surge como interés principal el proponer y validar una nueva metodología para abordar el pronóstico de eventos hidrometeorológicos extremos en cuencas de la región de Ayacucho. En tal sentido, los objetivos que guían el desarrollo de esta investigación se resumen según lo siguiente:

### 1.6.1 Objetivos Generales.

- El objetivo general de la investigación es adaptar, calibrar y validar el Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 2.3.2 aplicado a la cuenca del río Vinchos en la

región de Ayacucho, con fines de pronóstico.

## 1.6.2 Objetivos secundarios

- Generar un modelo digital de elevaciones de la cuenca elegida e identificar el tipo de suelo, rugosidad y otros parámetros referidos a la topografía para una adecuada simulación hidrológica.
- Recopilar información pluviométrica e hidrométrica histórica en la zona de estudio e identificar un punto de análisis en el río Vinchos para realizar aforos del caudal, además instalar una estación pluviométrica para registrar alturas de precipitación.
- Obtener caudales de crecida en base al pronóstico de precipitaciones que emite SENMAHI a través de su página web en un boletín de lluvias semanales.

## 1.7 Hipótesis de la investigación.

En la presente investigación, se empleará el modelo IBER, que es un Modelo Matemático Bidimensional, para la simulación hidrológica del flujo en lámina libre, procesos de transporte en ríos y estuarios, desarrollado por el GEAMA Y FLUMEN, en el marco de un convenio de colaboración suscrito en el CEDEX.

### 1.7.1 Hipótesis global.

- ¿ Será posible adaptar y calibrar el modelo IBER, con fines de pronóstico de caudales en la cuenca del río Vinchos?.

### 1.7.2 Hipótesis secundarias.

- ¿ El Modelo Digital de Elevaciones elaborado representará adecuadamente la configuración topográfica de la cuenca para una adecuada simulación hidrológica?.
- ¿ Los registros de precipitaciones y registros hidrométricos recopilados y registrados en la etapa de campo serán suficientes para realizar una adecuada simulación hidrológica con fines de pronóstico?.
- ¿ El pronóstico de precipitaciones de SENAMHI será el adecuado para estimar caudales?.

## 1.8 Variables e indicadores.

### 1.8.1 Variables.

En esta etapa identificamos las acciones o variables presentes en la investigación, las cuales se resumen en:

#### 1. Variables Indirectas

- Seccionamiento del lecho del río en el punto de aforo. La sección transversal del lecho del río, es importante para determinar el volumen de agua que pasará por dicha sección en un tiempo estimado.

- Precipitaciones recopiladas y registradas. Para llevar a cabo la simulación hidrológica en la cuenca elegida, es necesario contar con datos de estaciones meteorológicas, con registros a escala diaria, las forzantes más relevantes para el modelo es la precipitación; sin embargo se pueden incluir la temperatura, humedad relativa, entre otros.
- Velocidad del agua en el punto de aforo. La velocidad se calcula por medio de aforo del caudal, a través de distintas herramientas automáticas y/o manuales, esta varía de acuerdo a la profundidad, dirección del eje del río, etc.

## 2. Variables Directas

- Modelo Digital de Elevaciones. Comprende en definir la información referente a las características físicas de una cuenca, que requieren de un tratamiento previo a través de Sistemas de Información Geográfica (SIG). Tal es el caso de IBER, el cual tiene asociados requerimientos específicos en cuanto a formato y contenido de la información.
- Intensidades de lluvia. Para la simulación hidrológica en Iber, es necesario que se ingrese el hietograma de la tormenta (lluvia en mm/hr), considerando para su elaboración las curvas IDF, con periodos de retorno adecuados.
- Pronóstico de caudales. El pronóstico de caudales, es un evento de vital importancia en varios aspectos y escalas temporales. Mientras que el pronóstico de medias mensuales, estacionales o anuales es determinante para la operación de embalses y planificación de la disponibilidad hídrica, el pronóstico de caudales horarios y diarios, es fundamental para alertas de inundaciones, que para nuestro caso es el objetivo de la tesis.

### 1.8.2 Indicadores.

**Cuadro N° 1.1 :**  
Variables e indicadores

<b>Variables</b>		<b>Indicadores</b>	
<b>Indirectas</b>		<b>Indirectas</b>	
1	Superficie	1	El área de la sección.
2	Precipitación	2	Altura de lluvia registrada.
3	Velocidad	3	La relación espacio y tiempo.
<b>Directas</b>		<b>Directas</b>	
1	MDT	1	Número de elementos que la forman.
2	Intensidad	2	relación altura y tiempo
3	Caudal	3	relación volumen y tiempo.

Fuente:Elaboración propia

## 1.9 Unidad de análisis.

En este punto se describe las etapas y metodológicas para alcanzar las metas y objetivos de la adaptación, calibración y validación del modelo hidrológico elegido para el pronóstico de caudales de crecidas. Las fases o pasos que nos van a conducir a cumplir con los objetivos podemos clasificarlos de la siguiente forma:

- Implementación y conocimiento del estado del arte.
- Simulación y pruebas de gabinete.
- Análisis de la información.
- Obtención de resultados y comparación de alternativas.

1. Implementación y conocimiento del estado del arte. El presente trabajo se apoya en los aspectos básicos del estado del conocimiento, por lo tanto, el primer paso será definir la disponibilidad de información y las facilidades que se presentan para este estudio.
2. Simulación y pruebas de gabinete. Dado que se implementó el conocimiento y se tiene claro las ideas, se procede con los cálculos y pruebas en gabinete, de manera iterativa hasta lograr el cumplimiento del objetivo de la Tesis.
3. Análisis de la información. Una vez que se disponga de datos de las simulaciones y de las pruebas en gabinete, además con la implementación previa del conocimiento que se hizo, se procederá con el análisis de la información.
4. Obtención de resultados y comparación de alternativas. Finalizado el análisis se obtendrán los resultados y con estos se podrán realizar una comparación entre alternativas planteadas en los objetivos.

## 1.10 Tipo y nivel de investigación.

Los tipos de investigación se clasifican de acuerdo al tipo, nivel, diseño y propósito; por lo que, es necesario realizar una mezcla de los tipos de investigación, según:

### 1.10.1 Tipo de investigación.

Por su tipología y debido a los parámetros intrínsecos y extrínsecos del problema, esta investigación se enmarca en el tipo de investigación explicativo y correlativo, explicativo porque está orientada a la comprobación de la hipótesis causales de tercer grado e implican esfuerzos de investigación y una gran capacidad de análisis, síntesis e interpretación; y correlacional porque se pretende medir el grado de correlación y la manera de cómo interactúan dos o más variables entre sí.

### 1.10.2 Nivel de investigación.

Según el enfoque de esta investigación, este proyecto comprende un estudio del tipo investigación cuantitativa; pues, permite examinar los datos de manera numérica, emplea

la recolección de datos para comprobar la hipótesis, en base a la medición numérica y al análisis estadístico.

### 1.10.3 Diseño de investigación.

De acuerdo al periodo y secuencia del estudio, esta investigación es de tipo investigación longitudinal; pues, el estudio amerita el registro y la comparación de datos observados, analizados en un periodo estimado, en esta investigación el tiempo es importante, porque el comportamiento de las variables se mide en un periodo dado y porque el tiempo es determinante en la relación causa-efecto.

## 1.11 Fuentes de información.

Las principales fuentes de información que se tuvo para este trabajo de investigación, se resumen en los siguientes:

- Gobierno Regional de Ayacucho, Gerencia Regional de Recursos Naturales y Gestión del medio Ambiente.
- Gobierno Regional de Ayacucho, PERC (Proyecto especial río Cachi)- OPEMAN (Oficina de operaciones y mantenimiento).
- Expediente Técnico: "Instalación de los Servicios de protección ante crecidas del río Vinchos en los sectores de Casacancha, Anchacc Wasi, San José de Mayobamba, San Luis de Picha y la Zona Urbana de Vinchos, distrito de Vinchos-Huamanga-Ayacucho".
- Páginas de Internet.

## 1.12 Instrumentos utilizados.

Las principales instrumentos utilizados fueron:

- Una cuerda graduada cada 50 cm.
- Medidor de Distancia Laser Bosch, con un rango de medición de 0.05 hasta 80m, con una precisión de 1.5mm.
- Un juego de calibres para la medición del tamaño de los granos del fondo.
- Un juego de reglas para medir.
- GPS.
- Cámara fotográfica.
- Cartografía de la zona.
- Probeta graduada de 100ml.
- Cronómetro.

## 1.13 Técnicas de recolección.

- La principal técnica de recolección del registro de precipitaciones de estaciones pluviométricas e hidrométricas fue manual, que se extrajo de los archivos del PERC-OPEMAN.

- Para el registro de caudales en el punto de aforo elegido, se empleó el método del flotador, que consistió en la medición de la velocidad de un elemento en un tramo determinado.
- Se instaló una estación pluviométrica, para lo cual se empleó un probeta graduada, que registro la altura de lluvia en milímetros cada 24 horas.
- Para identificar el tipo de suelo y asumir coeficientes de Rugosidad de Maning, se tomaron fotografías del lecho del río.

## **1.14 Procesamiento de datos.**

- Se procesó los datos recopilados y registrados, a través de hojas de cálculo en Excel, verificando los datos a través de pruebas de ajuste.
- El modelo digital de elevaciones fue elaborado por medio del programa ArcGIS.

” *El valor de una educación universitaria no es el aprendizaje de muchos datos, sino el entrenamiento de la mente para pensar.*

— **Albert Einstein**

CAPÍTULO **III**

## MARCO TEÓRICO

*En este capítulo se hablará de los modelos hidrológicos y su rol predictivo en el Perú, clasificación de los modelos, principales modelos hidrológicos e hidráulicos con simulación bidimensional, modelos bidimensionales más empleados en la actualidad, pero fundamentalmente se hablará sobre el modelo Matemático Bidimensional IBER en la versión 2.3.2 de uso libre, cuyo rango de aplicación abarca la Hidrodinámica fluvial, simulación de rotura de presas, evaluación de zonas inundables, transporte de sedimentos, flujo de marea en estuarios y particularmente para esta investigación realiza la transformación lluvia-escorrentía, que lo convierte en un modelo Hidrológico Distribuido.*

### **2.1 Consideraciones Generales**

#### **2.1.1 Evolución de la Hidrología**

*Para llevar a cabo gran parte de los proyectos de ingeniería hidráulica, es necesario el cálculo de caudales de diseño: una de las maneras de obtener esta información es por medio de la observación y de la medición directa de eventos, sin embargo, la dificultad de recolectar esta información ha llevado a la ingeniería a tomar medios indirectos para conseguir dicho fin.*

*El párrafo anterior tiene la idea de identificar una variable ligada al escurrimiento, que sea fácil de medir. la variable que resulta adecuada es la lluvia, de aquí nace la necesidad de generar teorías y métodos que se enmarcan en el proceso llamado lluvia-escorrentía.*

*Con el paso del tiempo y debido a las necesidades de la ingeniería, se han dado avances en la recopilación de datos y modelaciones hidrológicas; que son utilizados para resolver*

*problemas como: estimar caudales de diseño y descargas en las salidas en cuencas rurales. En el caso de cuencas urbanas, es necesario el cálculo de caudales de diseño, para cada elemento que constituye el sistema de drenaje.*

*Hasta el siglo XIII los desagües fueron diseñados por prueba y error, porque no había suficiente información para desarrollar métodos para especificar caudales de diseño apropiados, sin embargo, el progreso llegó con el desarrollo de la fórmula de fricción de Chezy en 1770, la invención del pluviómetro y la recolección de datos meteorológicos en Europa en el siglo XIX (O'Loughlim, G - 2010).*

*En 1980 Thomas J. Mulvaney y su hermano, dirigieron a un grupo de ingenieros, que indicaron un método para la determinación de gastos de diseño para establecer el tamaño de los canales de drenaje de tierras rurales, llamado método racional. El anterior es considerado el primer modelo de proceso de lluvia-escorrentía (O'Loughlim, G - 2010).*

*Aun cuando el método racional, no fue aceptado inmediatamente, de él partieron muchos estudios y aportaciones como el método de Talbot para la creación de curvas I-D-F, Sherman (1932) generó el método de hidrograma unitario sintético, Horton (1933) desarrolló una teoría sobre infiltración, Clark (1945) y Zoch (1934-1937) realizaron estudios sobre trayectorias, Dooge (1959) dio a conocer la teoría general del hidrograma unitario.*

*Con el avance de los sistemas de cómputo, se crearon programas dedicados a esta área del conocimiento; uno de los programas más utilizados fue el de Stanford de Crawford y Linsley (1966), la universidad de Illinois desarrolló un programa para estudios de sistemas en cascada o sistemas ramificados en almacenamientos bajo la dirección de Vent Te Chow.*

### **2.1.2 Gestión de crecidas: Un desafío pendiente**

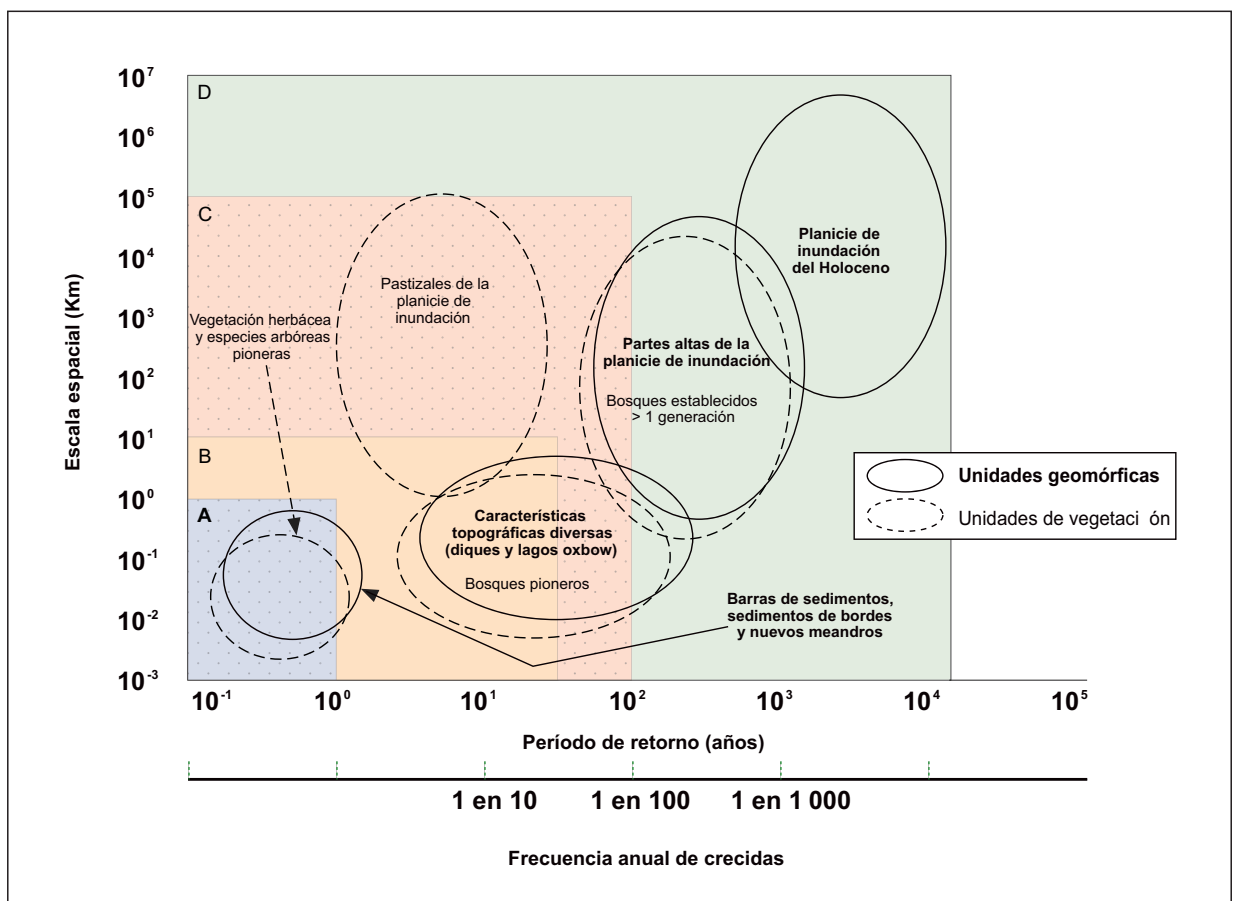
*Las crecidas son procesos naturales generalmente provocados por fenómenos de lluvias intensas. Por lo tanto, cada cierto tiempo es esperable caudales más altos en un cauce natural, excediendo su capacidad y provocando el desbordamiento del agua por encima de los márgenes del río e inundando las tierras adyacentes. (Organización Meteorológica Mundial [23]).*

*De acuerdo a la Organización Meteorológica Mundial [23], el concepto de planicie de inundación es clave para comprender el impacto que tienen las crecidas, tanto en la morfología de los cauces como en desarrollo socio-económico de los asentamientos humanos, comunidades que allí existen. Las planicies o llanuras de inundación son áreas de superficies adyacentes a ríos o riachuelos, que están sujetas a inundaciones recurrentes.*

En la figura 2.1, se presenta una relación gráfica entre la frecuencia de las crecidas y la escala espacial de las zonas afectadas por dichos fenómenos. La región "A" representa la planicie de inundación que se inunda todos los años y se extiende hasta un kilómetro en grandes ríos. Las barras de sedimentos y los meandros antiguos forman la parte esencial de la región, que se caracterizan típicamente por una vegetación herbácea y por especies pioneras de árboles. La región "B" se asocia a una frecuencia media de inundaciones. La región "C" corresponde a lugares con inundaciones de alta magnitud y baja frecuencia, y puede extenderse decenas de miles de kilómetros en los sistemas de grandes ríos. Finalmente, la región "D" está asociada en el cambio del clima y del nivel hídrico de base y está influida por la relajación post glacial de los aportes hidrológicos y de sedimentos a las planicies de inundación (Organización Meteorológica Mundial [23]).

**Figura N° 2.1:**

Organización de los componentes y procesos de la planicie de inundación como una jerarquía Espacio-Temporal.



Fuente: Tockner, K. y J.A. Stanford (2002), "Riverine flood plains: present state and future trends", *Environmental Conservation*, 29 (3): 308-330. Hughes, F.M.R. (1997), "Flood plain biogeomorphology", *Progress in Physical Geography*, Vol. 21, 4: 501-529.

*Durante la segunda mitad del siglo XX, las pérdidas económicas provocadas por crecidas fueron aumentando considerablemente. Lo anterior se debe a ciertas limitaciones en las prácticas pasadas para el control de crecidas, las que se caracterizan por ser aisladas, reactivas en lugar de proactivas, basadas en medidas estructurales y sin tomar en cuenta las lecciones de experiencias anteriores (CAPONI Claudio [3],2005).*

*Es por ello que, en los últimos años, han surgido nuevos enfoques para la planificación, desarrollo e implementación de soluciones a los problemas asociados a las crecidas e inundaciones (ALDANA Angel [1], 2006). Dentro de dichos enfoques destaca el de Gestión Integrada de Crecidas (GIC), el cual se refiere a la integración de la gestión de la tierra (Planicies de inundación) y del agua en el contexto de la Gestión Integrada de los Recursos Hídricos (GIRH), la Gestión Integrada de Crecidas propone como principales objetivos el alcance de un desarrollo sostenible, la maximización de beneficios, la minimización de pérdidas de vidas y la preservación ambiental (CAPONI Claudio [3],2005).*

*Un aspecto clave a destacar, es que la alerta de crecida y las medidas de emergencia oportunas constituyen aspectos complementarios a cualquier tipo de intervención o enfoque que se proponga. Un Sistema de Alerta de Crecidas, está compuesto de un modelo hidrológico, que, permite pronosticar la variable de interés y de un modelo de decisiones que, alcanzando cierto umbral, entrega una decisión de alerta para evacuar un lugar determinado (GONZALES Ricardo [12],2001).*

### **2.1.3 Modelos hidrológicos y su rol predictivo en el Perú**

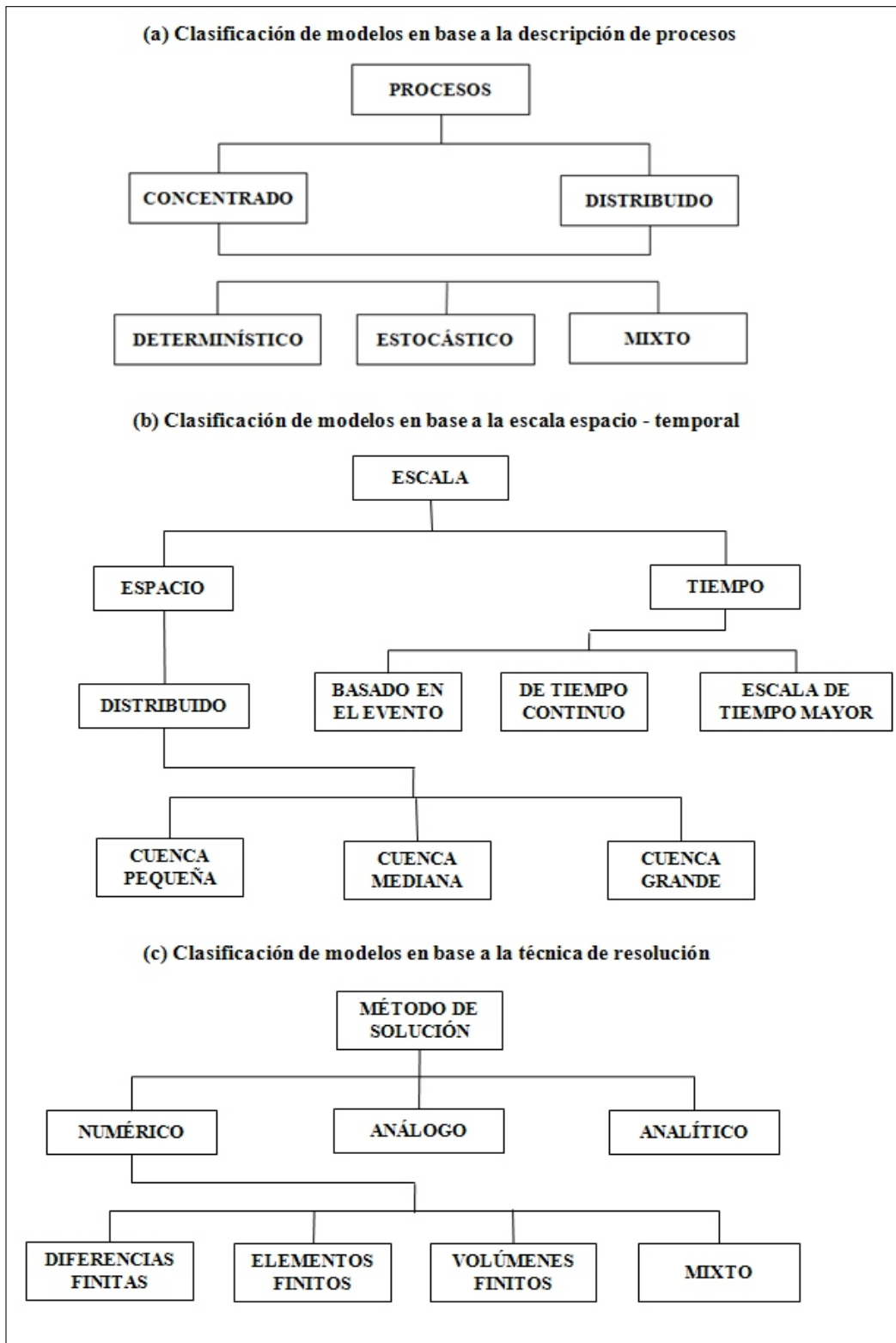
*Los modelos hidrológicos constituyen una representación de un sistema (en este caso una cuenca hidrográfica) con el fin de reproducir sus respuestas frente a diferentes entradas; precipitaciones extremas, modificaciones en el uso del suelo, cambio climático, etc. Todos los modelos hidrológicos son aproximaciones de la realidad; por lo que, resulta muy difícil conseguir la consideración simultánea de las cinco fuentes de variación: aleatoriedad, tres dimensiones espaciales y tiempo (Ven Te CHOW [34] et al, 1994).*

*Como se muestra en la figura 2.2 los modelos de simulación hidrológica pueden ser clasificados a tres criterios (Singh, 1995).*

- *Descripción de procesos.*
- *Escala.*
- *Técnica de solución.*

*En la literatura se pueden encontrar una gran cantidad de modelos hidrológicos, matemáticos, etc., cuya aplicabilidad dependerá del régimen de escorrentía importante, el objetivo de la modelación y de la información disponible.*

**Figura N° 2.2:**  
Clasificación de modelos de cuencas.



Fuente: Singh, 1995.

Los modelos hidrológicos tienen un papel fundamental en el desarrollo de sistema de alerta de crecidas. Como se mencionó en el Capítulo I, los estudios para pronosticar la ocurrencia de crecidas en cuencas peruanas contemplan principalmente modelos de función de transferencia (Sandoval, 1988; Vargas y Brown, 1988; Pacheco, 2004) y modelos de redes neuronales artificiales (Gonzales, 2003). Dichos modelos comparten dos características esenciales: son especialmente agregados y tienen una base conceptual matemática.

Sin embargo, a pesar de que dichos modelos no requieren de grandes cantidades de información además de datos de precipitación, caudales y ocasionalmente temperatura, presentan como carencia importante la poca o nula representatividad de los procesos hidrológicos que ocurren en las cuencas estudiadas. De manera adicional, el carácter agregado de las modelaciones, así como la falta de datos hidrometeorológicos en distintos puntos de la cuenca, resulta un impedimento para investigar cómo se distribuyen en ella los distintos flujos involucrados en el ciclo hidrológico. (Pablo A. Mendoza Zúñiga [24]).

Por lo tanto, la aplicación de un modelo matemático bidimensional con fines de pronóstico de caudales constituye un desafío de interés no sólo por los puntos señalados anteriormente, sino también por la posibilidad de integrar en la modelación métodos que intenten reproducir la variabilidad espacio-temporal de la precipitación. Por último, el carácter distribuido de la modelación constituye una ventaja adicional para investigar la predictibilidad de un sistema que integre pronósticos meteorológicos al modelo hidrológico de forma más directa. (Pablo A. Mendoza Zúñiga [24])

En el Perú, actualmente SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú), reporta pronósticos de caudales de manera diaria para periodos de hasta 72 horas, en la Estación Chosica del río Rimac, en la Estación Obrajillo del río Chillón y otros, esto se explicará a mayor detalle en el capítulo 3 de esta investigación. (Página Web SENAMHI [29]).

En este capítulo, se presenta una descripción del modelo matemático bidimensional a utilizar (IBER) y una recopilación de metodologías para la evaluación de simulaciones y pronósticos de conjuntos de caudales.

#### 2.1.4 Clasificación de los modelos hidrológicos

Los modelos hidrológicos se pueden clasificar desde tres puntos de vista. La primera se fundamenta en el tipo de representación espacial del modelo; la segunda en la forma de representar los procesos hidrológicos que ocurran en la cuenca y la última en la extensión temporal en la que se puede aplicar el modelo (Ordoña M. L., 2007).

La primera clasificación se subdivide en:

- Modelos agregados: son aquellos que consideran una distribución espacial uniforme

de lluvia en la cuenca, utilizando como variable la precipitación media, y supone que los parámetros de los diferentes sub-modelos, que simulan los diferentes procesos hidrológicos, son globales para toda la cuenca y permanecen a lo largo de todo el episodio.

- Modelos semidistribuidos: Son aquellos que permiten una cierta variabilidad de la lluvia y de los parámetros de los submodelos que lo componen, mediante la división de la cuenca en multitud de pequeñas subcuencas con lluvia y parámetros constantes en cada uno de ellos.
- Modelos distribuidos: Son aquellos que permiten la variabilidad espacial de la lluvia y de los parámetros, mediante la división de la cuenca en celdas, en las que simulan los diferentes procesos hidrológicos.

La segunda, en función del tipo de representación de los procesos hidrológicos que ocurren en la cuenca, se puede clasificar en tres grupos:

- Modelos métricos: Son aquellos que tienen una gran dependencia respecto de los datos observados, realizando una búsqueda sobre los mismos, para caracterizar la respuesta del sistema, mediante un método de extracción de la información a partir de los datos existentes. Estos modelos se construyen con una consideración pequeña o nula de los procesos físicos que ocurren en el sistema hidrológico. Los modelos métricos utilizan la representación más simple del comportamiento de una cuenca hidrológica, ya que la relación entre la lluvia y la esorrentía resulta a partir de las condiciones iniciales de la cuenca, pueden ser simuladas mediante una variable de pérdida volumétrica, que engloba los procesos de pérdida por evaporación, almacenamiento de humedad en el suelo, y una función de distribución temporal, que simula los diferentes modos dinámicos de respuesta. El ejemplo más común de este tipo de modelos son los basados en el concepto de hidrograma unitario, que simula la respuesta del escurrimiento a un episodio de lluvia mediante una función de transferencia lineal.

La gran ventaja de estos modelos es que requieren una cantidad mínima de datos, pero tiene un rango de aplicación limitado por la variabilidad de los datos observados y no son capaces de tomar en cuenta los cambios producidos en la cuenca, por ejemplo la expansión urbana sin realizar modificaciones en el modelo.

- Modelos conceptuales: Son aquellos que representan los procesos hidrológicos más importantes, mediante una base de conocimiento inicial en forma de representación conceptual de los mismos. El inicio de estos modelos, se produce con el avance de los equipos de cómputo, que permitió la representación integrada de la fase terrestre del ciclo hidrológico para generar secuencias continuas del flujo, sin embargo, aún se necesita una etapa de calibración.

*La principal desventaja de estos modelos, es la existencia de diferentes valores de los parámetros del modelo con los que se obtienen similares medidas de ajuste. Por lo tanto, si los valores de los parámetros no pueden ser definidos de manera única, los parámetros no pueden asociarse directamente a las características de la cuenca, y por tanto, el modelo no puede aplicarse a nuevas cuencas sin observaciones, e incluso a la misma cuenca después de haberse producido cambios en la misma.*

- *Modelos físicamente basados: Estos modelos utilizan los conocimientos más recientes del comportamiento físico de los procesos hidrológicos, realizando la simulación del comportamiento hidrológico de una cuenca mediante la utilización de la ecuación de continuidad, resolviendo las ecuaciones diferenciales. Estos modelos permiten la descripción de los fenómenos en cada una de las celdas del sistema, tanto desde el punto de vista de los parámetros como de la resolución de los sistemas de las ecuaciones diferenciales, por tanto, el sistema físico se representa mediante un sistema de ecuaciones diferenciales que expresan la masa, el momentum y el balance de energía.*

*La gran ventaja de los modelos físicamente basados, estriba en utilizar parámetros que en principio pueden ser medidos directamente en el campo y tienen un sentido físico directo, por tanto, si los valores de estos parámetros se pueden determinar a priori, estos modelos pueden ser aplicados a cuencas sin datos observados, e incluso se pueden tener en cuenta los cambios en la misma cuenca.*

*Por otra parte, los modelos físicamente basados permiten una representación matemática ideal de un fenómeno real, con la limitante de que requiere ser alimentado con un gran número de datos, que en su mayoría son difíciles de conseguir, a la vez, que necesitan un gran tiempo de procesamiento computacional.*

*La tercera, en función de la extensión temporal en la que se puede aplicar el modelo, se clasifica en dos grupos:*

- *Modelos de Episodio: Son aquellos realizados para simulaciones de cortos intervalos de tiempo normalmente de un único evento de lluvia. Estos modelos se encuentran en la simulación de los procesos de infiltración y escurrimiento superficial, ya que su principal objetivo es la evaluación del escurrimiento directo, pero no toman en cuenta la recuperación de humedad entre episodios de lluvias. Los modelos de episodios se aplican fundamentalmente para simular gastos de avenida, principalmente en aquellos casos en los que el escurrimiento directo es la principal fuente de generación de escurrimiento total, sin embargo, no son recomendables para los cálculos de la época de estiaje ni el de simulación de gastos diarios.*
- *Modelos continuos: Son aquellos que permiten la simulación de caudales diarios, mensuales o estacionales, es decir, permiten la simulación durante intervalos de*

tiempo mayores a un episodio de lluvia. Estos modelos consideran todo los procesos que influyen en la generación de escurrimiento, tanto el escurrimiento directo mediante el flujo subterráneo. Los modelos continuos se centran en la simulación de la evapotranspiración y de los procesos que influyen a largo plazo, en la recuperación de la humedad durante los periodos en los que no hay ocurrencia de precipitación. Por tanto, el objetivo principal de los modelos continuos es la simulación de balance de humedad total de la cuenca durante periodos largos de tiempo. Los modelos continuos se aplican fundamentalmente para el pronóstico de caudales.

### 2.1.5 Modelos Concentrados frente a modelos Distribuidos

La principal diferencia entre los modelos concentrados y distribuidos, se fundamenta en que los primeros no consideran la variabilidad espacial de los parámetros, mientras que los segundos, permiten la variabilidad espacial de los parámetros por tanto, los modelos concentrados sólo pueden evaluar la respuesta de la cuenca en el punto de salida de la misma, sin tener en cuenta la respuesta de las subcuencas de forma individual, mientras que los modelos distribuidos permiten la evaluación de la respuesta tanto de la cuenca en conjunto como de las subcuencas de manera individual, pudiendo así mismo obtener la respuesta en cualquier punto de la cuenca (Ponce, 1989).

Históricamente se ha tendido a utilizar modelos concentrados sobre modelos distribuidos; debido principalmente a la limitación de los ordenadores y a la falta de disponibilidad de datos. Sin embargo, como consecuencia de los avances tecnológicos de la última década y de la gran cantidad de datos procedentes del los SIG, que permiten una descripción de la cuenca topográfica, uso de suelo, tipos de suelo, lluvia, etc., se produce una mayor utilización de los modelos hidrológicos distribuidos con el objeto de utilizar su capacidad de representación espacial de los parámetros y datos de entrada y así aprovechar toda esta cantidad de datos disponibles (Vieux, 2004).

La utilización de los modelos concentrados puede estar justificada en zonas donde la variabilidad espacial de los parámetros es más o menos uniforme. Sin embargo, un modelo de parámetros concentrados no será capaz de representar correctamente los cambios de pendiente y la forma de la red de drenaje, que tiene una influencia considerable en la respuesta hidrológica de una cuenca. En muchos casos se prefiere utilizar un modelo concentrado debido a la simplicidad que tiene para dar los parámetros que representan a la cuenca y la forma en la que se calibran, en cambio la aplicación de modelos distribuidos conlleva un mayor reto en la caracterización de los parámetros de la cuenca.

Una solución intermedia consistiría en la construcción de un modelo semidistribuido; el cual consiste en la división de la cuenca en un conjunto de subcuencas, con parámetros y características uniformes, conectadas entre sí mediante un modelo agregado. Pero

normalmente se tiene los siguientes inconvenientes (Vieux, 2004):

- La obtención de los valores de los parámetros a la escala de las subcuencas consideradas resultaría complicado, debido a que no se dispondrá de valores de caudal en la salida de cada una de las cuencas.
- La representación del modelo puede verse afectada en función del número de subcuencas consideradas.
- La variabilidad de los parámetros no se presenta correctamente, debido a la agregación en la escala de las subcuencas.
- El modelo resultante no tiene una base física.

Además de la consideración de la variabilidad espacial de los parámetros del modelo, una de las principales ventajas de los modelos distribuidos frente a los modelos concentrados consiste en la consideración de la variabilidad espacial de la lluvia (Orduña M. L., 2007).

La variabilidad espacial de la lluvia tiene una influencia muy importante en la respuesta de la cuenca, sobre todo para el caso de lluvias con generación convectiva, siendo uno de los factores más determinantes en el caudal máximo y la duración del hidrograma. Si el área de la tormenta es mucho mejor que el área de la cuenca, el caudal máximo estará muy influenciado por la dirección y velocidad de la tormenta. En este caso, una tormenta que se mueve hacia aguas debajo de la cuenca, siguiendo la dirección de la red de drenaje y de flujo, produce un hidrograma con un gasto máximo mayor y una curva de ascenso más aguda, sin embargo, una tormenta que se mueve hacia aguas arriba de la cuenca produce un hidrograma con caudal menor y una curva de ascenso y descenso más suave. (FLUMEN [9], 2014).

Se han realizado numerosas comparaciones entre modelos distribuidos y modelos concentrados, obteniendo como resultado que la distribución espacial de la lluvia debería tenerse en cuenta para cualquier tamaño de cuenca, ya que no sólo influye en los valores del caudal máximo, sino también en el tiempo de los hidrogramas. (FLUMEN [9], 2014).

Es importante resaltar que hay casos muy particulares en que la utilización de modelos distribuidos y modelos concentrados dan resultados muy parecidos, es decir la utilización de lluvia variable en el espacio y una lluvia espacial media es equivalente, estos casos particulares se pueden tener por errores en los datos, en la estructura del modelo y en los parámetros con los que se alimentó, ya que las características no lineales de los modelos distribuidos pueden magnificar los errores en los datos de lluvia en vez de suavizarlos. Por otra parte, los resultados pueden ser muy específicos y localizados, y pueden tener una gran dependencia respecto de la escala de la cuenca, la variabilidad de la lluvia en la zona y las características de los mecanismos de generación de escurrimiento, además

de que en cada estudio se han utilizado diferentes modelos para simular el proceso lluvia-escorrentía.(FLUMEN [9],2014).

*Como consecuencia ha surgido que, lo importante no es determinar si una cuenca tiene una gran especialidad de la lluvia y de las características físicas, sino de la identificación de si la variabilidad de la lluvia infiltrada a través de las características físicas de la cuenca, produce cambios significativos en la respuesta de la cuenca, en estos casos, un modelo distribuido producirá una mejora en los resultados respecto a un modelo agregado.(FLUMEN [9],2014).*

*Se puede concluir que los modelos distribuidos requieren de un mayor tiempo de cálculo respecto a los modelos concentrados, debido al mayor detalle con que realizan las simulaciones, sin embargo, la principal ventaja de los modelos distribuidos consiste en la consideración de la variabilidad espacial tanto de la lluvia, como de los procesos hidrológicos, ya que las heterogeneidades espaciales de un sistema hidrológico pueden no estar bien reproducidos mediante valores medios de los parámetros. Por el contrario, los modelos hidrológicos distribuidos tienen el inconveniente de requerir una considerable calidad y cantidad de datos disponibles.*

### 2.1.6 Modelos Hidráulicos

*Los modelos hidráulicos pretenden representar los fenómenos hidráulicos a partir de abstracciones matemáticas. Al igual que en los modelos hidrológicos estos modelos se pueden dividir por la complejidad de las ecuaciones a utilizar.*

*Una forma de distinguir los modelos matemáticos para resolver las ecuaciones fundamentales de la hidráulica podría ser la siguiente (Echevarría, S.B. 2013).*

- *La aproximación de las ecuaciones.*
- *Los métodos numéricos.*
- *Las herramientas de apoyo para simular condiciones de frontera internas.*
- *El ambiente de programación en que fueron desarrollados.*

*Los métodos que representan las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como dinámicos. Los que emplean simplificaciones de las ecuaciones de Saint-Venant se conocen como métodos hidráulicos. Este último se conoce como el método de la onda difusa y de la onda cinemática. La ecuación de la onda difusa se usa para analizar la evolución del hidrograma en tramos largos de cauce y produce resultados comparables a los que se obtienen con las ecuaciones completas de Saint-Venant. La ecuación de la onda cinemática se obtiene al considerar que la pendiente de la línea de energía es igual a la pendiente del terreno.*

Las ecuaciones de Saint-Venant tienen diferentes formas y simplificaciones para definir el tránsito de avenidas del flujo en una dimensión. Se desprecia el efecto del flujo lateral, la resistencia por viento y pérdidas por vórtices.

$$\frac{1}{A} * \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} * \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + g * \frac{\partial y}{\partial x} - g * (s_o - s_f) = 0 \quad (2.1)$$

Donde:

- $\frac{1}{A} * \frac{\partial Q}{\partial t}$  : es la Aceleración Local.
- $\frac{1}{A} * \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right)$  : es la Aceleración Convectiva.
- $g * \frac{\partial y}{\partial x}$  : es la Fuerza de Presión.
- $g * (s_o - s_f)$  : es la Fuerza de gravedad y Fuerza de fricción.

La fuerza de gravedad y de fricción, representan en conjunto la onda cinemática, si a esta, se le adiciona el término de la fuerza de presión representan a la onda difusa y si a la última se le adiciona los términos de aceleración local y aceleración convectiva se usa la ecuación de onda dinámica.

La ecuación de momentum está compuesta de términos para describir los procesos físicos que gobiernan el momentum del flujo:

- Aceleración local que describe el cambio en el momentum debido al cambio de velocidad en el tiempo.
- Aceleración convectiva que describe el cambio en el momentum debido al cambio de la velocidad a lo largo del conducto.
- Fuerza de presión que es proporcional a la variación del tirante a lo largo de la conducción.
- Fuerza de gravedad que es proporcional a la pendiente del fondo ( $s_o$ ).
- Fuerza de fricción que es proporcional a la pendiente de fricción ( $s_f$ ).

Otros métodos utilizan mayores simplificaciones, pero son menos exactos que los obtenidos con los métodos hidráulicos y caen dentro de los llamados métodos hidrológicos, entre los más usados son los métodos de Muskingum y Moskingm modificado.

## Ecuaciones fundamentales de la hidráulica

Las ecuaciones fundamentales de la hidráulica que utilizan los modelos hidráulicos, se resumen en las siguientes:

### **Ecuación de la continuidad**

$$Q_1 * V_1 = Q_2 * V_2 \quad (2.2)$$

### **Ecuación de momentum**

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\frac{\alpha * Q^2}{A})}{\partial x} + g * A * \frac{\partial y}{\partial x} = g * A * (I_o - I_f) \quad (2.3)$$

### **Para simular el funcionamiento de flujos a presión**

$$- \frac{\partial(\rho Q)}{\partial x} dxdt = \frac{\partial(\rho A)}{\partial t} dxdt \quad (2.4)$$

Donde:

- **Q** : Caudal, m<sup>3</sup>/seg.
- **A** : Area Hidráulica, m<sup>2</sup>.
- **y** : tirante, m.
- **g** : aceleración de la gravedad, m/seg<sup>2</sup>.
- **x** : distancia en la dirección del flujo, m.
- **t** : tiempo, seg.
- $\alpha$  : Coeficiente de corrección por la distribución de la gravedad.
- $I_o$  : Pendiente del fondo.
- $I_f$  : Pendiente de fricción.
- $\rho$  : Densidad del agua, kg/m<sup>3</sup>.

## **Nuevos métodos de obtención de parámetros, *FLUMEN* [9].**

Existen diversos artículos y publicaciones que abordan el tema de los modelos en la relación lluvia-escorrentía, debido a que un modelo lluvia-escorrentía, se aplica normalmente a las tormentas fuera del rango de las condiciones en que ha sido exitosamente calibrado y verificado. Yu et al, 2001 examina la incertidumbre del resultado del modelo, causada por los parámetros de calibración. Aplica cuatro métodos, la simulación de Monte Carlo (MCS), América Simulación Hipercubo (LHS), el Método de Rosenblueth del punto de estimación (RPEM), y el Método de Harr del punto de estimación (HPEM), los cuales se utilizaron

para construir los límites de incertidumbre en un hidrograma estimado. Comparando estos cuatro métodos indica que LHS produce resultados analíticos similares a los de MCS.

Por otra parte los modelos hidrológicos distribuidos, pueden utilizarse eficazmente para la simulación de eventos de inundaciones, en cuencas donde un complejo sistema de embalses afecta el régimen de flujo natural. La valoración de este efecto en un sistema complejo de depósito se realiza con un modelo hidrológico distribuido espacialmente, donde la formación del escurrimiento superficial y el enrutamiento hidráulico a través de cada depósito y el sistema del río efectúan con una resolución espacial y temporal, (Montaldo N. et al, 2004).

### 2.1.7 Principales Modelos hidrológicos e hidráulicos de simulación Bidimensional.

Los sistemas hidrológicos suelen presentar una gran heterogeneidad, tanto en los datos de entrada de lluvia, como en las características del terreno a lo largo de la cuenca. La gran ventaja de los modelos hidrológicos distribuidos, es que, permiten tener en cuenta estas heterogeneidades mediante una discretización de la cuenca en celdas.

Los principales modelos hidrológicos de lluvia-escurrimiento de parámetros distribuidos en el espacio que han sido utilizados hasta la actualidad, se mencionan a continuación:

#### River2D.

River2D es un modelo hidrodinámico de elementos finitos de dos dimensiones, personalizado para estudios de evaluación de hábitat de peces. La interfaz del modelo River2D consiste en cuatro programas: R2D-Bed, R2D-Ice, R2D-Mesh y River2D. Los tres programas tienen interfaces gráficas de usuario que son compatibles con cualquier versión de 32 bits de Windows. R2D-Bed, R2D-Ice y R2D-Mesh son editores de archivos gráficos. R2D-Bed fue diseñado para la edición de datos topográficos de la cama, mientras que R2D-Ice está destinado al desarrollo de topografías de hielo que se utilizarán en el modelado de dominios cubiertos de hielo. El programa R2D-Mesh se utiliza para el desarrollo de mallas computacionales que en última instancia serán de entrada para River2D. ([www.river2d.ualberta.ca](http://www.river2d.ualberta.ca))

El modelo River2D es un modelo bidimensional de elementos finitos promediados en profundidad. Está diseñado para usarse en arroyos y ríos naturales y tiene características especiales para acomodar transiciones de flujo supercrítico / subcrítico y área de humedad variable. Es básicamente un modelo transitorio, pero proporciona una convergencia acelerada a las condiciones de estado estacionario. ([www.river2d.ualberta.ca](http://www.river2d.ualberta.ca))

**FLO-2D.**

*El modelo FLO-2D fue conceptualizado en 1986 para predecir la hidráulica del flujo de lodo. La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) apoyó el desarrollo inicial del modelo y su primera aplicación en Telluride, Colorado, en 1988. En los últimos 28 años, FLO-2D se ha convertido en el modelo de inundación comercial más utilizado. Lo que diferencia a FLO-2D de otros modelos hidrológicos e hidráulicos es su capacidad para simular inundaciones urbanas en alta resolución e información ilimitada incluyendo el sistema de drenaje de tormentas. Utilizando elementos tan pequeños como 10 pies (3 m), FLO-2D es un modelo superior en términos de conservación de volumen, velocidad, estabilidad numérica y detalle. FLO-2D es fácil de configurar e incluso más fácil de editar (sin regeneración de malla). ([www.flo-2d.com](http://www.flo-2d.com))*

**RiverFLO-2D.**

*RiverFLO-2D es un modelo hidrodinámico móvil para los ríos. Se trata de un modelo de elementos finitos a las inundaciones ruta y le ofrece el sistema hidráulico de inundación de alta resolución. Malla triangular flexible refina el campo de flujo alrededor de las características clave de los ríos en ambientes fluviales complejos. RiverFLO-2D se ha aplicado en una serie de proyectos en todo el mundo, incluyendo los ríos grandes ríos en todo el mundo. RiverFLO-2D puede predecir el sistema hidráulico del canal 2-D detalladas e inundaciones a través del alcance del proyecto más corto. ([www.argusone.com/RiverFLO2D](http://www.argusone.com/RiverFLO2D))*

*Este sistema de software GIS-integrado proporciona funciones interactivas para generar y refinar la malla de elementos finitos. También facilita, la asignación de condiciones de contorno y valores de rugosidad. Mediante la importación y exportación de múltiples capas de SIG. El Motor de cálculo de RiverFLO-2D utiliza un método de elementos finitos de solución eficiente y estable que resuelve la mayor parte de las dificultades y límites de arranque en caliente de modelos de canal 2-D similares que ahora están obsoletos. RiverFLO-2D es un modelo de alto rendimiento del estado de la técnica diseñada para múltiples sistemas informáticos procesador. ([www.argusone.com/RiverFLO2D](http://www.argusone.com/RiverFLO2D))*

*RiverFLO-2D utiliza un algoritmo de solución del estado de la técnica de elementos finitos que resuelve la mayor parte de las deficiencias de los modelos comparables. El algoritmo de tiempo-escalonamiento explícito no requiere la solución de sistemas de matrices grandes y proporciona flexibilidad para la paralelización eficiente. ([www.argusone.com/RiverFLO2D](http://www.argusone.com/RiverFLO2D))*

**InfoWorks RS.**

*InfoWorks RS incluye modelado completo de soluciones de canales abiertos, llanuras inundables, terraplenes y estructuras hidráulicas. La simulación de lluvia-escorrentía está disponible utilizando métodos hidrológicos tanto basados en eventos como conceptuales.*

Las vistas interactivas completas de los datos están disponibles mediante vistas de plan geográfico, vista en sección, secciones largas, hoja de cálculo y datos gráficos variables en el tiempo. Se puede acceder a los datos subyacentes desde cualquier vista gráfica o geográfica. ([www.innovyze.com/products/infoworks-rs](http://www.innovyze.com/products/infoworks-rs)).

Presentación animada de los resultados en el plan geográfico, la sección larga y las vistas de sección transversal es estándar, junto con informes de resultados y análisis utilizando tablas y gráficos. Se proporciona una capacidad completa de mapeo de inundaciones basada en un sofisticado modelo de interpolación de inundación superpuesto a un modelo de suelo importado. También está disponible una simulación bidimensional completamente dinámica de la inundación de superficie, integrada con la simulación hidráulica de canal de superficie. ([www.innovyze.com/products/infoworks-rs](http://www.innovyze.com/products/infoworks-rs)).

Aplicaciones de ejemplo:

- Planificación y gestión del flujo de inundaciones.
- Evaluaciones de bajo flujo.
- Evaluaciones de la calidad del agua.
- Sedimentación y control de sedimentos.
- Gestión de los recursos hídricos.
- Flood Forecasting System plataforma de desarrollo de modelos hidráulicos.

## MIKE 21.

MIKE 21 es un programa de ordenador que simula las corrientes, las olas, los sedimentos y la ecología de los ríos, lagos, estuarios, bahías, zonas costeras y mares en dos dimensiones. Fue desarrollado por DHI. MIKE 21 comprende tres motores de simulación: ([www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-21](http://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-21))

- *Rejilla única:* los dependientes del tiempo ecuaciones no lineales completos de continuidad y conservación del momento se resuelven mediante técnicas de diferencias finitas implícitas con las variables definidas en una rejilla rectangular espacio escalonado.
- *Las rejillas múltiples:* la versión de varias cuadrículas utiliza el mismo motor de simulación numérica y el enfoque como la versión única red. Sin embargo, se ofrece la posibilidad de áreas de refinación de especial interés dentro del área del modelo (anidación). Todos los dominios dentro del área del modelo se vinculan dinámicamente.
- *Malla flexible :* es una malla no estructurada y utiliza una técnica de solución de volúmenes finitos centrados por células. La malla se basa en elementos triangulares lineales.

*MIKE 21 se puede utilizar para la evaluación de los datos de diseño de estructuras costeras y en alta mar, la optimización del diseño del puerto y las medidas de protección costera, agua de refrigeración, la desalinización y el análisis de recirculación, la evaluación del impacto ambiental de las infraestructuras marinas, la previsión del agua para las operaciones marinas seguras y navegación, inundaciones costeras y advertencias de mareas de tempestad, inundaciones tierra adentro y el modelado de flujo superficial.*

### **SOBEK suite.**

*SOBEK es un potente conjunto de modelos para la predicción de crecidas, la optimización de los sistemas de drenaje, control de sistemas de riego, diseño de drenaje de desbordamiento, la morfología del río, la intrusión salina y la calidad del agua superficial. Los módulos dentro de la suite de modelado SOBEK simular los flujos complejos y los procesos relacionados con el agua en casi cualquier sistema. Los módulos representan fenómenos y procesos físicos en una forma precisa en los sistemas de (1d) de la red de una sola dimensión y en (2D) rejillas horizontales de dos dimensiones. Es la herramienta ideal para guiar al diseñador para hacer un uso óptimo de los recursos. ([www.deltares.nl/en/software/sobek](http://www.deltares.nl/en/software/sobek))*

*Los campos de aplicación de SOBEK, es una suite de modelado diseñado para las autoridades del agua y consultorías de gestión del agua. Esta es adecuada para el modelado y análisis de:*

- *Sistemas de riego y drenaje / sistemas rurales: la hidráulica de canales abiertos.*
- *Los sistemas fluviales.*
- *Sistemas de alcantarillado y drenaje urbano (conductos cerrados, el flujo de la tubería).*
- *Inundación y la inundación simulaciones de escenarios.*
- *Predicciones de calidad del agua.*
- *y el diseño y optimización de sistemas de control para la automatización del canal y por vía.*

### **Guad2D (Guad Flow).**

*Guad2D es un modelo de simulación hidráulica de dos dimensiones diseñado para analizar las ondas de avenida causados por la lluvia o la destrucción gradual o espontánea de diques y muros de contención en grandes depósitos de agua. ([www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d](http://www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d))*

*Desde entonces, Guad2d - en continuo desarrollo - se ha actualizado con los tiempos mejorados de cálculo (paralelización) y se añadieron nuevas características, tales como el cálculo de malla triangular, puente y el cálculo de la sección de cubierta, el cálculo de*

solutos, la incorporación de lluvia, etc. ([www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d](http://www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d))

*GuadCreator es el paso previo al Guad | 2d, mediante el cual los usuarios pueden preparar los datos de simulación para su posterior cálculo numérico. GuadCreator es un módulo libre usado para crear simulaciones (que puede ser simultánea) sobre la base de las redes terrestres con los formatos estándar para GIS. ([www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d](http://www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d))*

*Guad | 2d es el módulo matemático que simula volúmenes finitos por medio de algoritmos numéricos, lo que permite obtener resultados reales en supercrítico, subcrítico o condiciones de flujo estacionario mixtos.*

*El tercer módulo, GuadView, que contiene las capacidades de GIS, permite el análisis de los resultados de cálculo. Permite la visualización de capas y ortofotos raster y vectoriales, junto con los resultados de la simulación, con el fin de identificar las áreas inundables. Esos resultados pueden ser exportados a formato ASCII con el apoyo de ningún software GIS. ([www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d](http://www.inclam.com/tic/software-comercial/guad-2d))*

## **2.2 Esquemas de Simulación Hidrológica e Hidráulica**

*La modelación de la propagación de avenidas en ríos requiere resolver las ecuaciones del flujo variable del agua en lámina libre o ecuaciones de Saint Venant. Estas ecuaciones se deducen a partir de las ecuaciones de las leyes físicas de conservación que rigen el flujo de un fluido en general. Para un fluido incompresible e isótropo, como el agua, se obtienen las ecuaciones de Navier Stokes para el movimiento instantáneo, y de ellas se deducen, considerando variables medias en el tiempo, las ecuaciones de Reynolds. Su resolución exigiría una discretización tridimensional del dominio de estudio y el esquema numérico sería complejo, pero sobre todo muy costoso computacionalmente (E. Bladé - M. Sánchez - H. P. Sánchez - D. Ñiñerola y M. Gómez [5], 2009).*

*Las características del flujo del agua en cauces naturales permiten simplificar estas ecuaciones generales, de modo que de las ecuaciones de Reynolds, integrando en la profundidad y por lo tanto eliminando la dimensión vertical, se obtienen las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, validas cuando el flujo que se quiere analizar presenta carácter bidimensional, con velocidades verticales pequeñas, pendientes del fondo del cauce suaves y en general predominio de las dimensiones horizontales sobre la vertical (E. Bladé - M. Sánchez - H. P. Sánchez - D. Ñiñerola y M. Gómez [5], 2009).*

*Cuando el movimiento del flujo en cauces naturales o artificiales presenta un marcado carácter unidimensional, se puede obtener las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión. Dichas ecuaciones representan correctamente el movimiento no permanente en lámina libre en este tipo de cauces (E. Bladé - M. Sánchez - H. P. Sánchez - D. Ñiñerola y M. Gómez*

[5], 2009).

*Para el análisis de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones, se han desarrollado los esquemas bidimensionales. En estos se hacen diferentes aproximaciones de acuerdo del tipo de problema a estudiar, es decir de acuerdo al tipo de fuerzas determinantes del movimiento del agua y a las variables que interese conocer (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).*

### 2.2.1 Esquemas Unidimensionales

*Para intentar resolver las ecuaciones de Saint Venant en una dimensión, se han utilizado diferentes esquemas numéricos, alguno de los cuales usan ecuaciones completas y otras realizan simplificaciones en las cuales se desprecian los términos con menor contribución (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).*

#### **Esquemas unidimensionales para resolver las ecuaciones simplificadas de Saint Venant**

*Entre estos esquemas se encuentran los métodos hidrológicos, que desprecian la ecuación del movimiento (entre los cuales se destaca el método de Muskingum), el método de la onda cinemática, que sólo considera el término de fricción y de la pendiente de la solera en la ecuación del movimiento, el método de la onda difusiva que incluye además los términos de presión, y el método de la onda dinámica cuasi-permanente, que tan solo desprecia el término de la aceleración local (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006.)*

#### **Esquemas unidimensionales para resolver las ecuaciones completas de Saint Venant (métodos de la onda dinámica)**

- *Método de las características: tienen un gran significado físico, ya que aprovechan las propiedades físicas de transmisión de la información en el espacio y el tiempo. Necesita incrementos de tiempo de cálculos muy pequeños y discretizaciones espaciales también reducidas. Presenta inconvenientes a la hora de representar flujo rápidamente variable, para el cual pueden aparecer discontinuidades en la solución, aunque puede utilizarse tanto para régimen lento como para régimen rápido. Puede servir para canales prismáticos, pero su aplicación para canales no prismáticos y de geometría irregular es de una enorme complejidad y resultados poco fiables, por lo que no son adecuados, ni han sido utilizados, para cauces fluviales (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).*
- *Método de las diferencias finitas: pueden clasificarse en diferencias finitas explícitas y diferencias finitas implícitas dependiendo de si el proceso de encontrar la solución a lo largo del tiempo lo hacen punto por punto en la malla de discretización espacial del dominio, o bien resolviendo conjuntamente todos los puntos de la malla en cada*

instante. (E. Bladé y M. Gómez, 2006)

Los métodos en diferencias finitas explícitos más utilizados han sido el esquema difusivo o esquema de Lax-Friedrichs, esquema Leap-Frog, esquema de McCormack y esquema Lambda. Estos esquemas presentan el inconveniente de requerir incrementos de tiempo muy pequeños para cumplir la condición de estabilidad de Courant.

Entre los métodos en diferencia finitas implícitas se destaca el esquema de Preissmann, muy utilizado en ríos. Dicho esquema proporciona resultados muy precisos en régimen lento, y permite utilizar grandes incrementos de espacio y de tiempo. Se ha utilizado también para flujo rápidamente variable, aunque en este caso el incremento de tiempo debe reducirse hasta valores similares al de los esquemas explícitos para representar las discontinuidades (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).

- *Método de los elementos finitos: Método que da óptimos resultados para ecuaciones elípticas o parabólicas, mientras que las ecuaciones de Saint Venant forman un sistema hiperbólico. Necesita un elevado consumo de tiempo de cálculo y la integración temporal se debe hacer en diferencias finitas; por lo que, para el caso unidimensional no es muy recomendado (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).*

### 2.2.2 Esquemas Bidimensionales

Utilizados para describir fenómenos naturales como la inundación de una gran llanura, la confluencia de dos cauces, el flujo en un cauce ancho e irregular y en general todos aquellos sistemas en los cuales se presenta el movimiento del flujo del agua en dos dimensiones.

Para la resolución de las ecuaciones de Saint Venant en dos dimensiones también se han utilizado los métodos de las características, métodos en diferencias finitas, y métodos en elementos finitos, y además se ha utilizado las técnicas de discretización en volúmenes finitos.

Los esquemas numéricos clásicos en dos dimensiones, como los mencionados anteriormente, también sufren problemas de discontinuidades en la solución cuando se presenta flujo rápidamente variable (resaltos hidráulicos, frentes de onda, entre otros), por lo que, en los últimos años se ha realizado un considerable esfuerzo para conseguir esquemas bidimensionales de alta resolución, como el método de los volúmenes finitos. Este método toma las ventajas tanto de las diferencias finitas como de los elementos finitos. Partiendo de la forma integral de las ecuaciones en forma conservativa, las discontinuidades se representan sin ninguna técnica especial a la vez que se conserva la masa y la cantidad de movimiento (E. Bladé y M. Gómez [6], 2006).

## 2.3 Modelo Matemático Bidimensional Iber

*IBER es un modelo matemático bidimensional de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen variable, que incorpora como esquema numérico el método de alta revoluciones de Volúmenes Finitos. Este método consiste en la integración de modelos CARPA (de la Universidad Politécnica de Catalunya) y TURBILLON (de la Universidad de La Coruña). Dentro de su rango de aplicación se encuentran la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en estuarios. (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014)*

*IBER consta de 3 módulos de cálculos principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares o cuadriláteros. En el módulo hidrodinámico, el cual constituye la base de IBER, se resuelven las ecuaciones someras bidimensionales promediadas en profundidad o ecuaciones de Saint Venant. (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014)*

*En el esquema de volúmenes finitos en dos dimensiones, el dominio físico se descompone en polígonos (elementos triangulares o cuadriláteros), que se denominan volúmenes de control o finitos. Cada volumen tiene una superficie formada por los lados del polígono y este viene definido por sus vértices. La distribución de los vértices puede ser irregular y formar una malla no estructurada, o regular y formar una malla estructurada. Para un análisis en dos dimensiones los volúmenes finitos no forman un volumen sino un área y sus superficies son curvas cerradas. El uso de volúmenes finitos permite considerar soluciones discontinuas de manera inmediata y además la discretización espacial se adapta mejor a dominios con formas arbitrarias (FLUMEN). (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014).*

### 2.3.1 Módulo Hidrodinámico

*El modelo hidrodinámico resuelve las ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad, también conocidas como 2D Shallow Water Equations (2D-SWE) o ecuaciones de Saint Venant bidimensionales. Dichas ecuaciones asumen una distribución de presión hidrostática y una presión relativamente uniforme de la velocidad en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios. Así mismo, la hipótesis de distribución uniforme de velocidad en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos es necesario estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados del modelo. (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014).*

*La ecuaciones de agua someras bidimensionales se obtienen promediando en profundidad*

las ecuaciones de Reynolds tridimensionales. En su derivación matemática se asume una distribución de presión hidrostática (se desprecia la presión dinámica debido al movimiento del fluido) y un campo de velocidad relativamente uniforme en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática equivale a despreciar las aceleraciones verticales del fluido, cumpliéndose de manera razonable en flujos con una extensión horizontal mucho mayor que su profundidad, lo cual es habitual tanto en hidráulica fluvial como en regiones costeras. La homogeneidad en profundidad del campo de velocidad depende de las condiciones locales del flujo. Algunas causas comunes que invalidan esta hipótesis son la presencia de obstáculos abruptos en el fondo o la curvatura excesiva de las líneas de corriente. Aun es estos casos las ecuaciones de aguas someras pueden utilizarse, teniendo siempre en cuenta a la hora de analizar los resultados que en las zonas en las que se rompen las hipótesis de partida se está introduciendo un error de modelación (Cea y otros, 2009).

### Ecuaciones Hidrodinámicas

En el módulo hidrodinámico se resuelven las ecuaciones de conservación de la masa (ecuación 2.5) y de momento en las dos direcciones horizontales (ecuaciones 2.6 y 2.7) (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014).

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial HU_x}{\partial x} + \frac{\partial HU_y}{\partial y} = M_s. \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial HU_x}{\partial t} + \frac{\partial HU_x^2}{\partial x} + \frac{\partial HU_x U_y}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{s,x}}{\rho} - \frac{\tau_{b,x}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{H^2}{2} \frac{\partial p}{\partial x} + 2\Omega S \sin \lambda U_y + \frac{\partial H \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial H \tau_{xy}^e}{\partial y} + M_x. \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial HU_y}{\partial t} + \frac{\partial HU_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial HU_y^2}{\partial y} = -gH \frac{\partial Z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{s,y}}{\rho} - \frac{\tau_{b,y}}{\rho} - \frac{g}{\rho} \frac{H^2}{2} \frac{\partial p}{\partial y} + 2\Omega S \sin \lambda U_x + \frac{\partial H \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial H \tau_{yy}^e}{\partial y} + M_y. \quad (2.7)$$

Donde:

- “H” es calado,
- “U<sub>x</sub>”, “U<sub>y</sub>” son las velocidades horizontales promediadas en profundidad,
- “g” es la aceleración de la gravedad,
- “Z<sub>s</sub>” es la elevación de la lámina libre,
- “τ<sub>s</sub>” es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento,
- “τ<sub>b</sub>” es la fricción debido al rozamiento del fondo,
- “ρ” es la densidad de agua,
- “Ω” es la velocidad angular de rotación de la tierra,
- “λ” es la latitud del punto considerado,
- “τ<sub>xx</sub><sup>e</sup>, τ<sub>xy</sub><sup>e</sup>, τ<sub>yy</sub><sup>e</sup> son las tensiones tangenciales efectivas horizontales,

- “ $M_s$ ”, “ $M_x$ ”, “ $M_y$ ” son respectivamente los términos fuente/sumidero de masa y de momento, mediante los cuales se realiza la modelización de precipitación, infiltración y sumideros.

Se incluyen los siguientes términos fuente en las ecuaciones hidrodinámicas:

- Presión Hidrostática,
- Pendiente en el fondo,
- Tensiones tangenciales viscosas y turbulentas,
- Rozamiento en el fondo,
- Rozamiento superficial por viento,
- Precipitación,
- Infiltración,

Se modelaran así mismo los frentes seco-mojado, tanto estacionarios como no estacionarios, que puedan aparecer en el dominio. Dichos frentes son fundamentales en la modelación de zonas inundables en ríos, así como en estuarios. De esta forma se introduce la posibilidad de evaluar la extensión de zonas inundables en los ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras.

### Fricción en el fondo

El fondo ejerce una fuerza de rozamiento sobre el fluido que es equivalente al rozamiento con una pared, con la particularidad de que, en general, en Ingeniería Hidráulica la rugosidad del fondo es elevada, como ocurre en ríos y estuarios. (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014)

La fricción del fondo tiene un doble efecto en las ecuaciones de flujo. Por un lado produce una fuerza de fricción que se opone a la velocidad media, y por otro lado, produce turbulencia. Ambos efectos se pueden caracterizar por la velocidad de fricción “ $U_f$ ”, que no es más que una forma de expresar la tensión tangencial de fondo con unidades de velocidad:

$$U_f = \sqrt{\frac{\tau_b}{\rho}} \quad (2.8)$$

Donde:

- “ $\tau_b$ ” es el módulo de la fuerza de fricción de fondo,
- “ $\rho$ ” es la densidad del agua,

En los modelos promediados en profundidad no es posible calcular la velocidad de fricción por medio de funciones de pared estándar, tal y como se hace en los contornos tipo pared, ya que las ecuaciones no se resuelven en la dirección vertical. Por lo tanto, es necesario

relacionar la velocidad de fricción “ $U_f''$ ” con la velocidad media promediada en profundidad mediante un coeficiente de fricción. La tensión de fondo se puede expresar como:

$$\tau_b = \rho U_f^2 = \rho C_f |U|^2 \quad (2.9)$$

En donde “ $C_f$ ” es el coeficiente de fricción en el fondo. Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción “ $C_f$ ”. La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad.

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como área de la sección mojada entre perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido el definir una sección transversal. Tomando una columna de fluido de anchura “ $\Delta x$ ” y calado  $h$ , el radio hidráulico se calcularía como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad (2.10)$$

Por tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado. La fricción de fondo se evalúa mediante la fórmula de Manning, la cual utiliza el coeficiente de Manning “ $n$ ” como parámetro. La fórmula de Manning utiliza el siguiente coeficiente de rugosidad:

$$C_f = g \frac{n^2}{h^{\frac{1}{3}}} \quad (2.11)$$

### Rozamiento superficial por viento

La fuerza de rozamiento realizada por el viento sobre la superficie libre se puede calcular a partir de la velocidad del viento a 10 metros de altura y un coeficiente de arrastre, utilizando la ecuación de Van Dorn (1953).

$$\tau_s = \rho C_{vd} V_{10}^2 \quad (2.12)$$

Donde:

- “ $\rho$ ” es la densidad del agua,
- “ $V_{10}$ ” la velocidad del viento a 10 metros de altura,
- “ $C_{vd}$ ” es el coeficiente de arrastre superficial,

Por defecto se toma un coeficiente de arrastre de:

$$C_{vd} = 2.5 \times 10^{-6}. \quad (2.13)$$

### Tensiones efectivas

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y los términos de dispersión

debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad.

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{U_i'U_j'} + D_{ij} \quad (2.14)$$

Donde:

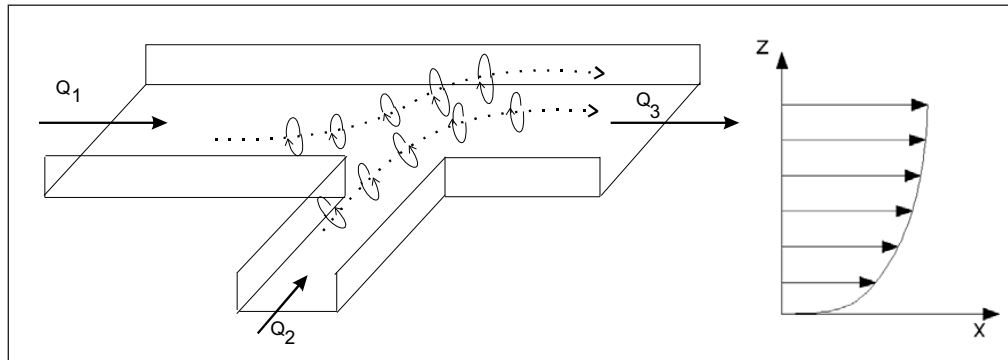
- “ $\tau_{ij}^e$ ” son las tensiones viscosas,
- “ $\overline{U_i'U_j'}$ ” son las tensiones de las turbulencias (también llamadas tensiones de Reynolds),
- “ $D_{ij}$ ” son los términos de dispersión lateral.

$$D_{ij} = \frac{1}{h} \int_{Z_b}^{Z_s} (U_i - \bar{u}_i)(U_j - \bar{u}_j) dz \quad (2.15)$$

Los términos de dispersión se desprecian en las ecuaciones 2D-SWE (hipótesis de perfil de velocidad uniforme en profundidad), debido a la imposibilidad de calcularlos de forma general con un modelo promediado en profundidad. Su importancia será mayor cuanto menos uniforme sea el perfil de velocidad en profundidad. Una situación típica en la que estos términos pueden cobrar importancia es en canales con codos o radios de curvatura pequeños, así como en la confluencia de canales (figura 2.3).

**Figura N° 2.3:**

Flujos secundarios (izquierda) y perfil vertical de velocidad (derecha). Principales causas de los términos de dispersión.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico* [17], 2014.

Las tensiones viscosas se calculan a partir de la viscosidad cinemática del fluido ( $\nu$ ) como:

$$\tau_{ij}^v = \nu \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.16)$$

En general, excepto cerca de las paredes, y excepto en flujo laminar, el orden de magnitud de las tensiones viscosas es mucho menor que el del resto de los términos que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas.

Las tensiones de turbulencias son varias órdenes de magnitud mayores que las tensiones viscosas, especialmente en zonas de recirculación, en donde la producción de turbulencia es elevada. En el caso de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales las tensiones turbulentas constituyen 3 nuevas incógnitas a calcular, que sumadas al calado y a las velocidades “ $U_x$ ”, “ $U_y$ ” producen un total de 6 incógnitas. Esto es lo que se conoce como problema de cierre de la turbulencia, porque es necesario resolver un conjunto de 3 ecuaciones con 6 incógnitas. Debido a ello, es necesario utilizar un modelo de turbulencia que permita calcular dichas tensiones turbulentas. La mayoría de los modelos de turbulencia calculan los términos de difusión turbulenta a partir de la siguiente expresión:

$$-\frac{\overline{\partial U_i' U_j'}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( v_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \right) \quad (2.17)$$

Donde “ $V_t$ ” es la viscosidad turbulenta, que se calcula mediante el modelo de turbulencia. El problema radica en que no existe un modelo de turbulencia universal, que permita calcular de forma precisa las tensiones turbulentas, por lo que a lo largo del tiempo se han ido desarrollando diferentes modelos de mayor o menor complejidad. La formulación de Boussinesq es utilizada por todos los modelos de turbulencia en IBER.

### Condiciones de contorno hidrodinámicas

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos. (Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014)

**Contornos Cerrados** La presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. Se pueden imponer las siguientes condiciones de contorno tipo pared:

- Condición de deslizamiento libre (tensión tangencial nula),
- Condición de fricción de pared (funciones de pared).

La condición de deslizamiento libre equivale a despreciar la tensión de rozamiento generada por los contornos tipo pared sobre el fluido. En general en Ingeniería Hidráulica, y especialmente en Ingeniería Fluvial, la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto en el fondo debido a la separación entre escalas horizontal y vertical, por lo que las fuerzas de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar. En este caso se impondría una condición de deslizamiento libre en los contornos cerrados.

En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de rozamiento puede tener cierta importancia en el

desarrollo del flujo, aunque en general la influencia es pequeña. Si se quiere tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral se puede introducir una condición de contorno tipo fricción, que consiste en imponer una fuerza tangencial en dirección opuesta al flujo en el contorno. En el caso del empleo del Software IBER se distinguen entre el régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso en función de la rugosidad de la pared y de la velocidad del flujo en las proximidades de la pared.

La velocidad de pared ( $u_*$ ) se define en función de la fricción ( $\tau_w$ ) como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}} \tag{2.18}$$

La velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción, de la altura de rugosidad y de la distancia a la pared como:

$$|u| = \frac{u_*}{\kappa} \ln(E * y^+), \quad y^+ = \frac{y * u_*}{\nu} \tag{2.19}$$

Donde  $y$  es la distancia perpendicular a la pared, y  $E$  es un parámetro cuyo valor depende de las características del flujo. Para el cálculo de  $E$ , en IBER emplearemos condiciones de flujo turbulento liso, turbulento rugoso, y transición entre turbulento liso y rugoso (cuadro N° 2.1 ).

**Cuadro N° 2.1 :**

Flujos secundarios (izquierda) y perfil vertical de velocidad (derecha). Principales causas de los términos de dispersión.

Tipo de Régimen	$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu}$	$ u  = \frac{u_*}{\kappa} \ln(E * y^+)$
1 Turbulento Liso	$K_s^+ < 5$	$E = 9.0$
2 Turbulento Rugoso	$5 < K_s^+ < 70$	$E = \frac{30}{K_s^+}$
3 Transición Liso-Rugoso	$K_s^+ > 70$	$E = \frac{1}{0.11+0.033*K_s^+}$

Fuente: Iber, Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014.

Se define régimen turbulento liso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_s^+ = \frac{K_s u_*}{\nu} < 5 \tag{2.20}$$

Donde  $K_s$  es la altura de la rugosidad de la pared, que es una medida de la rugosidad de la pared, y tiene unidades de longitud. En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la viscosidad cinemática como:

$$|u| = \frac{u_*}{\kappa} \ln(9.0 * \frac{y * u_*}{\nu}) \tag{2.21}$$

se define régimen turbulento rugoso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_s^+ = \frac{K_s^+ \cdot u_*}{\nu} > 70 \quad (2.22)$$

En dichas condiciones la velocidad tangencial a la pared puede expresarse como una función de la velocidad de fricción y de la altura de rugosidad de fondo como:

$$|u| = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(30 * \frac{y}{K_s}\right) \quad (2.23)$$

En la transición entre régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso, la velocidad tangencial a la pared se puede expresar en función de la velocidad de fricción, de la viscosidad cinemática y de la altura de rugosidad como:

$$|u| = \frac{u_*}{\kappa} \ln\left(30 * \frac{y}{0.11 \frac{\nu}{u_*} + 0.033 * K_s}\right) \quad (2.24)$$

**Contornos Abiertos** En los contornos abiertos se puede imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se trata de un contorno de entrada y salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento).

En un contorno de entrada es necesario imponer 3 condiciones de contorno si el régimen es supercrítico (una para cada una de las tres ecuaciones de St. Venant), mientras que si se produce régimen subcrítico es suficiente con imponer 2 condiciones. En un contorno de salida es suficiente con imponer una única condición si el régimen es subcrítico, mientras que no es necesario imponer ninguna condición si el régimen es supercrítico. En caso de ingresar condiciones insuficientes de las necesarias desde el punto de vista matemático las ecuaciones estarán determinadas y no se obtendrá una solución correcta. Las condiciones concretas a imponer pueden ser el calado, las componentes de velocidad, o unas combinaciones de ambos. En IBER se consideran diferentes opciones para imponer las condiciones de contorno; tal como, se muestra en la cuadro N°. 2.2 .

Lo más habitual en hidráulica fluvial es que es el flujo discorra en régimen lento en los contornos del tramo modelado. En este caso lo más habitual es imponer el calado o nivel de la superficie libre en el contorno de las aguas abajo. En el contorno aguas arriba se suele imponer el caudal total de entrada ( $m^3/s$ ) y la dirección del flujo, que en general, a falta de datos más precisos, se asume perpendicular al contorno de entrada. Aunque menos habitual, también es posible introducir aguas arriba las componentes de velocidad ( $m/s$ ) o del caudal específico ( $m^2/s$ ). En el caso de que se imponga el caudal total en el contorno de entrada, se realiza una distribución del caudal unitario ( $m^2/s$ ) en el contorno de entrada, según la siguiente expresión:

$$q_n = \frac{h^{5/3}}{\int h^{5/3} dy} Q \quad (2.25)$$

En donde  $q_n$  es el caudal específico ( $m^2/s$ ) normal en cada punto del contorno de entrada,  $Q$  es el caudal total de entrada por dicho contorno. La integral en el denominador se extiende a lo largo de todo el contorno considerando.

Además del calado, en el contorno de salida se considera la posibilidad de introducir condiciones de contorno tipo vertedero y tipo curva de gasto. La condición de contorno tipo vertedero establece la siguiente relación entre el caudal de salida y el calado en cada punto del contorno:

$$q = C_d(Z_s - Z_w)^{1.5} \quad (2.26)$$

Donde  $C_d$  el coeficiente de descarga del vertedero,  $Z_s$  la cota de lámina libre, y  $Z_w$  la cota superior del vertedero. El usuario debe introducir como datos el valor del coeficiente de descarga y cota superior del vertedero.

La condición de contorno tipo curva de gasto establece una relación general entre el caudal de salida y cota de la lámina de agua en cada punto del contorno. Dicha relación es introducida por el usuario en forma de una tabla en la que se definen pares de valores de caudal específico y cota de la lámina de agua.

El conjunto de condiciones implementadas en el IBER en los contornos abiertos se muestran en el cuadro N° 2.2 .

### Condiciones de contorno internas

Las condiciones de contorno internas se utilizan para modelar estructuras hidráulicas tipo compuestas, vertederos o puentes que entran en carga.

Las condiciones de contorno implementadas en IBER se pueden utilizar para modelar las siguientes condiciones de flujo:

- Flujo bajo compuerta,
- Flujo sobre el vertedero en lámina libre,
- Combinación de compuerta y vertedero,
- Pérdida localizada,

**Compuerta** Se considera la ecuación de desagüe bajo compuerta, que puede funcionar libre o anegada. Los datos a suministrar son las secciones del desagüe, cota del fondo de la compuerta, la altura de la apertura de la compuerta y el ancho de la misma. Por defecto se toma un valor del coeficiente de descarga de  $C_d = 0.6$ .

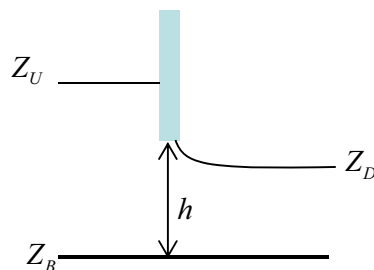
**Cuadro N° 2.2 :**

Condiciones de contorno implementado en los contornos abiertos

Contorno	Régimen		Condiciones impuestas
Entrada	Caudal Total	Subcrítico / Crítico	Caudal total en dirección normal al contorno
		Supercrítico	Caudal total en dirección normal al contorno y velocidad media
	Caudal Específico	Subcrítico / Crítico	Caudal específico en dirección normal al contorno
		Supercrítico	a) Caudal específico en dirección normal al contorno y calado b) Caudal específico en dirección normal al contorno y cota de agua
Salida	Subcrítico		a) Calado
			b) Cota de agua
			c) Vertedero (cota y coeficiente de descarga)
			d) Curva de gasto
	Subcrítico / Crítico		No es necesario imponer ninguna condición

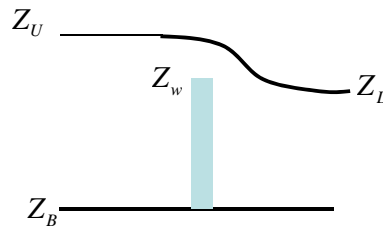
Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.**Figura N° 2.4:**

Esquema de la condición de contorno interna de compuerta.

Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.

**Vertedero** Se considera la ecuación de desagüe para vertedero rectangular, que puede funcionar libre o anegado. Los datos a suministrar son la cota superior del vertedero, el coeficiente de desagüe y la longitud de vertedero. Por defecto se toma un valor del coeficiente de descarga de  $C_d = 1.7$ .

**Figura N° 2.5:**  
Esquema de la condición de contorno interna de vertedero.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.

**Cuadro N° 2.3 :**  
Ecuaciones de la condición de contorno interna de vertedero

Item	Detalle	$(Z_D - Z_w)/(Z_U - Z_w)$	Ecuaciones de descarga
1	Vertedero libre	$< 0.67$	$Q = C_d \cdot B \cdot (Z_U - Z_w)^{1.5}$
2	Vertedero Anegado	$> 0.67$	$Q = 2.6 C_d \cdot B \cdot (Z_D - Z_w)(Z_U - Z_D)^{0.5}$

Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.

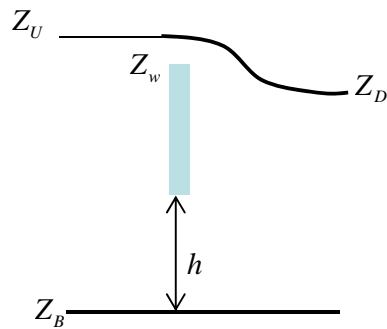
**Combinación de compuerta con vertedero** Este caso constituye una condición que combina las dos anteriores, por lo que se deben indicar tanto los parámetros de la compuerta como los del vertedero. El caudal total desaguado se obtiene como la suma del caudal bajo compuerta y del caudal sobre el vertedero.

$$Q = Q_{compuerta} + Q_{vertedero} \tag{2.27}$$

**Pérdida localizada** En este caso en la transferencia de caudal entre dos volúmenes finitos se considera una pérdida de energía localizada de valor  $\Delta H = \lambda V^2 / 2g$ . Las ecuaciones de Saint Venant son la expresión matemática de las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, por lo que para poder considerar dicha pérdida de energía se actúa sobre el término de la pendiente motriz. Para ello, a la pendiente motriz a través de un contorno de un volumen finito  $S_f$  se le añade un término adicional igual a  $\Delta H / V$ , siendo  $V$  el volumen del elemento. De esta manera, la pérdida de energía a través de dicho contorno acabará siendo  $\Delta H + S_f L$ , siendo ahora  $L$  la distancia entre centros de elementos a ambos lados del contorno donde se aplica la pérdida localizada.

**Figura N° 2.6:**

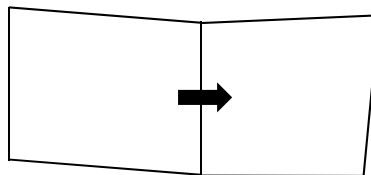
Esquema de la condición de contorno interna de compuerta + vertedero.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.

**Figura N° 2.7:**

Esquema de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico [17]*, 2014.

**Cuadro N° 2.4 :**

Ecuaciones de la condición de contorno interna de pérdida de carga localizada

Item	Ecuación
1	$\Delta H = \lambda \frac{V^2}{2g}$
2	$S'_f = S_f + \frac{\Delta H}{V}$

Fuente: Iber, Manual de Referencia Hidráulico [17], 2014.

**Infiltración**

En la simulación de procesos de precipitación puede ser necesario considerar la infiltración de agua en el terreno no saturado para el cálculo de la escorrentía superficial. La modelización de la infiltración de agua superficial en el terreno es especialmente importante de la transformación de lluvia en escorrentía.

La infiltración se considera en el modelo mediante un término fuente negativo en la ecuación de conservación de masa (pérdida de masa de agua):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = -i \quad (2.28)$$

Donde “*i*” es la infiltración real, calculada como el mínimo entre la tasa de infiltración potencial “*f*” (capacidad de infiltración del terreno en cada instante, que depende de las condiciones y características del suelo), y la cantidad de agua superficial disponible para infiltrarse.

$$i = \min\left(f, \frac{h}{\Delta t}\right) \quad (2.29)$$

Para calcular la infiltración potencial se implementan 3 modelos de infiltración comúnmente utilizados: el modelo de Green-Ampt, el modelo de Horton y el modelo lineal.

**Green-Ampt** La tasa de infiltración, expresada en m/s, se calcula en cada celda de cálculo utilizando la formulación de Green-Ampt (Chow, 1988), en la cual se asume que existe un frente saturado que separa la región de un suelo saturado, inmediatamente bajo el terreno, y la región de suelo no-saturada, en el cual existe una succión. Green-Ampt (1911) propusieron el esquema simplificado para infiltración que se muestra en la figura 3.5

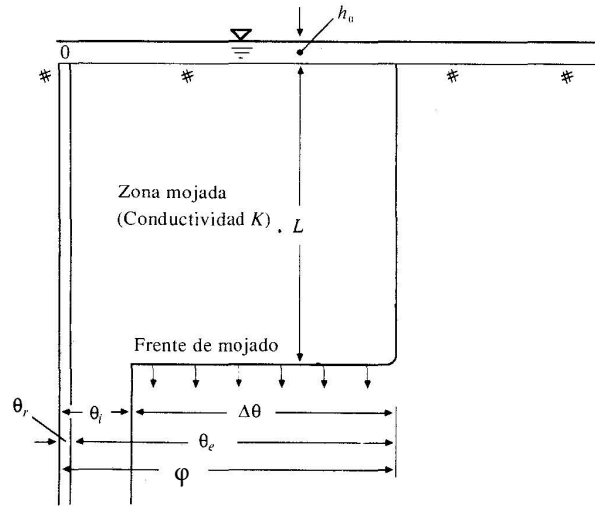
A medida que la infiltración aumenta, el frente saturado desciende y a la anchura de la región saturada “*L*” aumentada. La tasa de infiltración potencial “*f*” se calcula como:

$$f = k_s \left(1 + \frac{(h + \Psi)\Delta\theta}{L_o\Delta\theta + F}\right) \quad (2.30)$$

$$F = \int_0^t f dt \quad (2.31)$$

**Figura N° 2.8:**

Variables del modelo de infiltración de Green-Ampt. El eje vertical es la distancia desde la superficie del suelo, el eje horizontal es el contenido de humedad en el suelo.



Fuente: Ven Te CHOW [34], 1994.

$$L = L_o + \frac{F}{\Delta\theta} \quad (2.32)$$

$$\Delta\theta = \phi - \theta_i \quad (2.33)$$

Donde:

- $k_s$  permeabilidad saturada del suelo,
- $h$  de calado,
- $\Psi$  la succión en la región de suelo no saturada
- $\Delta\theta$  el cambio de contenido de humedad del suelo a medida que el frente de saturación avanza,
- $\theta_i$  el contenido de humedad inicial del suelo,
- $\phi$  la porosidad total del suelo,
- $L$  la anchura de la región de suelo saturada.

La tasa de infiltración real es igual a la tasa de infiltración potencial siempre y cuando haya suficiente agua superficial para infiltrarse.

Los parámetros a introducir por el usuario para este modelo son:

- Permeabilidad saturada del suelo ( $k_s$ ),
- Succión en la región del suelo no-saturada ( $\Psi$ ),
- Porosidad efectiva (drenable) del suelo ( $\theta_e$ ),
- Saturación efectiva inicial del suelo ( $S_e$ ), definido como,

$$S_e = \frac{\theta_i - \theta_r}{\theta_e} \quad (2.34)$$

Siendo:

- $\theta_r$  la capacidad de retención (humedad irreducible o no drenable) del suelo,
- $\theta_i$  la humedad del suelo.

La porosidad del suelo  $\phi$  es igual a la porosidad drenable más la capacidad de retención del suelo ( $\phi = \theta_e + \theta_r$ ). A partir de la porosidad efectiva y de la saturación efectiva inicial del Suelo, se calcula el cambio en el contenido de humedad del suelo a medida que el frente de saturación avanza como:

$$\Delta = \phi - \theta_i = \phi - \theta_r - \theta_e S_e = \theta_e (1 - S_e) \quad (2.35)$$

Todos parámetros de la ecuación de Green-Ampt se pueden introducir variables en espacio (diferentes para cada elemento de malla de cálculo).

**Horton** En el modelo de Horton se calcula la tasa de infiltración potencial como:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot \exp(-k \cdot t) \quad (2.36)$$

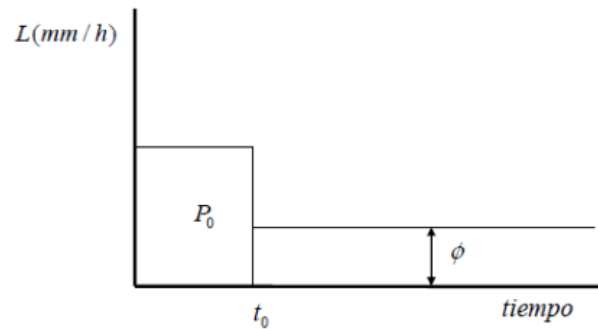
Siendo  $t$  el tiempo desde el comienzo de la precipitación. El usuario debe introducir como parámetros del modelo la tasa de infiltración inicial ( $f_0$ ), la tasa de infiltración a tiempo infinito ( $f_c$ ), y la constante  $k$ , que define la variación temporal de la tasa de infiltración potencial. Todos los parámetros de la ecuación de infiltración de Horton se pueden introducir variables en espacio (diferentes para cada elemento de la malla de cálculo).

**Lineal** El modelo lineal considera una abstracción inicial  $\mathcal{V}_0$  (volumen por unidad de área), y a continuación unas pérdidas continuas constantes (Volumen por unidad de área y por unidad de tiempo). El valor tanto de la abstracción inicial como de las pérdidas continuas puede variar de elemento en elemento.

### Abstracción inicial

Si se utilizan los modelos de infiltración de Green-Ampt o lineal para calcular las pérdidas por infiltración, se incluye la posibilidad de considerar una abstracción inicial. La abstracción inicial puede representar procesos como la retención superficial por vegetación y depresiones del terreno o la capacidad de infiltración inicial en terrenos secos con una elevada porosidad. La abstracción inicial se define como un volumen por unidad de área, y por lo tanto tiene unidades de longitud. Este valor se substraerá del agua que llega al terreno, sea en forma de precipitación o de escorrentía superficial. Por lo tanto, puede actuar tanto en zonas con precipitación como en zonas sin precipitación.

**Figura N° 2.9:**  
Evolución temporal de la tasa de infiltración según el modelo lineal.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico* [17], 2014.

### Zona de flujo permanente y zonas inundables

Muchas de las normativas vigentes en diferentes estados del Mundo, tienen como objetivo la protección de las personas y los bienes, y del medio ambiente, a través de la modificación de la normativa sobre las inundaciones. Para definir y gestionar el dominio público hidráulico se definen las zonas de flujo permanente y las zonas inundables para avenidas asociadas a periodos de retorno de 100 y 500 años respectivamente.

**Zona de flujo preferente** La zona de flujo permanente es aquella zona constituida por la unión de la vía de intenso desagüe, y de la zona donde se puedan producir graves daños sobre las personas y los bienes, ambas zonas calculadas para la avenida de 100 años de periodo de retorno, quedando delimitado su límite exterior mediante la envolvente de ambas zonas.

A los efectos de la aplicación de la definición anterior, se considerará que pueden producirse graves daños sobre las personas y los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante la avenida satisfagan uno o más de los siguientes criterios:

- Que el calado sea superior a 1 m.,
- Que la velocidad sea superior a 1 m/s,
- Que el producto de ambas variables sea superior a  $0.5\text{m}^2/\text{s}$ .

Se entiende por vía de intenso desagüe la zona por la que pasaría la avenida de 100 años de periodo de retorno sin producir una sobreelevación mayor que 0.3m, respecto a la cota de la lámina de agua que se produciría con esa misma avenida considerando toda la llanura de inundación existente. La sobreelevación anterior puede reducirse, a criterio del organismo de cuenca, hasta 0.1m cuando el incremento de la inundación pueda producir graves perjuicios o aumentarse hasta 0.5m en zonas rurales o cuando el incremento de la inundación produzca daños reducidos.

**Zonas inundables** Se consideran zonas inundables las delimitadas por los niveles teóricos que alcanzarían las aguas en las avenidas cuyo periodo estadístico de retorno sea de quinientos años, es decir, las zonas a las que llega el agua ( $h > 0$ ) para la avenida de los 500 años.

### 2.3.2 Módulo de turbulencia

Un gran número de estudios de ingeniería hidráulica implica el análisis de flujos en lámina libre, muchos de los cuales pueden considerarse flujos poco profundos, refiriéndose con el término poco profundo a una relación entre dimensiones vertical y horizontal pequeña. Prácticamente la totalidad de flujos en lámina libre son turbulentos. En cualquier río pueden observarse pequeños remolinos que aparecen y desaparecen con un movimiento aparentemente caótico, mostrando complejidad del movimiento turbulento. Estos remolinos turbulentos son los principales responsables de los procesos de mezcla, por lo que juegan un importante papel en la difusión de sustancias solubles, de sólidos en suspensión, etc. A pesar de que prácticamente todos los flujos en ingeniería hidráulica son turbulentos, en determinados casos la turbulencia no es lo suficientemente alta como para tener una influencia notoria en el campo de velocidad media. Este suele ser el caso de flujo en ríos, estuarios y en general en zonas costeras con una geometría lo suficientemente suave como para que no se produzcan zonas de recirculación en planta. Sin embargo, incluso en este tipo de situaciones es importante realizar una correcta modelación de la turbulencia, ya que esta juega un papel fundamental en los procesos de transporte y mezcla de contaminantes y sedimentos. La difusión de calor, de un soluto, o de un sedimento en suspensión se produce básicamente por turbulencia, excepto en flujo laminar, el cual no suele darse en general en ingeniería hidráulica, y mucho menos en ríos o estuarios. El coeficiente de difusión turbulenta es varios órdenes de magnitud superior al coeficiente de difusión molecular. Por lo tanto es necesario evaluar previamente la energía cinética turbulenta para poder calcular el flujo difusivo. Una de las principales características de IBER es la difusión de diversos modelos de turbulencia tipo RANS, los cuales se resuelven en el módulo de turbulencia. Se incluyen los siguientes modelos de turbulencia para aguas someras, por orden creciente de complejidad:

- Viscosidad turbulenta constante,
- Modelo parabólico,
- Modelo de longitud de mezcla.
- Modelo  $\kappa - \varepsilon$  de Rastogi y Rodi (Rastogi y Rodi, 1978).

La inclusión de modelos de turbulencia de diferente complejidad permite seleccionar el más adecuado en cada caso de estudio, teniendo en cuenta la complejidad del flujo y del modelo. En general el modelo de longitud de mezcla proporciona resultados satisfactorios en ríos y estuarios, pudiendo incluso llegar a no ser necesario utilizar ningún modelo de turbulencia en dichos casos. En estructuras hidráulicas como canales en lámina libre con codos pronunciados y zonas de recirculación, suele ser necesario utilizar un modelo  $\kappa - \varepsilon$ .

La elección del modelo de turbulencia que mejor se adecua a cada caso se realiza en base a la experiencia del usuario, teniendo siempre en cuenta que cuanto más complejo es el modelo mayor es el tiempo de cálculo y más compleja la resolución de las ecuaciones. El objeto de los modelos de turbulencia es calcular las tensiones de Reynolds. En los modelos basados en la Hipótesis Boussinesq (todos los utilizados en IBER), las tensiones de Reynolds se evalúan a partir de la expresión:

$$-\overline{u_i u_j} = \nu_t \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (2.37)$$

El modelo de turbulencia proporciona la viscosidad turbulenta para utilizarla en la expresión anterior.

### Escalas de turbulencia en aguas someras

Unas de las principales características de flujos poco profundos es la separación entre escalas horizontales y escala vertical, debido a que la extensión vertical del flujo (limitada por la profundidad) es mucho menor que su extensión horizontal. Esta separación de escalas es aplicable tanto a la dimensión espacial como a las velocidades, y por lo tanto a la turbulencia. En el caso de la turbulencia, su principal efecto supone una separación entre estructuras turbulentas (remolinos) tridimensionales y estructuras turbulentas bidimensionales. La escala espacial de la turbulencia 3D está limitada por la profundidad, y por lo tanto son estructuras mucho más pequeñas que las asociadas a la turbulencia 2D, las cuales están únicamente limitadas por la escala horizontal. La turbulencia 3D esta generada principalmente por el rozamiento del fondo, mientras que la turbulencia 2D esta generada por gradientes de velocidad en el plano horizontal.

Es importante que el modelo de turbulencia incluya los efectos tanto de la turbulencia 3D, producida por fricción de fondo, como de la turbulencia 2D, producida por gradientes de velocidad horizontales. En los modelos de aguas someras, el carácter bidimensional del flujo está considerado de forma implícita en las ecuaciones de transporte al considerar un perfil de velocidad homogéneo en profundidad, mientras que la producción tridimensional se incluye habitualmente por medio de un término fuente que depende de la tensión tangencial del fondo. De la misma manera, incluso cuando se utilice un modelo 3D-SWE, el modelo de turbulencia debería tener en cuenta la anisotropía de la turbulencia en las direcciones horizontal y vertical.

A continuación se presentan los modelos de turbulencia implementados en IBER. Todos ellos son modelos de turbulencia promediados en profundidad para aguas someras.

### Viscosidad turbulenta constante

El orden de magnitud de la viscosidad turbulenta se puede fijar de forma aproximada en función del flujo considerado. Existen diferentes publicaciones en las que se proponen valores aproximados de la viscosidad turbulenta en función del flujo considerado. Este enfoque es muy sencillo, y no se puede considerar como un modelo de turbulencia adecuado ni realista en ningún caso, ya que no tiene en cuenta que la viscosidad turbulenta varía fuertemente de un punto a otro. Es importante remarcar que no solo el valor de la viscosidad turbulenta, sino también su variación espacial la que determina el campo de la velocidad media. Además las tablas existentes proporcionan únicamente valores aproximados. Por todo ello no se recomienda utilizar este método, ya que puede llevar a resultados con errores considerables, generalmente por utilizar valores excesivamente elevados de viscosidad turbulenta, así como por no considerar su variabilidad espacial.

Otro inconveniente importante de este enfoque se produce en la modelización de flujos de régimen no estacionario, ya que en estos casos la turbulencia varía no solo en espacio sino también en el tiempo.

### Perfil parabólico de viscosidad turbulenta

Este modelo asume una distribución parabólica en profundidad de la viscosidad turbulenta, calculándose a partir de dicha distribución a partir de dicha distribución una viscosidad promediada en profundidad, la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$v_t = 0.068 \cdot u_f \cdot h \quad (2.38)$$

En donde “ $h$ ” es el calado y  $u_f$  es la velocidad de fricción del fondo, calculada a partir de la tensión tangencial del fondo como:

$$u_f = \sqrt{\frac{\tau_f}{\rho}} \quad (2.39)$$

Si se utiliza la fórmula de Manning para calcular el rozamiento del fondo se obtiene la siguiente expresión para la viscosidad turbulenta:

$$v_t = 0.068 \sqrt{g} \cdot n |U| h^{5/6} \quad (2.40)$$

Es decir, que la viscosidad turbulenta depende localmente del calado, del módulo de la velocidad promediado en profundidad y del coeficiente de Manning. Debido a la sencillez de este modelo, a veces se utiliza un coeficiente multiplicador para permitir ajustar mejor el valor de la viscosidad turbulenta. Este coeficiente se fija de forma arbitraria por el usuario.

$$v_t = C_m \cdot 0.068 \sqrt{g} \cdot n |U| h^{5/6} \quad (2.41)$$

### Modelo de longitud de mezcla

En el modelo de longitud de mezcla para aguas someras, la viscosidad turbulenta se calcula a partir de las características locales del flujo mediante la siguiente expresión:

$$v_t = [\min(0.267\kappa h, \kappa d_{wall})]^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij} + (2.34 \frac{u_f}{\kappa h})^2} \quad (2.42)$$

En donde  $\kappa$  es la constante de von Karman. Es un modelo algebraico relativamente sencillo, que permite obtener resultados aceptables en flujos en los que la turbulencia está generada localmente y principalmente por el rozamiento del fondo. Tiene en cuenta la producción de turbulencia debido a gradientes horizontales de velocidad, pero no considera el transporte convectivo ni la disipación de turbulencia. En flujos con zonas de recirculación fuertes los resultados obtenidos con el método de longitud de mezcla empeoran.

### Modelo $\kappa - \varepsilon$ de Rastogi y Rodi (1978)

Es un modelo que resuelve una ecuación de transporte para la energía cinética turbulenta  $\kappa$  y para la tasa de disipación de energía turbulenta  $\varepsilon$ . El modelo tiene en cuenta la producción debido al rozamiento del fondo, la producción por gradientes de velocidad, la disipación y el transporte convectivo. Las ecuaciones del modelo  $\kappa - \varepsilon$  para aguas someras son las siguientes:

$$\frac{\partial \kappa}{\partial t} + \frac{\partial U_x \kappa}{\partial x} + \frac{\partial U_y \kappa}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( (v + \frac{v_t}{\sigma_k}) \frac{\partial \kappa}{\partial x_j} \right) + 2v_t S_{ij} S_{ij} + c_k \frac{u_f^3}{h} - \varepsilon \quad (2.43)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial U_x \varepsilon}{\partial x} + \frac{\partial U_y \varepsilon}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( (v + \frac{v_t}{\sigma_\varepsilon}) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + c_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} 2v_t S_{ij} S_{ij} + c_\varepsilon \frac{u_f^4}{h^2} - c_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (2.44)$$

$$v_t = c_\mu \frac{\kappa^2}{\varepsilon} \quad c_k = c_f^{-1/2} \quad c_\varepsilon = 3.6 c_k^{3/2} c_{\varepsilon 2} c_\mu^{1/2} \quad c_f = \frac{\tau_b}{\rho} \frac{1}{|U|^2}$$

Con las constantes:

$$c_\mu = 0.09 \quad c_{\varepsilon 1} = 1.44 \quad c_{\varepsilon 2} = 1.92 \quad \sigma_k = 1.0 \quad \sigma_\varepsilon = 1.31$$

Donde “ $\kappa$ ” es la energía cinética turbulencia, “ $\varepsilon$ ” es la tasa de disipación de turbulencia  $S_{ij}$  es el tensor de deformación. Los términos que incluyen la velocidad de fricción de fondo  $u_f$  son los responsables de modelar la generación de turbulencia por rozamiento de fondo.

El modelo “ $\kappa - \varepsilon$ ” es un modelo relativamente sofisticado. En flujos turbulentos poco profundos proporciona resultados relativamente buenos, siendo uno de los modelos más utilizados en dicho ámbito cuando el nivel de turbulencia es importante. No obstante, su grado de complejidad no garantiza resultados correctos en cualquier tipo de flujo. Al igual que cualquier modelo de turbulencia, los resultados obtenidos con el modelo “ $\kappa - \varepsilon$ ” deben analizarse y valorarse en forma crítica, para lo cual es fundamental la experiencia del usuario en la modelación de flujos turbulentos.

### Análisis de los términos turbulentos en las ecuaciones de aguas someras

Si se adimensionalizan las ecuaciones de aguas someras se obtienen los siguientes números adimensionales:

$$F = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad T = \frac{1}{C_f} \frac{H}{L} \quad R_1 = \frac{U \cdot L}{\nu} \quad R_t = \frac{U \cdot L}{\nu_t}$$

los cuales hacen referencia respectivamente a la relación entre la inercia de la masa de agua (fuerzas conectivas) y la fuerza de presión ( $F$ ), la fuerza de rozamiento del fondo ( $T$ ), las tensiones tangenciales turbulentas ( $R_t$ ). La importancia relativa de los procesos asociados a cada número adimensional es inversamente proporcional a la magnitud de dicho número, i.e. cuando mayor sea un número adimensional, menos será la importancia del proceso que representa. Así, para un número de Reynolds laminar elevado, el flujo es turbulento y las fuerzas laminares pierden importancia en el desarrollo del flujo. De igual manera, la importancia de las tensiones turbulentas en la velocidad media dependerá de la magnitud del número de Reynolds turbulento, el cual depende de la viscosidad turbulenta. Se puede realizar una estimación del orden de magnitud de la viscosidad turbulenta a partir del modelo parabólico como:

$$\nu_t \approx \frac{1}{6} k u_f h \approx \frac{1}{6} k \sqrt{g} n h^{5/6} U \approx 0.21 n h^{5/6} U$$

En donde se ha utilizado la fórmula de Manning para estimar la velocidad de fricción del fondo " $u_f$ ". Esta estimación será más precisa en casos en los que la turbulencia esté generada fundamentalmente por fricción de fondo, como puede ser el caso de ríos, y se alejará más del valor real en casos en los que la turbulencia esté generada principalmente por tensiones de corte horizontales, como por ejemplo en zonas de recirculación. En cualquier caso, utilizando dicha aproximación el número de Reynolds turbulento se puede expresar como:

$$R_t = \frac{UL}{\nu_t} \approx \frac{4.8L}{nh^{5/6}}$$

Esta expresión se puede utilizar en primera instancia para evaluar la importancia de los esfuerzos turbulentos en el campo de velocidad y calado. Por ejemplo, si estamos modelando un tramo de río con calados del orden de 10m, una sección de 400m de anchura, un coeficiente de Manning estimada de 0.025, y una velocidad media de 0.5m/s, se obtiene una viscosidad turbulenta aproximada de 0.02m<sup>2</sup>/s y un número de Reynolds turbulento igual a  $R_t \sim 11000$ , el cual es un valor bastante elevado, por lo que es de esperar que las tensiones turbulentas tengan un efecto despreciable en el desarrollo del flujo medio.

Según la expresión de  $T_b$  la importancia de la fricción del fondo crece en flujos poco profundos, y pierde importancia a medida que aumenta la relación entre el calado y la dimensión horizontal.

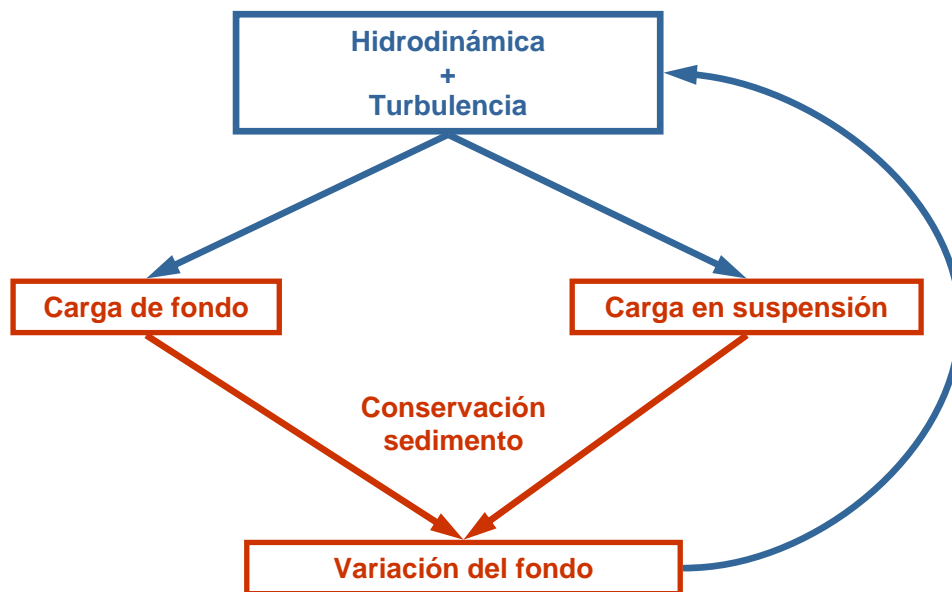
### 2.3.3 Módulo de transporte sólido

#### Modelo de transporte sólido No-Estacionario

El módulo de transporte sólido resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no-cohesivos en régimen no estacionario. Se resuelven tanto las ecuaciones de transporte de fondo como las ecuaciones de transporte en suspensión, modelándose el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación/resuspensión. El módulo de transporte de sedimentos utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por los módulos hidrodinámicos y de turbulencia. El caudal sólido de fondo se calcula mediante una formulación empírica, pudiéndose elegir entre la formulación de Meyer-Peter Muller y la de Van Rijn. El Transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad.

**Figura N° 2.10:**

Esquema del módulo de transporte sólido no-estacionario.



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico* [17], 2014.

**Ecuación de conservación del sedimento** La variación de la cota del fondo se calcula mediante la ecuación de conservación del sedimento de Exner:

$$(1 - p) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E \quad (2.45)$$

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

## Transporte de fondo

**Partición de tensiones** La tensión de fondo total en el lecho de un río está generada tanto por la rugosidad de grano del sedimento (la cual es proporcional al diámetro de sedimento) como por las formas de fondo (rizos, dunas o antidunas). Únicamente la tensión por grano contribuye al movimiento de sedimentos por carga de fondo. Por lo tanto, previamente al cálculo del caudal sólido de fondo es necesario estimar la tensión de fondo debida al grano. Para ello las formulaciones implementadas utilizan la partición de tensiones de Einstein, en la cual se calcula la tensión de grano a partir de la tensión total como:

$$\tau_{bs}^* = \tau_b^* \left(\frac{n_s}{n}\right)^{1.5} \quad n_s \approx \frac{K_s^{1/6}}{25} \quad K_s \approx \frac{2}{3D_s}$$

Siendo “ $n$ ” el coeficiente de Manning, “ $n_s$ ” el coeficiente de Manning equivalente debido a grano, “ $D_s$ ” el diámetro del sedimento, “ $K_s$ ” la altura de rugosidad de grano (calculada a partir del diámetro del sedimento), “ $t_b$ ” la tensión total de fondo, “ $t_{bs}$ ” la tensión de fondo debida a grano, “ $t_b^*$ ”, “ $t_{bs}^*$ ” las tensiones total y del grano adimensionales, calculadas como:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad \tau_{bs}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho)gD_s}$$

donde “ $\rho_s$ ” es la densidad del sedimento y “ $\rho$ ” es la densidad del agua. En IBER se emplea  $K_s = 2.5D_s$

**Caudal sólido de fondo** El caudal sólido de fondo se calcula a partir de formulaciones empíricas. Implementándose dos fórmulas ampliamente conocidas y utilizadas:

- Meyer-Peter Muller (1948), La ecuación original, deducida para fonos de grava de hasta 30 mm de diámetro, calcula el caudal sólido de fondo con la siguiente expresión:

$$q_{sb}^* = 8(\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (2.46)$$

Donde el caudal sólido adimensional se calcula como:

$$q_{sb}^* = \frac{q_{sb}}{\sqrt{(\frac{\rho_s}{\rho} - 1)gD_s^3}} \quad (2.47)$$

En caso de fondo plano se considera una tensión crítica de fondo adimensional de  $\tau_c^* = 0.047$ . En caso contrario, es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo. Dicha corrección se detalla en apartados posteriores.

Tras volver a analizar los datos utilizados para derivar la ecuación anterior, Wong (2003) y Wong y Parker (2006) sugieren la siguiente corrección:

$$q_{sb}^* = 3.97(\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad (2.48)$$

En caso de fondo plan se considera  $\tau_c^* = 0.0495$ . En caso contrario, es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo.

- Van-Rijn (1984), En la formulación de Van Rijn el caudal sólido de fondo se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$T < 0.3 \mapsto q_{sb}^* = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad T > 0.3 \mapsto q_{sb}^* = 0.100 \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}}$$

Siendo  $T$  un parámetro adimensional que mide el exceso de fricción de fondo por encima del valor crítico que define el umbral del movimiento:

$$T = \frac{\tau_{bs}^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad (2.49)$$

El diámetro adimensional se define como:

$$D_* = D_s \left( \frac{gR}{v^2} \right)^{1/3} \quad \text{con } R = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$$

**Corrección por pendiente de fondo** Cuando el fondo no es plano, las ecuaciones anteriores deben corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa, La formulación de la corrección por pendiente de fondo, que se realiza sobre el termino de tensión crítica de inicio del movimiento, se detalla en Apsley y Satansby (2008) donde se presenta un trabajo que engloba y generaliza metodologías de trabajos anteriores de varios autores como el de Dey(2003) o Wu (2004).

Para considerar la pendiente de fondo tanto en el inicio del movimiento como en el caudal sólido, la componente de peso del sedimento, debida a la pendiente de fondo, se combina de forma vectorial con la tensión de fondo para obtener una tensión efectiva. Si “b” es un vector unitario en la dirección de la línea de máxima pendiente, la tensión efectiva adimensional se define como:

$$\tau_{bs,eff}^* = \tau_{bs}^* + D_o \cdot \sin\beta \cdot b \quad (2.50)$$

Donde  $\beta$  es el ángulo de la línea de máxima pendiente con la horizontal, y  $D_o$  un parámetro de forma de la partícula. Para que en ausencia de flujo el movimiento empiece cuando  $\beta$  es igual al ángulo de rozamiento interno del material ( $\phi$ ), el parámetro  $D_o$  se define como:

$$D_o = \frac{\tau_{c,0}^*}{\tan\phi}$$

en dónde  $\tau_{c,0}^*$  es la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otro lado, la tensión crítica efectiva se reduce proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo:

$$\tau_{eff,crit}^* = \tau_{c,0}^* \cos\beta$$

Siendo  $\tau_{c,0}^*$  la tensión crítica adimensional para el fondo plano. A partir de aquí se utilizan las formula de caudal solido presentadas en el apartado anterior, pero sustituyendo las tensiones efectivas (de fondo y critica) por tensiones efectivas, y obteniendo el caudal sólido, que es función de la tensión del fluido y de la pendiente de fondo, en cada una de las direcciones  $x$  e  $y$ .

La formulación anterior es una formulación enteramente vectorial del caudal solido de fondo capaz de considerar cualquier orientación de flujo respecto de la línea de máxima pendiente.

**Deslizamiento por avalancha** Apsley y Stansby (2008) también proponen la inclusión de un modelo de deslizamiento por avalancha para evitar pendiente superior al ángulo de fricción del material. Para ello, si la pendiente  $\beta$  entre dos volúmenes finitos supera a  $\phi$  entonces se produce un caudal sólido unitario del elemento más alto al más bajo igual a:

$$q_{aval} = (1 - p) \cdot \frac{0.5 \cdot L^2 \cdot (\tan\beta - \tan\phi)}{\cos\beta \cdot \Delta t} \quad (2.51)$$

Siendo  $L$  la máxima dimensión horizontal de los volúmenes finitos adyacentes.

**Consideración de una cota no erosionable** En el cálculo del arrastre de fondo y el cambio provocado en la cota de fondo se ha incluido la posibilidad de considerar una cota de roca, o superficie no erosionable, por debajo de la cual no puede evolucionar el fondo.

## Módulo de transporte turbulento en suspensión 2D

**Ecuación de transporte turbulento en suspensión** El módulo de transporte de sedimentos en suspensión utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por los módulos hidrodinámico y de turbulencia. El transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación promediada en profundidad. La ecuación implementada en el código es la siguiente:

$$\frac{\partial hC}{\partial t} + \frac{\partial hU_x C}{\partial x} + \frac{\partial hU_y C}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \left( r + \frac{v_t}{S_{c,t}} \right) h \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{\partial D_{sx}}{\partial x} + \frac{\partial D_{sy}}{\partial y} + (E - D) \quad (2.52)$$

en donde  $C$  es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad,  $U_x, U_y$  son los dos componentes de la velocidad horizontal promediadas en profundidad,  $V_t$  es la viscosidad turbulenta,  $r$  es el coeficiente de difusión molecular de sólidos en suspensión, y  $S_{c,t}$  es el número de Schmidt, que relaciona el coeficiente de difusión turbulenta de momento con el coeficiente de difusión turbulenta de sólidos en suspensión.

Los términos  $D_{sx}, D_{sy}$  modelan la dispersión de sedimento en suspensión debido a la no homogeneidad del perfil de velocidades y de concentración de sedimento en la dirección vertical. Normalmente su efecto se desprecia en los modelos 2D de aguas someras, a pesar de que su importancia puede ser relevante cuando las concentraciones y velocidades varíen

en profundidad, como por ejemplo en canales con codos o radios de curvatura pequeños.

Los términos  $E$  y  $D$  modelan respectivamente la puesta en suspensión de sólidos que se encuentran en el fondo (resuspensión de sedimento) y la deposición de sólidos en suspensión en el fondo del lecho. Su diferencia representa un lance, y por lo tanto un acoplamiento, entre carga de fondo y carga en suspensión.

**Cálculo del término de resuspensión/deposición (E-D)** Se implementan 3 formulaciones para el cálculo de término de resuspensión/deposición (E-D): Van Rijn (1987), Smith (1977) y Ariathurai y Arulanandan (1978). Las dos primeras son válidas para lechos de arena, mientras que la de Ariathurai es válida para lechos cohesivos. Las 3 formulaciones están especialmente recomendadas en el último Manual de Transporte de Sedimentos de ASCE, entre ellas la más extendida es la formulación de Van Rijn.

- **Van Rijn.-** En la formulación de Van Rijn (1987) el término E-D se evalúa a partir de la siguiente expresión:

$$E - D = W_s(c_a^* - c_a) = \alpha W_s(C^* - C)$$

en donde  $\alpha$  es un coeficiente que relaciona la concentración media de partículas en suspensión y la concentración cerca del lecho del río, cuyo valor se obtiene a partir del perfil de Rouse para la distribución de concentración de sedimentos en profundidad,  $W_s$  es la velocidad de sedimentación las partículas sólidas,  $C$  es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad,  $C^*$  es la concentración de sólidos en suspensión promediada en profundidad en condiciones de equilibrio (capacidad de transporte de sólidos en suspensión),  $C_a$  y  $C_a^*$  son respectivamente la concentración instantánea y la concentración de equilibrio a una altura  $z=a$  sobre el lecho del río, siendo "a" el espesor de la capa en la cual se produce el transporte de fondo (límite teórico de separación entre el transporte de fondo y el transporte en suspensión). Dicho espesor se puede evaluar de forma aproximada a partir del diámetro del sedimento. El coeficiente  $\alpha$  se calcula a partir de la distribución de concentración en la vertical (perfil de Rouse) a partir de la siguiente integral:

$$\alpha = \frac{h - a}{\int_a^h \left( \frac{h-z}{z} \frac{a}{h-a} \right)^{W_s/k.u_*} dz} \quad (2.53)$$

Siendo  $k=0.41$  la constante de Von Karman, y  $a = 3.D_{50}$ . La concentración de equilibrio cerca del lecho del río propuesta por Van Rijn (1987) es:

$$C_a^* = 0.015 \frac{D_{50} T^{1.5}}{a.D_*^{0.3}} \quad (2.54)$$

$$a = k_s \quad k_s = 3.D_s \quad D_* = D \cdot \left( \frac{gR}{v_*^2} \right)^{1/3}$$

- **Smith.**- Esta formulación es similar a la de Van Rijn, diferenciándose únicamente en la expresión utilizada para el cálculo de la concentración de equilibrio, para lo cual se utiliza la siguiente fórmula propuesta por Smith (1977):

$$C_a^* = \frac{1.56 \cdot 10^{-3} \cdot T}{1 + 2.4 \cdot 10^{-3} \cdot T} \quad (2.55)$$

$$a = 26.3 \cdot (\tau_s^* - \tau_c^*) \cdot d_s + k_s \quad k_s = 3 \cdot D_s$$

- **Ariathurai y Arulanandan.**- Para suelos cohesivos se utiliza la expresión propuesta por Ariathurai y Arulanandan (1978), que hace depender la erosión de la diferencia entre la tensión tangencial y una tensión tangencial crítica de inicio de erosión  $\tau_{ce}$ , así como de un valor  $M$  representativo de la tasa de erosión (que sería la tasa de erosión cuando  $\tau_b = 2 \cdot \tau_{ce}$ ):

$$D = P \cdot \alpha \cdot W_s \cdot C \quad (2.56)$$

Con:

$$P = \left(1 - \frac{\tau_b}{\tau_{cd}}\right) \quad \tau_b < \tau_{cd}, \quad \text{y } P=0 \text{ en caso contrario}$$

**Velocidad de sedimentación en partículas** La velocidad de sedimentación de las partículas se calcula en función de su diámetro como (Van Rijn, 1987):

$$\begin{aligned} W_s &= \frac{R \cdot g \cdot D_{50}^2}{18 \cdot \nu} & \mapsto & D_{50} < 10^{-4} m \\ W_s &= \frac{10 \cdot \nu}{D_{50}} \left( \sqrt{1 + 0.01 \cdot D_*^3} - 1 \right) & \mapsto & 10^{-4} m < D_{50} < 10^{-3} m \\ W_s &= 1.1 \sqrt{R \cdot g \cdot D_{50}} & \mapsto & 10^{-3} m < D_{50} \end{aligned}$$

## 2.4 Métodos para la evaluación de conjunto de pronósticos

El desarrollo de metodologías para predecir caudales considerando todas las fuentes de incertidumbre se ha convertido en un desafío de creciente interés para la comunidad científica. Los métodos de pronóstico hidrometeorológico basados en conjuntos incluyen el uso combinado de modelos hidrológicos y meteorológicos, así como también modelos estadísticos de escala, modelos de terreno. El uso de dichas herramientas permite la generación de sets de forzantes meteorológicas que sirven como entradas para modelos hidrológicos, teniendo como salida un conjunto de posibles trayectorias para las variables asociadas a la escorrentía. (MASCARO [18], 2008).

Un concepto fundamental para entender el creciente interés en generar predicciones y evaluar su calidad es el de verificación de un pronóstico. La Organización Meteorológica Mundial [23] define pronóstico como la predicción de un estado en el futuro, que puede estar relacionado con el tiempo atmosférico, indicadores económicos, etc. El pronóstico probabilístico, por lo tanto, es aquel que entrega una probabilidad de ocurrencia 0 y 1 (ó 0

y 100 %) para un evento.

La verificación de un pronóstico es el proceso de evaluación de la calidad de dicho pronóstico, el cual puede ser cualitativo (¿cómo luce?) o cuantitativo (¿cuán exacto es?) (Organización Meteorológica Mundial [23]).

En la mayoría de los casos, la verificación de conjuntos de pronósticos hidrometeorológicos ha estado limitada a la comparación cualitativa entre el hidrograma observado y los hidrogramas del conjunto utilizando medidas escalares simples para algunos eventos. Tales aproximaciones no tienen la capacidad de proporcionar una verificación estadística adecuada, dado que al limitarla a hidrogramas, la incertidumbre existente en pasos internos no puede ser evaluada. (MASCARO [18], 2008).

Una integrante de gran relevancia tiene relación con las ganancias que conlleva la verificación de pronósticos. Las razones más importantes para verificar son (Organización Meteorológica Mundial [23]):

- **Monitorear**, la calidad del pronóstico: ¿ Cuán exactos son los pronósticos? ¿ Cómo evoluciona su calidad en el tiempo?
- **Mejorar** la calidad de los pronósticos: el primer paso para obtener pronósticos mejores es descubrir qué procedimiento está siendo efectuado incorrectamente.
- **Comparar** la calidad de sistemas de pronóstico distintos: ¿ Entre qué límites un sistema de pronóstico es mejor que otro? ¿ De qué modo es ese sistema mejor?,

El cómo generar pronósticos probabilísticos, como utilizarlos y cómo evaluarlos todavía son preguntas fuertemente debatidas (HAMILL Thomas M. [14], 2000). En la actualidad, los pronósticos probabilísticos de variables hidrológicas son comúnmente utilizados para cuantificar la incertidumbre de una predicción y para complementar la información proporcionada por la misma (LAIO F. y TAMEA S. [16], 2007).

Otro aspecto importante considerado por algunos autores es la extensión del periodo de verificación. Cuando se utiliza un escaso número de eventos , no es posible inferir más información acerca del comportamiento del sistema en otros eventos (Mascaro et al., 2008). Reener et al. (2009) reafirma la idea anterior, destacando que el desempeño del conjunto de pronósticos puede cambiar de un evento a otro, por lo que, es recomendable la evaluación de los pronósticos para periodos de tiempos mayores.

Los indicadores más adecuados para la verificación de un conjunto y de pronósticos probabilísticos son diferentes a los indicadores que se utilizan con pronósticos determinísticos (Reener et al. 2009). La Organización Meteorológica Mundial [23], definió tres (03) propiedades necesarias para obtener un pronóstico probabilístico adecuado:

- **Fiabilidad** :, es la concordancia entre la probabilidad del pronóstico de un evento y al frecuencia media observada.
- **Nitidez** : es la tendencia a pronosticar probabilidades de un evento cercanas a 0 ó 1, al contrario de valores agrupados en torno a la media.
- **Resolución** : es la habilidad del pronóstico para resolver el conjunto de muestra de eventos en subconjuntos con resultados de características diferentes.

A continuación, se presenta algunos métodos gráficos y estadísticos usados en la verificación de pronósticos probabilísticos.

### 2.4.1 Histogramas de rango

El histograma de rango, también conocido como histograma de Talagrand, no solo es de utilidad para evaluar la calidad de los pronósticos (HAMILL Thomas M. [14], 2000). Por ejemplo, su empleo puede servir para verificar la calibración de los parámetros involucrados en la generación de los miembros de un conjunto de pronósticos, y eventualmente recalibrarlos en caso de tener resultados desfavorables.

El principio detrás de los histogramas de rango es bastante simple: si la frecuencia relativa del conjunto de pronósticos sugiere una probabilidad de ocurrencia para un evento  $P\%$ , el evento debiese tener una probabilidad de ocurrencia  $P$ . Para que dicha probabilidad tenga un verdadero estado (observación) para un instante determinado deberían tener, como supuesto, la misma distribución de probabilidad. Luego, si los miembros de un conjunto de  $n$  elementos son colocados en un vector y ordenados de menor a mayor la fiabilidad será mayor en la medida de que la observación sea igualmente probable de ocurrir en cada uno de los  $n+1$  intervalos generados. Si el proceso anterior se repite para varios eventos puntuales independientes, se debería obtener un histograma uniforme (HAMILL Thomas M. [14], 2000).

El histograma de rango permite realizar una rápida inspección de las propiedades de un conjunto. La presencia de sesgos positivos o negativos en el pronóstico del conjunto entregará un histograma con pendiente debido a la sobrepoblación de los rangos más bajos o más altos, un exceso de dispersión implica sobrepoblación de los rangos medios, mientras que una baja variabilidad en el conjunto entregará un histograma con forma de U o cóncavo (HAMILL Thomas M. [14], 2000).

#### Construcción

Sea  $\mathbf{X}$  la variable a pronosticar, para cada instante  $\mathbf{t}$ , el modelo utilizado provee un conjunto de  $n$  pronósticos  $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ , siendo  $X_{obs}$  el verdadero valor del estado. Si los pronósticos y las observaciones provienen de la misma distribución de probabilidad, el rango  $X_{obs}$  dentro del vector  $\mathbf{X}$  (con sus componentes ordenadas de menor a mayor) tendrá la misma probabilidad de tomar los valores  $1, 2, \dots, n+1$ . Además, si se analizan y ordenan  $n$

eventos, el histograma construido con el conjunto de rangos  $R = (r_1, r_2, \dots, r_n)$  debería ser uniforme. (HAMILL Thomas M. [14], 2000).

HAMILL formaliza lo anteriormente expuesto de la siguiente manera:

$$E[P(X_{obs} < x_i)] = \frac{1}{n + 1} \quad (2.57)$$

Donde  $\mathbf{E}(\ast)$  denota el valor esperado y  $\mathbf{P}$  la probabilidad. Si se definen  $x_0$  y  $x_{n+1}$  como miembros fantasma para el conjunto de pronósticos, tal que se cumpla  $P(X_{obs} < x_0)$  y  $P(X_{obs} < x_{n+1}) = 0$ , la ecuación 2.57 es equivalente a:

$$E[P(x_{i-1} \leq X_{obs} < x_i)] = \frac{1}{n + 1} \quad (2.58)$$

Otra propiedad relevante es:

$$\sum_{j=1}^i r_j = \overline{P(X_{obs} < x_i)} \quad (2.59)$$

Donde  $\overline{(\cdot)}$  denota el promedio sobre una larga muestra de puntos estadísticamente independientes. Luego, la ecuación 2.59 es equivalente a:

$$r_j = P(x_{j-1} \leq X_{obs} < x_j) \quad (2.60)$$

En términos más simples, la población de  $r_j$  estará dada por la fracción de veces que  $X_{obs}$  se encuentra entre los miembros de conjunto  $x_{j-1}$  y  $x_j$ .

### Interpretación

De acuerdo a la forma del histograma de rango resultante, se pueden obtener importantes conclusiones en cuanto a las características del conjunto de pronósticos generados. Las formas más comunes son (Organización Metereológica Mundial [23]):

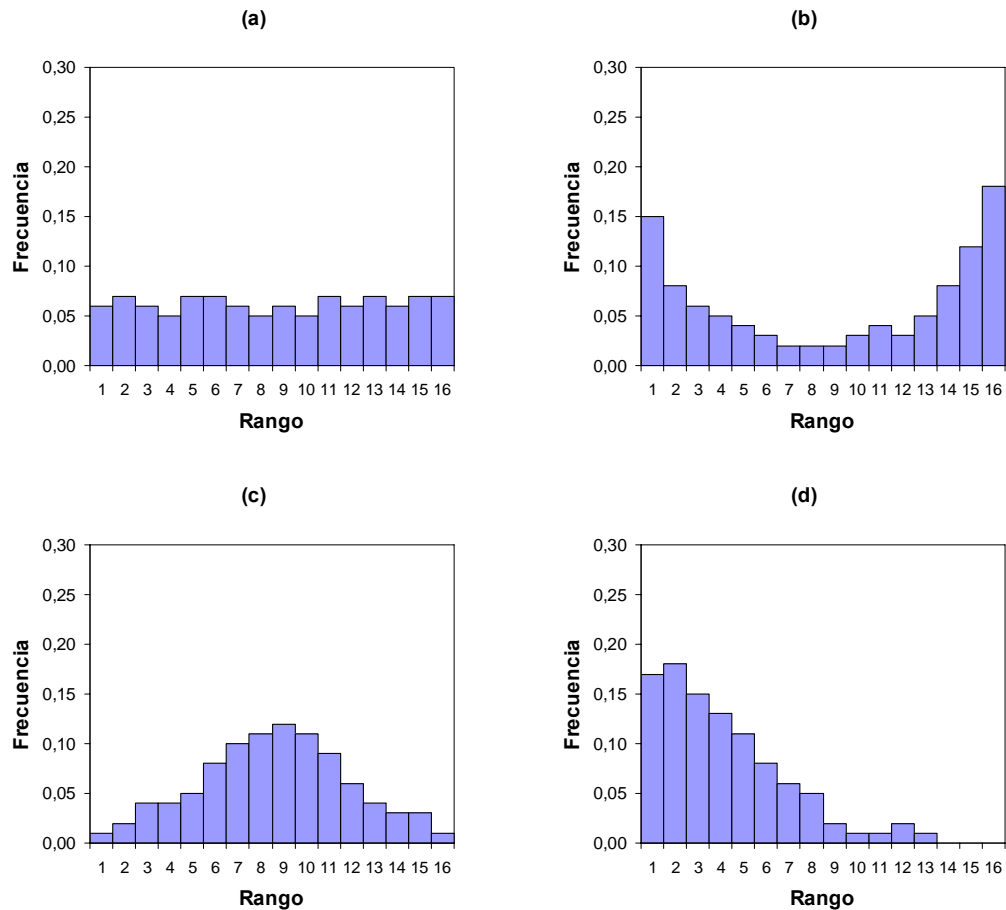
- **a) Histograma plano o uniforme:**, Ocurre cuando la variable observada se hace indistinguible de cualquier otro miembro del conjunto.
- **b) Histograma con forma de U:** Resulta cuando en las observaciones se dan algunos sesgos positivos y otros negativos de manera simultánea, o cuando la expansión de los miembros del conjunto no es lo suficientemente grande.
- **c) Histograma con forma de cúpula:** Ocurre cuando la expansión del conjunto es muy grande y/o la mayoría de las observaciones cae en el rango medio.
- **d) Histograma asimétrico:** En tal caso, el conjunto presenta sesgo.

El Figura 2.11 se ejemplifican los tipos de histogramas anteriores para el casi de un conjunto de pronóstico de los miembros y 100 realizaciones.

Si bien el histograma de rango es una herramienta simple y de gran utilidad para el diagnóstico de los pronósticos generados, su mal uso puede llevar a una interpretación

**Figura N° 2.11:**

Tipos de Histogramas de rango más comunes generados a partir de un conjunto de pronósticos en varios eventos. (a) Histograma Uniforme. (b) Histograma con forma de U. (c) Histograma de cúpula. (d) Histograma Asimétrico.



Fuente:Elaboración propia

errónea de las propiedades del conjunto. (HAMILL Thomas M. [14], 2000) dio cuenta de lo anterior, destacando las siguientes conclusiones en su investigación:

- Un Histograma Uniforme no necesariamente es reflejo de fiabilidad del conjunto de pronósticos. Un Histograma plano puede ser obtenido incluso a partir de conjuntos que presentan sesgos, o a partir del muestro no aleatorio de una distribución de probabilidad distinta a la del estado verdadero.
- Extendiendo el análisis a varias dimensiones, un Histograma Uniforme también puede ser indicador de que un conjunto está especificado correctamente la varianza en un punto del espacio, no así las covarianzas. Lo anterior puede ser detectado al generar histogramas para las diferencias entre los valores de puntos distintos, e cual no necesariamente resultaría uniforme.
- Un Histograma con forma U, usualmente asociado con falta de variabilidad en el

conjunto, también puede ser un signo de la presencia de sesgo. En caso de ser posible, se deberían generar histogramas de rango para subconjuntos con el fin de determinar si la forma varía entre uno de ellos y el siguiente. Lo anterior es de utilidad para determinar si la forma de  $U$  indica sesgo o problemas de expansión.

- Usualmente, se utilizan observaciones imperfectas para la generación de histogramas de rango. Los errores de las observaciones, de no ser considerados, pueden afectar la forma de histograma. Mientras mayores sean dichos errores, la forma de  $U$  se verá acentuada.

## 2.4.2 Gráficos cuantil - cuantil

Este tipo de herramienta es más adecuado cuando se desea evaluar un pronóstico desde un punto de vista estadístico (LAIO F. y TAMEA S. [16], 2007). Además, gráfico predictivo cuantil - cuantil constituye un resumen informativo simple e intuitivo sobre el desempeño de pronóstico probabilísticos (Thyer Mark. [33], 2009).

### Construcción

Sea  $y_t$  la variable que representa la escorrentía en un instante  $t$ ,  $F_t$  la función de distribución acumulada asociada a dicha variable e instante, y finalmente  $\tilde{y}_t$  la correspondiente observación (Thyer Mark. [33], 2009). Un pronóstico probabilístico de  $y_t$  será correcto si la función de densidad probabilidad observada  $p_t(\tilde{y}_t)$  coincide con la verdadera distribución de  $y_t$ ,  $f_t(y_t)$  no es conocida (la distribución cambia en cada instante de tiempo, y solo existe un valor observado disponible), es posible construir un test de hipótesis simple (LAIO F. y TAMEA S. [16], 2007):

$$H_0 : p_t(\tilde{y}_t) = f_t(\tilde{y}_t) \quad (2.61)$$

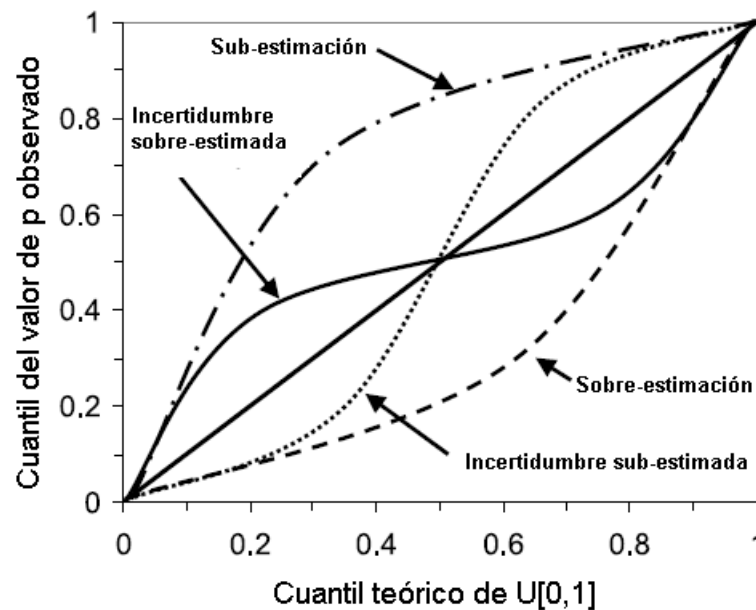
El test anterior se basa en la evaluación de la función de distribución acumulada (construida a partir de el conjunto de pronósticos en cada instante de tiempo) para la observación, es decir, calcular  $z_t = P_t \tilde{y}_t$ . Bajo la hipótesis  $H_0$  el cuantil hallado anteriormente debería ser, al igual que  $P_t \tilde{y}_t$ , una realización basada en la distribución uniforme  $U[0, 1]$ .

Una vez obtenida los cuantiles  $z_t$  para cada instante de tiempo., dichos valores deben ser ordenados de menor a mayor, obteniéndose además las posiciones  $R_t$  de cada cuantil dentro de ese ordenamiento. Finalmente, el gráfico cuantil-cuantil se obtiene al graficar los valores de  $z_t$  en función de  $R_t/n$  (cuantil teórico de  $U[0,1]$ ) donde  $n$  es la cantidad de eventos o pasos de tiempo analizados. (Ver Figura 2.12).

### Interpretación

El gráfico cuantil-cuantil puede ser interpretado como se indica a continuación.

**Figura N° 2.12:**  
Interpretación del gráfico cuantil - cuantil (Adaptado de Laio y Tamea, 2007)



Fuente: Adaptado de Laio y Tamea, 2007.

- Si todos los puntos caen en la recta con pendiente 1:1, entonces la Hipótesis  $H_0$  se cumple a la perfección.
- Si un cuantil observado  $p$  es 1 ó 0, significa que una fracción de los datos observados está fuera de rango de predicción, por lo cual la incertidumbre de predicción es significativamente subestimada.
- Si los cuantiles observados  $p$  presentan una agrupación de valores similares en el rango medio (es decir, una baja pendiente en el rango de cuantiles teóricos 0.4 - 0.6), la incertidumbre asociada a la predicción está siendo sobreestimada. Es decir, la extensión del conjunto en lo que a rango de valores se refiere es demasiado amplia en comparación con el rango de observaciones disponibles.
- Si los cuantiles observados  $p$  presentan una agrupación de valores similares en las colas del gráfico (es decir, una alta pendiente en el rango de cuantiles teóricos 0.4 - 0.6), la incertidumbre asociada a la predicción está siendo subestimada. En otras palabras, la extensión de valores del conjunto es insuficiente para cubrir el rango de valores observados.
- Si los cuantiles observados  $p$  son más altos (más bajos) que los cuantiles teóricos, los caudales pronosticados sistemáticamente subestimarán (sobreestimarán) los datos observados.

### Indicadores de Verificación

**Interpretación de un conjunto** Para verificar cuan apropiado es un conjunto de trayectorias de una variable de estado o flujo con fines de asimilación de datos, diversos autores han propuesto el uso de algunos estadísticos (De Lannoy G [4], 2006) utilizan como base los cuatros primeros momentos de una función de distribución de probabilidad en un instante de tiempo  $k$ , los cuales están dados por el promedio del conjunto,  $\hat{x}_k$  la expresión del conjunto,  $ensp_k$ , el coeficiente de asimetría,  $skew_k$  y la curtosis,  $kurt_k$ , respectivamente:

$$\hat{x}_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \hat{x}_{i,k} \quad (2.62)$$

$$ensp_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\hat{x}_{i,k} - \hat{x}_k)^2 \quad (2.63)$$

$$skew_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\hat{x}_{i,k} - \hat{x}_k}{\sqrt{ensp_k}} \right)^3 \quad (2.64)$$

$$kurt_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\hat{x}_{i,k} - \hat{x}_k}{\sqrt{ensp_k}} \right)^4 - 3 \quad (2.65)$$

Donde  $n$  es el número de miembros del conjunto y  $\hat{x}_{i,k}$  es el  $i$ -ésimo miembro de un conjunto. Un supuesto en las ecuaciones anteriores, es que el número de miembros es lo suficientemente grande para evitar que una división por  $n$  (en lugar de  $n+1$ ) resulte, en una estimación sesgada para los momentos altos (De Lannoy G [4], 2006).

Del error cuadrático medio de los miembros del conjunto puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$mse_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\hat{x}_{i,k} - y_k)^2 \quad (2.66)$$

Un indicador de la habilidad del conjunto es.

$$ensk_k = (\hat{x}_k - y_k)^2 \quad (2.67)$$

Si la información disponible para verificar es estadísticamente indistinguible de los miembros del conjunto, se debe cumplir que  $ensp_k = mse_k$ . En general, y en particular para el caso de modelos caóticos, el valor de  $mse_k$  es mayor que  $ensk_k$  debido a la dispersión del conjunto de pronósticos  $\hat{x}_{i,k}$ .

**Indicadores de Verificación del conjunto** Para evaluar la calidad de los conjuntos generados, es posible utilizar en base a los datos estadísticos definidos anteriormente algunos indicadores que permitan evaluar si los miembros cubren adecuadamente todo el rango de observaciones. La bondad de dichos indicadores, permitirá determinar si para el intervalo

de tiempo analizado, las propiedades del conjunto son las deseables con fines de asimilación de datos observados. (De Lannoy G [4], 2006).

Es importante que dichos indicadores sean calculados sobre el conjunto completo y no sólo con los mayores o menores caudales. Por ejemplo, si fuesen calculados solo utilizando los caudales pico, existirá una gran probabilidad de que el conjunto no cubra todos los caudales bajos. Lo anterior sería reflejo de que el modelo no ha sido calibrado adecuadamente para simular caudales pequeños, lo que a su vez conllevaría la presencia de sesgo en los resultados del modelo y resultados aún peores en la asimilación de datos (De Lannoy G [4], 2006).

Según **DE LANNOY**, lo esperado es que en promedio, la media del conjunto difiera de la observación por un valor igual al promedio en el tiempo de extensión del conjunto. Es decir:

$$\frac{\langle ensk \rangle}{\langle ensp \rangle} \approx 1 \quad (2.68)$$

Donde  $\langle \rangle$  es el promedio temporal incluyendo solo aquellos instantes donde haya observaciones disponibles. En otras palabras, el cumplimiento del criterio anterior significa que la extensión del conjunto calza con el rango de observaciones. Valores mayores que **1** para dicho indicador reflejan una amplitud insuficiente del conjunto de caudales, mientras que valores menores que **1** se asocian a conjuntos con un rango de valores excesivamente grande en relación a las observaciones. Lo anterior es válido siempre y cuando el modelo esté sesgado. (De Lannoy G [4], 2006).

Si el valor de un estado es estadísticamente indistinguible de cualquier miembro del conjunto, debería cumplirse que:

$$R = \frac{\sqrt{\langle ensk \rangle}}{\sqrt{\langle mse \rangle}} \approx \sqrt{\frac{N+1}{2N}} \quad (2.69)$$

Por lo tanto, para el caso de un conjunto con 10 miembros, lo deseable será que se cumpla  $R \approx 0.74$ . Si el valor de **R** es menor que dicho umbral, significa que la varianza del conjunto está sobreestimando al error del promedio del conjunto. Por lo contrario, valores mayores que 0.74 implican una sobreestimación de dicho error de parte de la varianza del conjunto.

### 2.4.3 Pruebas estadísticas.

Existen diversas pruebas estadísticas, cuando se analizan datos medidos por una variable cuantitativa continua, las pruebas estadísticas de estimación y contraste frecuentemente empleadas se basan en suponer que se ha obtenido una muestra aleatoria de una distribución de probabilidad de tipo normal o de Gauss.

*Pero en muchas ocasiones esta suposición no resulta válida, y en otras la sospecha de que no sea adecuada, o no resulta fácil de comprobar, por tratarse de muestras pequeñas.*

*En estos casos disponemos de dos posibles mecanismos:*

- *Los datos se pueden transformar de tal manera que sigan una distribución normal.*
- *O bien se puede acudir a pruebas estadísticas que no se basan en ninguna suposición en cuanto a la distribución de probabilidad a partir de la que fueron obtenidos los datos, y por ello se denominan pruebas no paramétricas (distribución free), mientras que las pruebas que suponen una distribución de probabilidad determinada para los datos se denominan pruebas paramétricas.*

#### *1. Pruebas no paramétricas:*

*Las pruebas estadísticas no paramétricas son las que, a pesar de basarse en determinadas suposiciones, no parten de la base de que los datos analizados adoptan una distribución normal. La técnica estadística que no presupone ninguna distribución de probabilidad teórica de la distribución de nuestros datos.*

*Se denominan pruebas no paramétricas aquellas que no presuponen una distribución de probabilidad para los datos, por ello se conocen también como de distribución libre (distribución free). En la mayor parte de ellas los resultados estadísticos se derivan únicamente a partir de procedimientos de ordenación y recuento, por lo que su base lógica es de fácil comprensión.*

#### *2. Pruebas paramétricas:*

*Las pruebas estadísticas paramétricas, como la de la "t" de Student o el análisis de la varianza (ANOVA), se basan en que se supone una forma determinada de la distribución de valores, generalmente la distribución normal, en la población de la que se obtiene la muestra experimental.*

*En contraposición de la técnicas no paramétricas, las técnicas paramétricas si presuponen una distribución teórica de probabilidad subyacente para la distribución de los datos.*

## **2.5 Conceptos de hidrología**

*El objetivo principal de este apartado, es plantear los conceptos de hidrología y estadística que serán mencionados en los capítulos siguientes:*

### **2.5.1 Cuenca Hidrológica**

*La cuenca hidrológica es la unidad básica de estudio la cual está limitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor elevación to-*

pográfica y la separa de otras cuencas. (Escalante y Reyes, 2008).

Dependiendo del tipo de salida de los escurrimientos, existen dos tipos de cuencas (CENAPRED, 2006):

- *Exorreicas: El punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está corriente o en el mar.*
- *Endorreicas: La cuenca no tiene salida, y por lo general es un lago.*

## 2.5.2 Precipitación

La precipitación, es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control de agua. (Aparicio M.F.J. [2], 2009).

Las gotas de lluvia constituyen el estímulo al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. El origen de la precipitación requiere que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha elevación la precipitación puede ser por convección, orografía y ciclónica (Springall,1970).

Orografía: Una corriente de aire puede ser forzada a ascender cuando encuentra en su camino una elevada forma de terreno, ya sea una sola montaña o una cordillera. Al elevarse el flujo se enfría y condensa dando lugar al nacimiento de nubes principalmente cúmulos o altocúmulos. Una vez que se ha iniciado el movimiento de ascenso se acelera dando lugar a la formación de cumulonimbos o nubes de tormenta (Escalante, 2013).

Convectiva: El aire puede elevarse por sí mismo al calentarse dando lugar a las corrientes de convección. Este proceso es muy común en verano, pues el aire cercano al suelo se calienta rápidamente a causa del calor desprendido por la tierra y el irradiado por el sol, por lo que, se vuelve más liviano que lo rodea y asciende dando lugar a cúmulos. Cuando estas corrientes son fuertes generan nubes de tormentas (Escalante,2013).

Ciclónica: Una corriente puede elevarse cuando dos masas de diferentes tipos de aire (caliente - frío) se encuentran formando lo que se dice un "frente", que es el límite que separa una región de aire caliente de uno frío. Si esas dos masas se mueven a distintas velocidades, la más cálida se desliza sobre el frente ascendiendo a niveles superiores. A medida que el aire se eleva, se forman diferentes tipos de nubes, siendo más espesas cerca de la superficie generando precipitaciones en la parte baja. (Escalante,2013).

### 2.5.3 Escurrimiento

*Durante la precipitación existen diversos factores que atenúan el proceso de lluvia-escorrentía, parte del agua de la lluvia al caer es interceptada por casas, edificios y vegetación. Este proceso ocasiona que solo un porcentaje de la lluvia escurra y otro se infiltre en el terreno. En general, la respuesta de la cuenca ante los diferentes fenómenos, depende de las características propias de la misma como son su tipo y uso de suelo, vegetación existente, arreglo de corrientes naturales, longitud de sus cauces y topografía, la interacción de los factores antes mencionados ocasiona la disminución o el aumento del escurrimiento superficial.*

*Cuando la lluvia, es de tal magnitud que sobrepasa la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, el excedente produce un escurrimiento sobre la superficie del terreno, que se mueve por efecto de la gravedad hacia las partes de la cuenca, llenando depresiones hasta adquirir condiciones que le permitan fluir sobre el terreno hacia los cauces (Domínguez,2009).*

*Aparicio M.F.J. [2] (2009), define el escurrimiento como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente, o la que fluye de los cauces de los ríos.*

### 2.5.4 Hidrograma

*La medición del gasto que ocurre por una sección determinada durante un periodo de tiempo definido proporciona un hidrograma, (Ven Te CHOW [34],1994), 1959 definió al hidrograma como la expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento de una cuenca.*

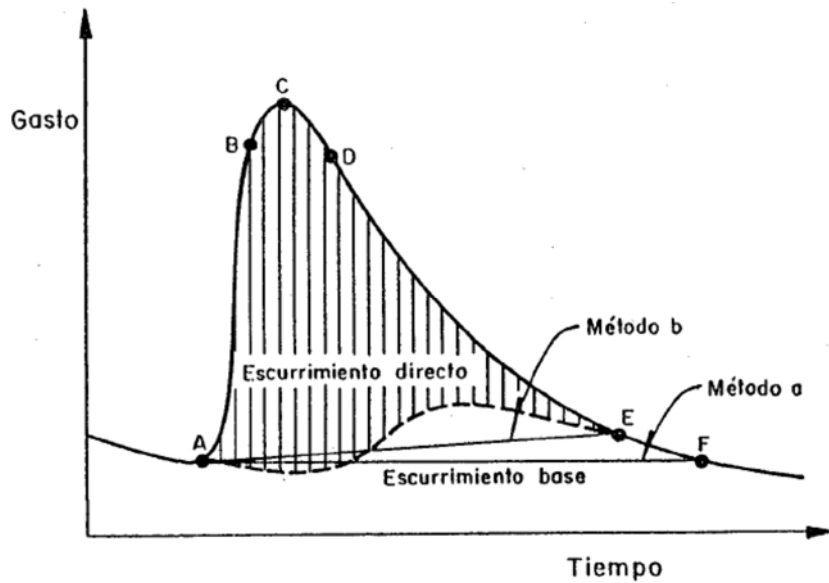
*Independientemente de la forma que adopte el hidrograma, es posible identificar elementos comunes entre dos hidrogramas que han sido generados por diferentes tormentas y fisiografías, de acuerdo con Aparicio M.F.J. [2](2009), los principales elementos de un hidrograma son: (Figura 2.13).*

*(A:) Punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, se presenta durante o incluso algún tiempo después que cesó de llover.*

*(C:) Pico. Es el punto más alto producido por la tormenta. El más importante en un hidrograma para fines de diseño.*

*(D:) Punto de inflexión. Este punto se presenta cuando termina el flujo sobre el terreno de aquí en adelante el escurrimiento ocurre por canales y subterráneo.*

**Figura N° 2.13:**  
Hidrograma Aislado



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico* [17], 19/07/2014.

(E:) Fin del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento solo es de origen subterráneo, normalmente se considera como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión.

$T_p$ : Tiempo de pico. Es el tiempo que transcurre desde el tiempo de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

$T_b$ : Tiempo base. Tiempo que dura el escurrimiento directo desde el punto de base hasta el final del escurrimiento directo. El tiempo base puede abarcar desde unos minutos hasta varias horas.

El objetivo principal del estudio de un hidrograma es determinar los gastos que corresponden a escurrimiento directo. Estrictamente esta separación depende del comportamiento del escurrimiento subterráneo, el cual es prácticamente imposible de conocer, lo anterior ha dado lugar a que existan varios métodos de separación, todos ellos aproximados. La selección depende de consideraciones subjetivas y de la experiencia de quien realiza el análisis (Dominguez, 2009), a continuación se presentan dos metodologías para la obtención del escurrimiento directo.

Método 1: se dibuja una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el escurrimiento directo (punto A de la figura 2.13) hasta que corte con la curva de recesión del hidrograma (punto F de la figura 2.13) (Fuentes y franco 1999).

Método 2: se dibuja una línea horizontal a partir del inicio del escurrimiento directo (Punto A de la figura 2.14); hasta la proyección que corresponde al gasto máximo y se designa como el punto C'.

Se calcula el tiempo vaciado del escurrimiento directo como:

$$M = 0.827 * A^2 \quad (2.70)$$

Donde:

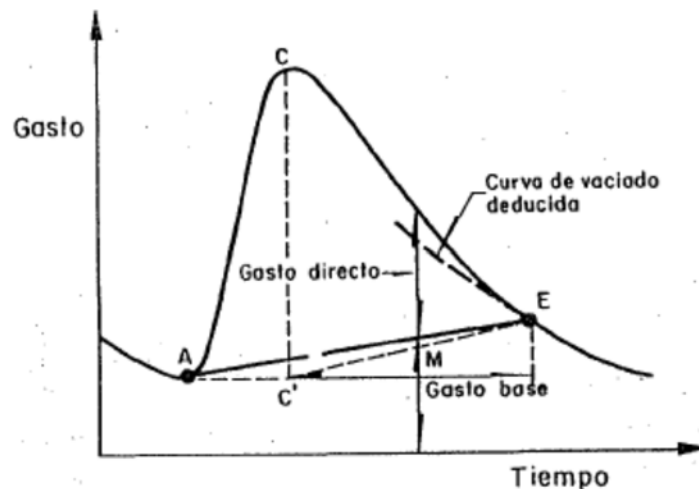
M : Tiempo de vaciado del escurrimiento directo, días.

A : Area de la cuenca,  $km^2$ .

A partir de C' se toma la distancia horizontal igual a la magnitud obtenida de M y se levanta una línea vertical que corta el hidrograma, este punto será el punto E, finalmente la línea A-C'-E delimita el escurrimiento directo del escurrimiento base.

**Figura N° 2.14:**

Separación del escurrimiento base y directo, usando la curva del vaciado



Fuente: Iber, *Manual de Referencia Hidráulico* [17], 19/07/2014.

El volumen total del escurrimiento, se puede obtener como el area bajo la curva del hidrograma, es  $\int_{t_0}^t Q \cdot dt$ , el volumen de escurrimiento directo es entonces  $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$  (Aparicio M.F.J. [2], 2009).

### 2.5.5 Pérdidas

La interceptación, retención, evaporación e infiltración, constituyen lo que se conoce como pérdidas y representan el diferencial del volumen de agua que llueve en la cuenca y el que escurre por su salida.

Al conjunto de los mecanismos conocidos como *intercepción, la retención e infiltración*, procesos difíciles de estimar por separado; se acostumbra calcularse en conjunto y se denomina como *infiltración*, convirtiéndose en la componente más importante de las pérdidas.

La infiltración se define como el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia dentro del mismo, producido por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares (Aparicio M.F.J. [2], 2009), en ocasiones su volumen supera al del escurrimiento, sobre todo en cuencas cuya urbanización es escasa. La velocidad de infiltración es decreciente con el tiempo debido a la saturación que el suelo va adquiriendo, al inicio del fenómeno se presenta una velocidad muy alta que posteriormente tiende a valores constante.

Cuando se tienen mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento; la determinación de las pérdidas se hace a partir de su definición, lo cual puede quedar expresado con la ecuación 2.71 .

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad (2.71)$$

Donde:

$V_p$  : Volumen de pérdidas.

$V_{LL}$  : Volumen de lluvia.

$V_{ED}$  : Volumen de escurrimiento directo.

### 2.5.6 Infiltración

La medición de la infiltración puede ser realizada mediante distintos métodos entre los que destacan: La capacidad de infiltración media, Coeficiente de escurrimiento y Número de curva. Los procedimientos antes mencionados no consideran las variaciones en las características de la cuenca, sino que les asigna un valor único.

El criterio de la capacidad de infiltración media, hace la suposición que el suelo tiene una capacidad de infiltración constante durante toda la precipitación, de tal manera que, siempre que llueva con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueva y cuando llueva con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia se escurre.

Para calcular la capacidad de infiltración correspondiente a una tormenta dada, se utiliza el siguiente procedimiento:

1. Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.
2. Se calcula la "lámina de lluvia en exceso" como el cociente entre el volumen de escurrimiento directo y área de la cuenca.

3. Se supone un valor del índice de infiltración denominado ( $\phi$ ) constante en el hidrograma de la tormenta y se determina la "lámina de lluvia en exceso" con dicho hidrograma. Si esta altura es igual a la calculada en el paso 2, el valor de ( $\phi$ ) es el correcto, si no se cumple, se propone otro y se repite el cálculo.

Este procedimiento es de tipo iterativo.

El criterio del coeficiente de escurrimiento supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que el volumen escurrido ( $V_{ED}$ ), es igual al producto del volumen de lluvia ( $V_{LL}$ ), por un coeficiente  $C_E$  llamado coeficiente de escurrimiento. Por tanto éste se determina con:

$$C_E = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (2.72)$$

El criterio de la curva establece una relación entre la precipitación total y la altura de la lluvia en exceso de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{(P - \frac{508}{CN} + 5.08)^2}{p + \frac{2032}{CN} - 20.32} \quad (2.73)$$

Donde:

$CN$  : Número de curva que puede calcularse con la ecuación 2.73 o con la ecuación 2.74 , cuando se tiene mediciones simultaneas de lluvia y escurrimientos, o bien con base en el tipo y uso de suelo como se verá más adelante.

$P$  : Precipitación total, en cm.

$p_e$  : Precipitación efectiva, en cm.

Si se dispone de la infiltración de varias tormentas para las que se conoce la precipitación total " $p$ " y la precipitación efectiva " $p_e$ " el valor del número de curva se despeja de la ecuación 2.73 , lo que resulta:

$$CN = \frac{2540}{25.4 + 5 * p - 10 * p_e - 5 * \sqrt{p_e * (4 * p_e - 5 * p)}} \quad (2.74)$$

Es importante recordar que la capacidad de infiltración media ( $\phi$ ), el coeficiente de escurrimiento ( $C_E$ ) y el número de curva ( $CN$ ); son indicadores que no son invariantes en una cuenca.

## 2.5.7 Sistemas de Información Geográfica

Tradicionalmente, la determinación de diversos parámetros geomorfológicos se hacía manualmente a partir de cartas topográficas impresas; actualmente esa determinación se está realizando con sistemas informáticos en donde las operaciones que antes se hacían con planímetro y curvímetro ahora se hacen con funciones de los SIG, que miden áreas o

longitudes, haciendo que el proyectista utilice ahora herramientas informáticas en lugar de herramientas físicas pero dejando el proceso en un estatus prácticamente manual. Para hacer más rápido el proceso y menos dependiente del criterio del usuario, es necesario utilizar una forma semiautomatizada para realizar el mismo trabajo.

Esta forma se puede basar en el proceso de modelos digitales de elevación. Uno modelo digital de elevación (MDE) es una estructura numérica de datos que representan la distribución espacial de elevación del terreno en una región geográfica determinada. Básicamente es una malla de celdas cuadradas; a cada celda se le asigna una elevación representativa del área que es cubierta de la celda. Estas mallas también son conocidas como rasters y suelen presentarse en archivos de diferente formato. Los MDE junto con otras estructuras de datos vectoriales de puntos, líneas y polígonos, se pueden utilizar para resolver problemas de recursos hidráulicos. Dentro de los Sistemas de Información Geográfica (SIG) suelen utilizarse representaciones de la realidad, llamadas modelos de datos, que están orientadas a resolver un tipo particular de problemas.

Un modelo que se ha vuelto estándar en la solución de problemas de recursos hidráulicos es el ArcGIS, que es conceptualmente, una combinación de objetos geográficos (como líneas que representan corrientes o polígonos que representan subcuencas) enriquecida con una base de datos que permiten definir relaciones entre objetos, topologías (propiedades del medio geográfico que permanecen invariantes ante ciertas transformaciones, como doblar o estirar) y redes geométricas.

Los procedimientos que se explican adelante fueron implementos en las herramientas ArcGIS, un juego de herramientas informáticas asociadas al modelo ArcHydro (ESRI, 2007) y son sólo una muestra de lo que se puede hacer a partir de los MDE.

Los MDE se pueden obtener en medios de almacenamiento ópticos o mediante la descarga de archivos en sitios web especializados. Los MDE deben tener un tamaño de celda adecuado, si la celda es demasiado grande, los resultados podrían resultar inútiles, pues no darían una resolución adecuada. En el caso del territorio peruano los MDE pueden obtenerse a partir de curvas de nivel proporcionadas por el Instituto Geográfico Nacional del Perú.

Una vez adquirido el MDE de la cuenca por procesar debe ser alimentado en una aplicación informática que sirva para manipularlo, como el programa ArcMap del paquete ArcGIS Desktop de la casa ESRI. La primera parte del proceso es hacer la proyección de los datos, originalmente, los MDE están en coordenadas geográficas; esto es, en grados, minutos, y segundos, y debe ser proyectados aun plano para que cada punto tenga coordenadas lineales en metros.

Antes de procesar el MDE original se deben hacer análisis topográficos para asegurar que las elevaciones extraídas sean correctas. Dos procesos que usualmente se aplican en el MDE original, después de los análisis topográficos, son el reacondicionamiento del terreno y la construcción de muros. El primer proceso modifica el MDE imponiéndole características lineales contenidas en una clase de elementos formada por el sistema de corrientes que drena la región analizada. Una clase de elementos, conocida en inglés como *Feature class*, es un conjunto de datos geográficos representados en un solo sistema de coordenadas, con estructuras geométricas del mismo tipo (como puntos, líneas o polígonos) y almacenados en una base de datos. La idea es que el MDE debe tener elevaciones que reflejan claramente la presencia de los cauces. El segundo proceso construye los muros. La idea es limitar o modificar el área de drenaje del raster en bruto estudiado, tomando en cuenta características del terreno que no estaba reflejada en ese raster, pero que si fueron identificadas mediante otra técnica complementaria.

Después del reacondicionamiento del terreno y la construcción de muros se deben llenar los huecos que pudiera tener el MDE. Los huecos definen partes del terreno que no tiene salida y que pueden llenarse de agua después de una tormenta intensa formándose charcos o almacenamientos mayores. Los huecos pueden estar formados por una sola celda o por múltiples celdas rodeadas de celdas cuya elevación es mayor a la que tiene la celda o celdas dentro del hueco. El llenado de los huecos es una operación que necesita ejecutarse con cuidado. El MDE no deberá tener depresiones interiores, lo que provocará que todo el escurrimiento del MDE alcance sus límites. En la mayoría de los casos esto es correcto pues las depresiones suele ser defectos del MDE. Sin embargo, en otros no es correcto, tal como cuando existen embalses en el interior del MDE.

El siguiente paso del proceso es la obtención de las direcciones del flujo de cada una de las celdas de raster producido por la operación de llenado de los hoyos. Cada celda del raster de direcciones de flujo tiene asignado un valor de ocho posibles valores que indican la dirección de la pendiente máxima desde esta celda.

Siendo las celdas cuadradas, de lado de longitud  $L$ , la longitud de flujo entre los centros de las celdas puede considerarse  $L$  en las direcciones horizontal y vertical y  $\sqrt{2} * l$  en las direcciones inclinadas. Se identifica la pendiente máxima y su dirección, la cual se le asigna a la celda actual. El proceso se repite para todas las celdas.

Después de determinar la dirección de flujo, es necesario hacer la acumulación del flujo. A partir de la malla de dirección de flujo se calcula la malla de acumulación de flujo. Esta malla contiene el número de celdas que están descargando en una celda, para cada celda de la malla de dirección de flujo.

Una vez que se ha definido la malla de acumulación de flujo; se debe definir la malla de las corrientes. Esta operación parte de una malla de acumulación de flujo y crea una malla de corrientes para un umbral definido por el analista. El umbral define el comienzo de una corriente cuando se ha alcanzado su valor. Por ejemplo, si el umbral es de 100 celdas, las corrientes se originan a partir de celdas que tengan 100 celdas aguas arriba. El umbral se puede definir como un número de celdas o por una área de drenaje en kilómetros cuadrados. Se recomienda un umbral igual a 1% del número de celdas de la malla. En el caso de MDE grandes (con más de 20 millones de celdas), el tamaño del umbral puede incrementarse para reducir la red de drenaje y el número de polígonos que definen subcuencas (ESRI 2007). A la malla de corrientes se le puede asignar un solo valor, convencionalmente se utiliza el uno, que se le asigna a la celdas que tienen un flujo acumulado igual al del umbral utilizado o más. A las demás celdas se les asigna No Data.

Una vez que las corrientes que forman la red de drenaje han sido identificadas es necesario asignarle un número a cada segmento. Existen dos tipos de segmento, segmentos iniciales y segmentos intermedios. Un segmento intermedio está entre dos uniones de otros segmentos. Esta operación crea una malla de segmentos de corrientes en la que cada segmento tiene una identificación única y todas sus celdas tienen el mismo código que se ha especificado para ese segmento. Los datos de esta operación son las mallas de dirección de flujo y de corrientes.

En el siguiente paso de proceso de la malla de subcuencas es transformada en una clase de elementos de polígonos de subcuenca. En esta operación, las celdas adyacentes de la malla de subcuencas que tiene el mismo código de malla son combinadas en una sola área, cuya frontera es vectorizada; esto es convertida en un polígono, otra transformación importante para el procesamiento posterior es la de la malla de segmentos de corriente en una clase de elementos de línea de corriente en la que cada línea lleva el identificador de la subcuenca en la cual reside.

Las clases de elementos de subcuencas y líneas de corriente que se han definido corresponden al umbral que el analista eligió. Es probable que ninguna salida de esa subcuenca coincida con la salida exacta de una cuenca en esa, lo que hará necesario volver a trazar la cuenca a partir de la salida exacta. Este trazo, sin embargo, se basará en los resultados obtenidos anteriormente. Finalmente, las medidas y disposición de las subcuencas y las líneas de corriente de la cuenca permitirán determinar los valores de los parámetros geomorfológicos presentados en secciones anteriores.

## 2.6 Pronóstico Meteorológico.

### 2.6.1 Métodos de Pronósticos.

Actualmente existen diferentes métodos para realizar un pronóstico. El método que un pronosticador utilice depende básicamente de su experiencia, de la cantidad de información disponible, del nivel de dificultad que presenta la situación y del grado de exactitud o confianza necesaria en el pronóstico.

- **El método de la persistencia (Hoy es igual que mañana).**- Es la manera más simple de hacer un pronóstico, este método asume que las condiciones atmosféricas no cambiarán en el tiempo. Por ejemplo, si hoy es un día soleado con 20° C, por éste método se asume que mañana será soleado y con 20° C, también, si 2mm de precipitación cayeron hoy, se asume que 2mm caerán mañana.

Este método trabaja bien cuando los patrones atmosféricos cambian poco y los sistemas en los mapas del tiempo se mueven muy lentamente. Este método trabaja bien para pronósticos de temperatura en Lima, dónde este parámetro varía muy poco. Por lo tanto, si las condiciones cambian significativamente de un día a otro, el método de persistencia falla y no es el mejor método para pronosticar.

- **El método de la tendencia (Usando matemáticas).**- El método involucra el cálculo de la velocidad de centros de altas y bajas presiones, frentes, áreas de nubes y precipitación. Usando esta información el pronosticador puede predecir donde se espera estas características en un tiempo futuro. Por ejemplo, si se observa un sistema de tormentas a 1000km, moviéndose a una velocidad de 250 km por día, usando el método de tendencia se puede predecir que este sistema llegará en cuatro días.

El uso de este método para predecir dentro de un lapso corto es conocido como **“Nowcasting”** y es frecuentemente usado para predecir precipitación. Por ejemplo, si hay una línea de tormentas a 60 km al oeste de nuestra posición y moviéndose en dirección sureste a 30 km por hora, podríamos predecir que éste llegará en dos horas. El método de la tendencia trabaja bien con sistemas que se mueven en la misma dirección y a la misma velocidad por un largo periodo. Si los sistemas aceleran, desaceleran, cambian de intensidad o dirección, este método no trabajará bien.

- **El método climatológico.**- Este método es otra forma simple de realizar un pronóstico. Este método involucra el uso de promedios estadísticos de las variables atmosféricas, acumulados de muchos años. Por ejemplo si se quiere predecir cómo estará el tiempo para un 28 de julio en Lima, se podrían usar datos promediados de los registros de todos los 28 de julio de varios años, conocidos como “normales” (diarias), y usar esta información para pronosticar este día.

Si esos promedios computaron 19° C y 0.00mm de lluvia en Lima, entonces por este

método se pronosticarán 19° C y 0.00mm de lluvia para este día.

El método climatológico trabajará bien mientras que los patrones climatológicos sean similares para la fecha escogida, pero si los patrones son diferentes (se tiene un comportamiento anómalo en la fecha escogida) este método fallará.

- **El método analógico.**- Este método es algo complicado. Supone examinar el escenario del pronóstico actual y recordar un día en el pasado en el cual el escenario meteorológico fue muy similar (un análogo). El pronosticador podría predecir que el tiempo en este pronóstico será muy similar al ocurrido en el pasado.

Por ejemplo, si observamos que hoy es un día caluroso y un frente frío se está aproximando. Ud. recuerda que la semana anterior tuvo un día caluroso y un frente frío se está aproximándose, la cual arrojó unas fuertes tormentas que se desarrollaron en la tarde. Por lo tanto, se podría predecir que el actual frente arrojará unas fuertes tormentas en la tarde de hoy.

Este método es muy difícil debido a que es virtualmente imposible encontrar un análogo perfecto, varias características del tiempo raramente se repiten en el mismo lugar, donde ellos fueron anteriormente observados, aún más, pequeñas diferencias entre el tiempo actual y el análogo, pueden conducir a resultados muy diferentes al esperado. Aunque, si se archivan muchas condiciones meteorológicas, existen mejores posibilidades de encontrar un análogo, por lo que las condiciones de pronosticar con este método mejoraría.

## 2.6.2 Predicción Numérica hidrometeorológica en el Senamhi.

SENAMHI cuenta desde fines del año 2000, con el Centro de Predicción Numérica - CPN, oficina encargada de desarrollar modelos numéricos para el pronóstico del tiempo, el clima y la hidrología de nuestro país, colocándose al nivel de los servicios meteorológicos más modernos del mundo. Este centro nace en el marco del proyecto "Mejoramiento de la Capacidad de Pronóstico y Evaluación del Fenómeno del Niño y Mitigación de desastres en el Perú" financiado por el Banco Mundial. Con ello se pretende contar con herramientas objetivas y útiles al momento de realizar el análisis para el pronóstico y consecuentemente prevenirnos de eventos extremos tales como el fenómeno El Niño.

El mejoramiento tecnológico brindado por dicho proyecto, ha permitido al SENAMHI incrementar su número de estaciones de trabajo con plataformas UNIX, en las cuales se ejecutan el procesamiento de datos y la generación de información realizada por los modelos numéricos usados en el CPN.

El CPN agrupa los modelos en tres áreas básicas: Modelos de tiempo, modelos climáticos y modelos hidrológicos. Todos ellos con el objetivo común de detectar en corto, mediano

y largo plazo condiciones atmosféricas que evidencien la presencia de un evento como el Fenómeno El Niño en nuestro país, permitiendo pronosticar donde y con qué intensidad se presentarían las lluvias más fuertes, o detectando zonas potencialmente inundables ante el incremento de los caudales de los principales ríos peruanos. Los productos de los modelos numéricos tienen además una amplia variedad de aplicación de gran confiabilidad y utilidad en la planificación en las áreas de agricultura, transporte, comercio, etc.

### 2.6.3 Modelo ETA-SENAMHI.

El modelo ETA, es un modelo hidrostático de área limitada, cuya característica más destacada es el empleo de la coordenada vertical "ETA" ( $\eta$ ) que es una generalización de la coordenada sigma (Mesinger, 1984). El uso de esta coordenada permite reducir los errores en los cálculos de la fuerza de gradiente de presión, advección y difusión horizontal sobre topografías irregulares y de gran pendiente como la Cordillera de los Andes ya que sus superficies cuasi-horizontales así lo avalan. (SENAMHI [32], 2009)

La implementación del modelo ETA en el SENAMHI, se da en marzo de 1999, actualmente este modelo está corriendo operacionalmente una vez al día, desde julio del 2000 para dos resoluciones horizontales: 25km en el dominio del Perú y 48km, en el dominio de Sudamérica, utilizando las salidas de los modelos americanos de aviación (AVN) y WAFS como condiciones iniciales y de frontera.

### 2.6.4 El Modelo WRF.

El modelo WRF (Weather Research and Forecasting), es un sistema de simulación y predicción numérica del tiempo atmosférico diseñado con fines de investigación y aplicaciones operacionales. WRF es admitido como una herramienta común entre el mundo científico y el mundo operacional, permitiendo estrechar los vínculos e intercambio de información entre ambos actores (Skamarock et al., 2008).

WRF es un modelo que cuenta con múltiples núcleos dinámicos, un sistema de asimilación variacional de datos en 3 dimensiones (3DVAR) y una arquitectura de software que permite el paralelismo computacional y la flexibilidad en la extensión del sistema. Además, es adecuado para un amplio espectro de aplicaciones a través de escalas espaciales que van desde metros hasta miles de kilómetros (NCAR, 2009).

### 2.6.5 El Modelo Sacramento-HFS.

Es un sistema de pronóstico Hidrológico, adaptado del "Hydrological Forecasting System" (HFS) utilizado en EEUU por la National Weather Service. Este modelo está operando y genera caudal diario y máximos instantáneos pronosticados con una anticipación de hasta 5 días para la cuenca de río Rímac en Lima. También, se ha implementado para el río de Piura en norte del Perú. Este modelo utiliza como datos de entrada el pronóstico de lluvias producidos por el modelo operacional ETA/SENAMHI.

Los resultados se publican diariamente en el página Web de SENMAHI y se integran al modelo hidráulico en HEC RAS (Hydrologic Engineering Corps Center of the USA) para el pronóstico de áreas inundables.

## **2.7 Pronostico de crecidas.**

### **2.7.1 Predicción hidrológica.**

Una predicción hidrológica es la estimación del estado futuro de los fenómenos hidrológicos. La necesidad de estas predicciones, aumenta con la expansión rural y urbana de la población en zonas consideradas de alto riesgo, como en las riberas de los ríos, que en algunos casos son caudalosos y que ante un evento extremo podría generar pérdidas económicas y peor aún pérdida de vidas humanas. Por ello, las predicciones hidrológicas son esenciales para la mitigación de los desastres naturales como inundaciones, desbordes o sequías.

#### **Características de las predicciones.**

Las predicciones y los avisos hidrológicos, se emiten por diversas razones: desde eventos de corto plazo, como crecidas repentinas, hasta perspectivas estacionales relativas al aporte hídrico potencial para el riego, la producción de energía o la navegación tierra adentro. Las técnicas de predicción abarcan uso de fórmulas empíricas simples o de correlaciones, con el uso de complejos modelos matemáticos que representan todas las fases del balance hídrico de la cuenca de un río. (Organización Meteorológica Mundial [22],1994).

El cálculo de las magnitudes de los elementos específicos de un régimen hidrológico, para un tiempo dado en el futuro, es lo que diferencia las predicciones hidrológicas de los cálculos estadísticos, que sirven al hidrólogo para evaluar únicamente la probabilidad esperada de los elementos. (Organización Meteorológica Mundial [22],1994).

#### **Efectividad de las predicciones hidrológicas.**

Las predicciones hidrológicas son necesarias para la regulación racional de la escorrentía, la utilización de la energía fluvial, la navegación tierra adentro, el riego (especialmente en regiones áridas), el abastecimiento de agua y la gestión de la calidad del agua. Las predicciones son también de gran importancia para hacer frente a fenómenos peligrosos que se pueden producir en la corriente de un río. Como consecuencia de los avisos previos de crecidas, se pueden tomar las medidas necesarias para prevenir pérdida de vidas y daños materiales, de modo que puedan reducirse al mínimo los trastornos y la destrucción

*originadas por estas calamidades.*(Organización Metereológica Mundial [22],1994).

### **Exactitud y oportunidad.**

*El valor de una predicción hidrológica depende en gran medida de su exactitud, cuyos requisitos deben ser obviamente adecuados al uso de la predicción. Sin embargo, la exactitud tiene que ser considerada junto con la oportunidad de la predicción. Los criterios para evaluar una predicción deben ser teóricamente considerar la exactitud y oportunidad. Estas a su vez, dependen de la fiabilidad y la cantidad de la información hidrológica y meteorológica, la rapidez con la cual se proporciona la información al centro de predicción, el tiempo de respuesta de la cuenca, el tiempo de método de predicción o modelo que puede ser usado y el tiempo que toma para difundir la predicción a los usuarios.*(Organización Metereológica Mundial [22],1994).

*Los errores de medición, los límites del modelo y la variabilidad natural de las entradas meteorológicas a los sistemas hidrológicos son las causas de la incertidumbre en las predicciones hidrológicas. Existen métodos para:*(Organización Metereológica Mundial [22],1994).

- *Evaluar la exactitud de la incertidumbre hidrológica;*
- *Cuantificar la variabilidad hidrológica natural de las entradas meteorológicas a los sistemas hidrológicos, teniendo en cuenta las distribuciones de probabilidad o los procesos estocásticos;*
- *Evaluar empíricamente la exactitud de los modelos hidrológicos al comparar los resultados obtenidos con los datos observados.*

*Basándose en estos métodos, el pronosticador debe estimar el error total y proporcionar la información al usuario. Sin embargo, el mayor beneficio de esta evaluación es para el propio pronosticador por las posibles mejoras que puedan sugerir en los procedimientos de la predicción. Las predicciones de probabilidad también son útiles para ciertos usuarios, pues les permiten valorar los riesgos asociados a las decisiones que pueden tomar en respuesta a una predicción. Las predicciones cuantitativas de predicción (PCP) dependen de las predicciones de probabilidad.*

*La incertidumbre en la estimación de condiciones futuras, especialmente la existencia de predicción, es la fuente primaria de incertidumbre en las predicciones hidrológicas. Se están desarrollando nuevas técnicas para hacer el máximo uso de datos de todas las fuentes, por ejemplo radar, satélite observaciones y predicciones meteorológicas y mediciones en superficie.*

### **Costo y beneficio de las predicciones hidrológicas.**

*La determinación de los beneficios y costo de las aplicaciones de predicción, es similar a la aplicada a la planificación y el diseño. Los factores que deben tenerse en cuenta al valorar los beneficios son:*

- *En caso de una predicción de crecida, el alcance del daño que se puede evitar en situaciones privadas, comerciales, industriales y agrícolas;*
- *El alcance de los ahorros que se pueden realizar efectivamente en la agricultura, la industria o el comercio gracias a las diversas predicciones hidrológicas;*
- *La determinación de los beneficios totales, materiales e inmateriales, de una región.*

*Además, al pronosticar, se debe considerar el efecto de la inexactitud en la predicción, en la reacción y la confianza del usuario en un periodo prolongado de tiempo. Cuando se comparan varias estrategias de predicción se debe considerar el efecto de las ventajas de tiempo relativo en diferentes esquemas de predicción.*

*Dicha evaluación, constituye un importante proyecto y como las predicciones hidrológicas son relativamente baratas, rara vez sucede que los costos excedan los beneficios. Los equipos de expertos hidrólogos y economistas deben considerar los posibles beneficios en diferentes sectores de actividades, como la industria y agricultura. Un ejemplo relativo a esta decisión son los proyectos de centrales hidroeléctricas de varios tipos (hidroeléctricas, térmicas, etc.). Las predicciones hidrológicas se pueden utilizar para determinar la proporción relativa del tipo de central que se utilizará en un momento particular. En vista de su complejidad, cualquier decisión para llevar a cabo una investigación costo-beneficio para un sistema de predicción hidrológica debe estudiarse con sumo cuidado antes de comenzar. Si se toma la decisión de realizar la investigación, la evaluación de los beneficios monetarios de un servicio de predicción de crecida puede utilizar los siguientes métodos gráficos:*

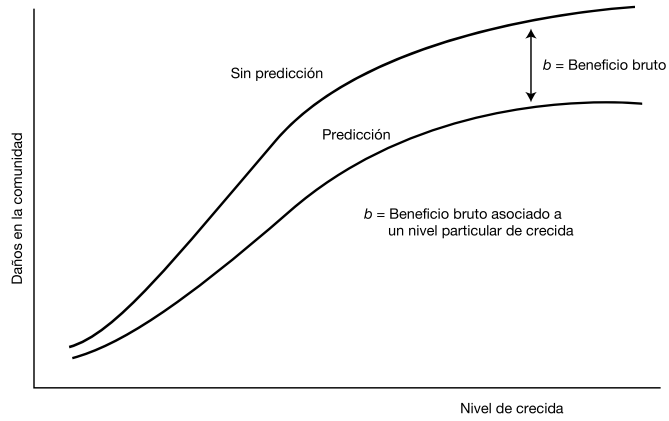
- *Curva de relación nivel de crecida - daño;*
- *Curva de relación nivel de crecida - probabilidad;*
- *Curva de relación beneficio bruto - probabilidad*

*Se pueden preparar diagramas análogos para otros tipos de predicciones hidrológicas. Este enfoque puede usarse para una sola comunidad, una zona cercana a un río o un servicio de predicción regional completo.*

### **Predicciones de Crecidas.**

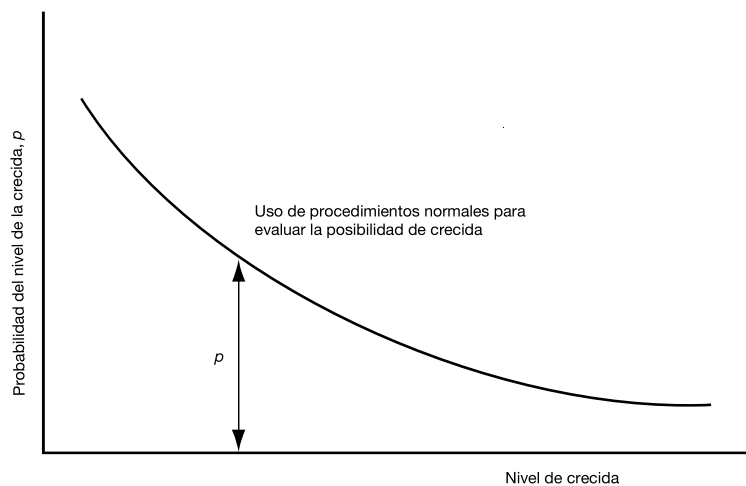
*La emisión de avisos y predicciones de crecidas es la razón más corriente para el establecimiento de los servicios de predicción hidrológica. Esto es obvio porque las creci-*

**Figura N° 2.15:**  
Gráfico Nivel de Crecida - Daño.



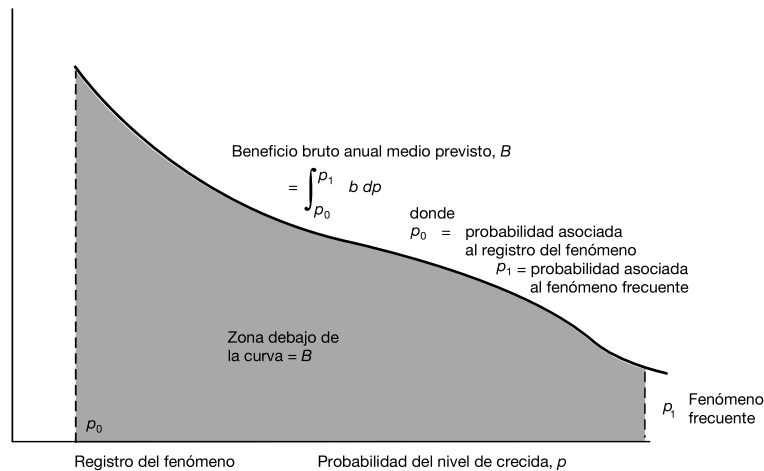
Fuente: *Organización Metereológica Mundial [22]*.

**Figura N° 2.16:**  
Gráfico Nivel de Crecida - Probabilidad.



Fuente: *Organización Metereológica Mundial [22]*.

**Figura N° 2.17:**  
Gráfico Relación beneficio bruto - probabilidad.



Fuente: *Organización Meteorológica Mundial [22]*.

das constituyen quizá los fenómenos hidrológicos más peligrosos, que ocasionan considerables pérdidas de vidas humanas y grandes daños a la propiedad, cada año alrededor del mundo. (Organización Meteorológica Mundial [22], 1994)

La selección de un método adecuado de predicción de crecidas depende de:

- El tipo de crecida;
- El grado de desarrollo de los servicios de predicción, es decir, la red de observación, de los servicios de telecomunicación y procesamiento de datos;
- La extensión y la calidad de los registros de datos;
- La disponibilidad de personal capacitado.

Generalmente, se requiere una predicción de los siguientes parámetros de crecida:

- Altura y flujo del río, sus valores máximos y sus cambios en el tiempo (el hidrograma), incluido el momento en que el río alcanza el nivel de inundación, la hora de ocurrencia de la altura/ caudal máximo, su duración y también si se excederá el nivel de alerta y cuando;
- El volumen total de la onda de avenida;
- Velocidad de propagación de la onda-coronación a lo largo del canal del río y su impacto y la coincidencia de la crecida de caudales tributarios;
- Extensión del área de inundación, su variación en el espacio y el tiempo;
- Influencia del fenómeno del hielo sobre la propagación de la onda de avenida y la posibilidad de que se formen barreras de hielo;

- *Influencia de la marea de tormenta, escombros flotantes, embalses u operaciones de compuerta sobre propagación de las ondas de avenida.*

*Para las crecidas más comunes que resultan de fuertes lluvias, se pueden aplicar las siguientes técnicas de predicción:*

- *Correlación;*
- *índice de Humedad;*
- *Relación altura - coronación;*
- *Estimación del caudal como una función de la capacidad del cauce;*
- *Modelos conceptuales;*
- *Tránsito o propagación del río.*

*Las técnicas de propagación dinámica, que proporcionan las soluciones a la serie completa de ecuaciones dinámicas, requieren de medios informáticos de alta velocidad con considerable memoria para producir una predicción a tiempo. Otras técnicas requerirían medios de cálculo menos poderosos. Sin embargo, muchos de los métodos de predicción hidrológica, por ejemplo índices, correlaciones, cálculos de medias, totales y estadísticas típicas, pueden realizarse sin computadoras. Los cálculos pueden acelerarse mediante gráficos auxiliares y monogramas preparados con anterioridad para los cálculos de predicción que más se necesitan.*

### **Crecida repentina.**

**Generalidades.** *En cuencas fluviales pequeñas, con una rápida respuesta, es decir con un tiempo de concentración de menos de seis horas, una lluvia intensa puede crear una crecida repentina. Estas crecidas evolucionan tan rápidamente que pueden sorprender a los residentes de la zona de inundación. En general, en estas situaciones, los procedimientos de predicción de crecidas usados en corrientes de agua más grandes, no pueden llevarse a cabo lo suficientemente rápido para poder suministrar una predicción con suficiente tiempo de antelación. Además, la estimación de la inundación es muy difícil debido a la alta variabilidad espacial y temporal de las lluvias intensas que causan las crecidas repentinas. (Organización Meteorológica Mundial [22], 1994)*

*Las crecidas repentinas han sido el tema de muchos simposios, como el simposio internacional llevado a cabo por la AICH/UNESCO/OMM y la Sociedad Meteorológica Americana.*

*El uso del radar y los satélites, asociado con la verificación en tierra, ofrecen la mejor oportunidad para efectuar con exactitud suficientes predicciones de lluvia y evaluaciones de*

*distribución espacial.*

*No existe ninguna panacea para pronosticar las crecidas repentinas porque el problema es específico para cada lugar. Las alertas de crecidas repentinas pueden considerarse como una combinación de tres enfoques diferentes o una calibración de esos enfoques:*

- *programas de predicción autónomos;*
- *sistemas de alarma de crecidas repentinas;*
- *vigilancia y avisos generalizados.*

**Programas de predicción.** *Los sistemas autónomos de alerta de crecidas repentinas están a cargo de la comunidad local, con lo cual se evitan retrasos en la recolección de datos y en la difusión de las predicciones. Un coordinador local de alertas de inundación, debidamente formado, prepara las alertas de crecidas repentinas basándose en procedimientos o modelos preparados por las autoridades nacionales de predicción. Los procedimientos se emplean cuando los datos en tiempo real y/o las predicciones de lluvia indican una posible inundación. Las ecuaciones de regresión múltiple proporcionan una técnica de predicción de crecidas repentinas que es muy fácil de utilizar. Este procedimiento sirve para una gama de diferentes condiciones productoras de inundación: lluvia, humedad del suelo y temperatura. La Oficina de las Naciones Unidas para el Socorro en Casos de Desastre, ofrece un ejemplo de una simple tabla de documentación sobre crecidas utilizadas para elaborar una predicción.*

*La creciente disponibilidad de microprocesadores conducirá a un incremento en la tendencia a automatizar la mayor parte de las series de datos y el procesamiento que se necesita para producir los avisos de crecidas repentinas. Los sensores automáticos de lluvia y de nivel pueden estar conectados por telemetría directamente a la computadora que controla el sistema de recolección de datos, calcular el potencial de crecida o una predicción de crecida y aún más, dar la alarma. Esas computadoras también permiten utilizar versiones simplificadas de los modelos conceptuales de flujo fluvial en lugar de técnicas sencillas que son adaptadas a los cálculos manuales. El elemento que plantea más problemas en un sistema autónomo es la participación activa de la comunidad en la planificación y la educación del público para recibir y actuar inmediatamente cuando reciban los avisos de crecidas repentinas.*

**Sistemas de alarma.** *Un sistema de alarma de crecidas repentinas es una versión automatizada de un sistema autónomo del programa de avisos. Un sensor de nivel se instala aguas arriba del área de predicción y se enlaza por teléfono o radio a un punto de recepción en la comunidad, por ejemplo la estación de bomberos o de policía que funciona las 24 horas del día. Este punto de recepción posee una alarma interna visual y sonora, con contactos que accionan la alarma externa. La alarma se activa cuando la corriente de agua en el sensor alcanza la altura crítica preestablecida. Es posible también utilizar este sistema*

con varios pluviómetros. Sin embargo, es mucho más difícil determinar el valor crítico de la lluvia que el valor del nivel del río porque ello supone el uso de algunos medios de convertir la lluvia intensa en alturas de crecidas repentinas.

**Vigilancia y avisos.** Cuando no se puede utilizar ninguno de los dos primeros métodos (usualmente donde no existen corrientes de agua bien definidos), se dan avisos mucho más generalizados. En algunos países, si se observan o se pronostican condiciones meteorológicas que podrían originar precipitaciones intensas en una región, se emite por radio y/o por televisión una vigilancia. Esto alerta a los residentes de la zona, donde la lluvia podría producir inundaciones.

Si se informa sobre la existencia de una lluvia capaz de producir una crecida, la vigilancia es seguida por un aviso, a fin de que los residentes de la zona amenazada tomen las precauciones necesarias contra la inundación.

**Crecidas repentinas y calidad del agua.** Las crecidas repentinas, en particular, pueden tener una fuerte influencia en la calidad del agua, y esto es de una importancia particular en cuencas de abastecimiento de agua. Una crecida repentina aguas arriba de un vertedero donde se extrae agua para una planta de tratamiento, puede ocasionar una alta carga de sedimento y residuos que, si es prevista, pueden ser más fácilmente controlada en la planta de tratamiento.

Asimismo, hay un riesgo considerable de destrucción de las instalaciones de tratamiento y de distribución del agua (excavación de tubos, presión acumulada en las cloacas, así como la contaminación del sistema de aguas subterráneas por aceite o sustancias tóxicas).

**Inundaciones en Áreas urbanas.** Las inundaciones urbanas pueden ser de dos clases distintas. Primero, las áreas urbanas pueden ser inundadas por ríos que desbordan sus márgenes. La predicción de las áreas de inundación se lleva a cabo por la predicción específica del nivel del río. Segundo, las inundaciones en zonas urbanas pueden ocurrir como un caso especial de crecidas repentinas. En este caso, las lluvias intensas sobre el área urbana pueden causar inundación en las calles y propiedades que se encuentran en zonas bajas o en áreas construidas en antiguos cursos de agua, pasajes subterráneos, depresiones en carretera, etc. Estas inundaciones, se deben sobre todo a una infraestructura inadecuada para el drenaje de tormenta y son agravadas por los residuos que obstruyen las entradas de las tuberías y canales o los desagües de los embalses de retención. (Organización Meteorológica Mundial [22], 1994)

Se pueden emplear también los sistemas de alerta de inundación similares a los de crecidas repentinas; sin embargo, serán en general, los sistemas de aviso de crecida repentina

o avisos generalizados, por que las zonas de interés a menudo no son lo suficientemente grandes como para poder determinar la escorrentía a partir de la lluvia en el tiempo requerido. En las calzadas propensas a inundación, se puede alertar al tránsito usando luces que son activadas de la misma forma que en el sistema de alarma de crecidas repentinas. Las inundaciones urbanas usualmente afectan los sistemas de alcantarillado, aún cuando las aguas residuales y las aguas pluviales son evacuadas en sistemas de canalización separados. Las predicciones de las escorrentías en zonas urbanas sirven para el tratamiento de aguas negras y aguas de inundación contaminadas en los sistemas combinados.

El problema opuesto es el alto nivel de contaminación que acompaña la escorrentía urbana. Como éste finalmente llega a los cursos de agua naturales, aumenta la contaminación con todos los problemas que plantea a los usuarios aguas abajo. La predicción de esa carga de contaminación depende de la predicción de la escorrentía de la inundación en zona urbana.

**Rotura de presas.** Las crecidas repentinas catastróficas resultan cuando una presa se rompe (artificial o natural, formada por paredes de hielo o por residuos atascados, etc.), y por la abertura de la presa, el caudal efluente inunda el valle aguas abajo. Con frecuencia, el caudal efluente, producto del rompimiento de la presa, es muchas veces mayor que cualquier inundación previa. Se sabe poco de las formas de fallas de las presas naturales o artificiales. Por consiguiente, la predicción del rompimiento de una presa por inundación casi siempre está limitada a ciertos casos cuando realmente se observa la rotura de la presa. Se pueden asumir diferentes modos de rotura o falla para hacer los cálculos de planificación, especialmente cuando se hacen estudios de desarrollo de la zona aguas abajo, con respecto a la distribución en zonas y a los planes de posible evacuación. (Organización Metereológica Mundial [22], 1994)

Los primeros estudios clásicos de este problema asumieron la destrucción instantánea de la presa, simplificando las condiciones aguas abajo. Más recientemente, los ingenieros han tratado de atacar el problema al asumir un hidrograma con un caudal efluente de forma triangular, basado en la ecuación de Schocklitsch o una ecuación similar de flujo máximo es decir:

$$Q_m = \frac{8}{27} \sqrt{g W_d Y_o^{3/2}} \quad (2.75)$$

donde  $g$  es la aceleración debido a la gravedad,  $W_d$  el ancho de la abertura, y  $Y_o$  la altura del agua detrás de la presa. Al usar la ecuación 2.75 y un coeficiente de recesión empírica, se simula la propagación del hidrograma sintetizado por el valle aguas abajo por un método de propagación hidrológica, como el método modificado de Puls. Ejemplos de esta aplicación figuran en la publicación *Proceedings of Dambreak Flood Routing Model*

*Workshop. En esta publicación, un enfoque más realista utiliza las técnicas de propagación dinámica (sección 34.2) para simular la propagación de la onda de evolución rápida y relativamente grande. Se tiene en cuenta explícitamente a presas situadas aguas abajo, almacenamiento sobre las márgenes, terraplenes de carreteras aguas abajo y pérdidas de caudal por expansión y contracción.*

*Como el tiempo es esencial en la predicción en tiempo real de la inundación por rompimiento de presa, las técnicas operacionales deben obtenerse con un sistema de cálculo eficaz. Sin embargo, resulta más importante tener en cuenta las necesidades de datos para poner en práctica la técnica de predicción. Si se debe usar la propagación dinámica, se hará todo lo necesario para minimizar la cantidad de datos de secciones transversales que se necesiten en la fase de propagación de la predicción, de manera que todos los datos y archivos de programas estén disponibles tan pronto como sea necesario.*

### **Marea de tormenta en los ríos.**

*Las mareas de tormenta en mar abierto se producen por el viento y la presión atmosférica, y pueden generar ondas de gravedad que se propagan aguas arriba en los ríos de la región marítima afectada. Como el movimiento aguas arriba de la onda de gravedad es opuesto al flujo aguas abajo, la propagación de la marea de tormenta aguas arriba se puede lograr mejor con técnicas de propagación dinámica. Las técnicas de propagación hidráulica o las de propagación cinética-hidráulica no convienen para la predicción de movimientos de onda que se propagan aguas arriba. Asimismo, los componentes de inercia de la onda de gravedad, ignorados en las técnicas de propagación hidrológica de difusión, son muy importantes como para no tenerlos en cuenta en el caso de una marea de tormenta.(Organización Meteorológica Mundial [22],1994)*

*Una lluvia intensa que cae tierra adentro, a veces está asociada con la propagación de una marea de tormenta en el río. Por consiguiente, la predicción de la marea de tormenta debe tener en cuenta la onda de gravedad dirigida aguas arriba (marea de tormenta) y la onda de gravedad aguas abajo (la onda de avenida). Las técnicas apropiadas para predecir el desarrollo y la propagación de la marea de tormenta en mar abierto, por ejemplo, el modelo SPLASH del Servicio Meteorológico Nacional de Estados Unidos y su propagación dentro de las bahías como lo presentó Overland en Estimation of Hurricane Storm Surge in Apalachicola Bay, Florida para determinar el oleaje en la desembocadura, desde donde se estudia su propagación aguas arriba por medio de una técnica adecuada de propagación dinámica. Una serie de artículos sobre el tema de río sujeto a la acción de mareas se incluye en la publicación de la UNESCO titulada International Workshop on Storm Surges, River Flow and Combined Effects.*

### **Predicción de abastecimiento de agua.**

*La predicción de abastecimiento de agua es un elemento esencial para la explotación del sistema de suministro de agua para uso doméstico, industrial, de riego e hidroeléctrico. Las predicciones comúnmente toman la forma de volúmenes de flujo para duraciones específicas, por ejemplo flujos anuales, estacionales o mensuales.*

*La duración depende del carácter de la demanda y del volumen de almacenamiento existente en el sistema. Como la predicción de abastecimiento de agua abarca un período de tiempo mucho mayor que el de las predicciones meteorológicas, siempre habrán errores inevitables debidos a los eventos climáticos que se producen durante el período de predicción. Por lo tanto, se recomienda que se emitan varios valores de predicción con probabilidades de ser excedidos. (Organización Meteorológica Mundial [22],1994)*

*La elección de la técnica de predicción está determinada por el carácter de la cuenca de drenaje, los datos disponibles y las necesidades de los usuarios de las predicciones.*

*Las predicciones de abastecimiento de agua se pueden hacer mediante tres técnicas básicas:*

- *predicciones de fusión de nieve*
- *modelos conceptuales; y*
- *análisis de series cronológicas.*

*Los métodos de fusión de nieve se usan en cuencas donde la escorrentía de la fusión de nieve predomina en el régimen de flujo. Normalmente, algunas mediciones del equivalente en agua de la nieve y de las pérdidas de la cuenca están relacionadas empíricamente con la escorrentía estacional total por medio de técnicas de regresión. Las mediciones satelitales de la cubierta de nieve se han relacionado al caudal, por ejemplo en el río Indus. En esta cuenca, donde los datos convencionales en tierra son muy escasos se obtuvieron resultados razonables.*

*Los métodos de fusión de nieve convienen primordialmente para las predicciones del volumen de escorrentía total y no describen la distribución temporal de la escorrentía. Sin embargo, usualmente, la distribución temporal del caudal máximo está relacionada al volumen de escorrentía, y una distribución temporal podría estimarse, por ejemplo por los métodos del hidrograma unitario.*

*Los modelos conceptuales se pueden usar para la predicción del abastecimiento de agua y se logran utilizando el modelo repetidamente, en un número de series cronológicas climáticas históricas. La salida de información se convierte en una gama de valores pronosticados a los cuales se les puede asignar probabilidades de excedencia.*

*Los modelos usados para las predicciones del abastecimiento de agua deben calibrarse a fin de minimizar las desviaciones de los volúmenes de esorrentía observados y simulados. Como las variaciones a corto plazo son de menor importancia, las estructuras de los modelos sencillos podrían dar resultados satisfactorios.*

*Los métodos basados en series cronológicas pueden ser útiles para las predicciones de abastecimiento de agua, donde el caudal es una medida válida del estado de la cuenca. Las relaciones de predicción son en general muy fáciles de aplicar. Los modelos de regresión en los que la esorrentía estacional se pronostica a partir de las variables hidrológicas y climáticas previas, se pueden considerar como un caso especial de la ecuación 44.2 de los métodos de series cronológicas.*

” *Todos somos unos genios. Pero si juzgas a un pez por su habilidad de escalar un árbol, vivirá su vida entera creyendo que es estúpido.*

— **Albert Einstein**

CAPÍTULO

# III

## MATERIALES Y MÉTODOS

*A lo largo del tiempo, numerosos eventos hidrometeorológicos extremos han afectado a las Comunidades del Distrito de Vinchos. Las crecidas asociadas a dichos eventos han provocado cuantiosos daños, los que ciertamente constituyen un retroceso para el desarrollo económico, social y humano de la región.*

### **3.1 Caracterización de la zona de estudio**

#### **3.1.1 Elección de la Cuenca**

*A lo largo del tiempo, numerosos eventos hidrometeorológicos extremos han afectado a las Comunidades del Distrito de Vinchos. Las crecidas asociadas a dichos eventos han provocado cuantiosos daños, los que ciertamente constituyen un retroceso para el desarrollo económico, social y humano de la región.*

*Las Zonas de Casacancha, San Lucas, San Luis de Picha y la Zona Urbana de Vinchos, ubicadas topográficamente en los alrededores de los márgenes del río de Vinchos, estas comunidades han sido duramente castigadas por este tipo de fenómeno anualmente ante las avenidas extremas que se presentan. Al realizar un resumen de los eventos producidos en las zonas mencionadas, permiten concluir con facilidad acerca del impacto negativo que tienen dichos fenómenos, cuyo daños se repiten de una década a otra: áreas agrícolas inundadas, destrucción de la infraestructura pública, pérdida de conectividad, anegamiento de poblaciones y pérdidas de vidas humanas.*

*Si bien las autoridades locales han tomado medidas de prevención, mediante la construcción de medios estructurales con el fin de dar una solución al problema de las inundaciones*

provocadas por el río Vinchos, no son suficientes para evitar los daños generados por dichos eventos. Un claro ejemplo de lo anterior, es la construcción de defensas ribereñas (enrocados, gaviones, muros de concreto, caballetes, entre otros), construidas en el último año; sin embargo, es necesario indicar que éstas estructuras se limitan a proteger las zonas más vulnerables de la zona, dejando sin defensa otras zonas de las riberas del río, también vulnerables, debido a que el presupuesto limita la intervención de más zonas de riesgo.

El 11 de enero del año 2014, la crecida extrema del río Vinchos, ocurrido aproximadamente a las 00:10 horas, producido por las intensas precipitaciones pluviales, ocasionaron inundaciones, provocando gran daño a los residentes en las riberas del río Vinchos, entre las cuales se puede indicar las comunidades de San Lucas, Arizona, San José de Mayobamba, San Luis de Picha y la Zona urbana de Vinchos, dejando familias damnificadas, inundaciones de áreas de cultivo, piscigranjas, y aprox. 200 m de carretera destruida, dejando incomunicados a las comunidades. (Página Web [26]).

En la Actualidad, La Municipalidad Distrital de Vinchos, en convenio con FONIPREL, ha ejecutado la construcción de defensas ribereñas a lo largo del río de mismo nombre, con el objeto de proteger las zonas más vulnerables ante eventos extremos; sin embargo, dichos trabajos no garantizan la seguridad de todas las zonas urbanas, vías de comunicación, establecimiento básicos, áreas de cultivo, etc., pues ante un evento de similar o superior intensidad, a la producida el 11 de enero del 2014, las precipitaciones pueden generar inundaciones debido al desborde del río, principalmente en zonas no consideradas en la ejecución del proyecto.

En la figura 3.1, se muestran algunas imágenes de la crecida del río Vinchos, ocurrida en enero del año 2014, mientras que en la tabla 3.1 se listan algunas crecidas importantes que ha presentado el río Vinchos en los últimos años.

En base a los antecedentes presentados anteriormente, es clara la conveniencia de contar con un modelo matemático para la zona de estudio, de tal modo que, sirva de base para un sistema de toma de decisiones frente a la ocurrencia de eventos hidrometeorológicos extremos. Además, la cuenca aportante a la zona Urbana de Vinchos, cuenta con condiciones topográficas y altimétricas similares a las de otras zonas donde se cuenta con estaciones meteorológicas y pluviométricas, y es lo suficientemente grande para justificar una modelación hidrológica de carácter distribuido.

En la figura 3.2 se muestra la ubicación del punto de control de la cuenca del río Vinchos, mientras que en la figura 3.3, se presenta un esquema con la ubicación de la cuenca del río Vinchos, cuyo punto de control para esta investigación será la estación Puente Casacancha, la cual se ubica aproximadamente en el kilómetro 289 de la carretera Vía Los Libertadores

**Figura N° 3.1:**

(a) Colapso de Viviendas, (b) Carreteras Colapsadas, (c) Áreas de cultivos afectadas, (d) Piscigranjas Inundadas.



Fuente: Páginas Web (Sector San Luis de Picha, San Lucas y zona urbana de Vinchos).

**Cuadro N° 3.1 :**

Resumen de mayores crecidas del río Vinchos durante los últimos años.

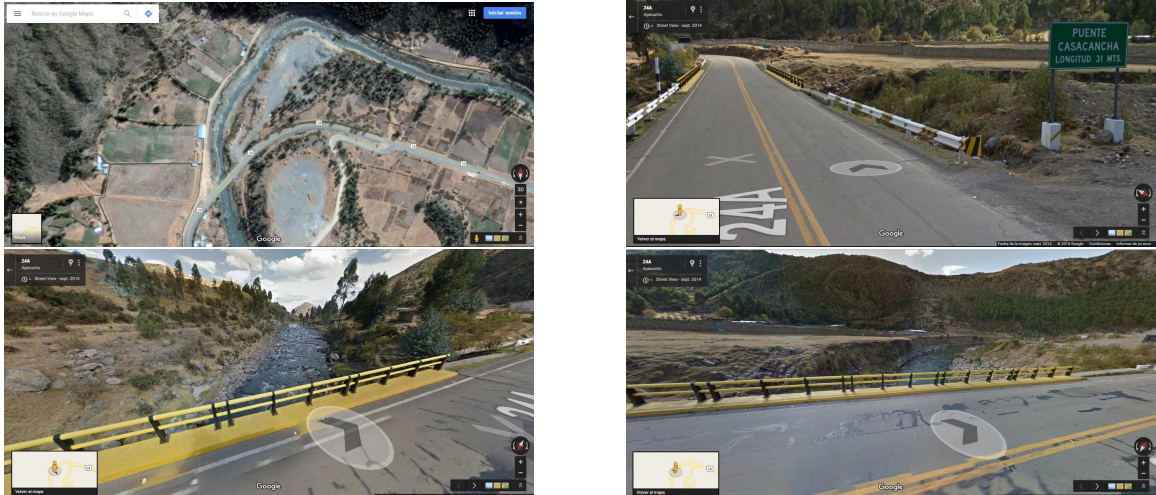
Año	Mes	Zonas Afectadas	Fuente
1994	Enero	Vinchos	Huellas máximas por comentarios de comuneros.
1995	Marzo	Vinchos	Huellas máximas por comentarios de comuneros.
1996	Marzo	San Luis de Picha	Estación Puente Casacancha, y Huellas máximas por comentarios de comuneros.
2000	Marzo	Arizona	Estación Puente Casacancha, Huellas máximas por comentarios de comuneros.
2014	Enero	Arizona, San Luis de Picha, Zona Urbana de Vinchos	Diarios Locales, regionales y Nacionales.

Fuente: Elaboración propia.

(Ruta Ayacucho - Lima).

**Figura N° 3.2:**

Estación Puente Casacancha, punto de control de la cuenca del río Vinchos.



Fuente: Google Maps

**Cuadro N° 3.2 :**

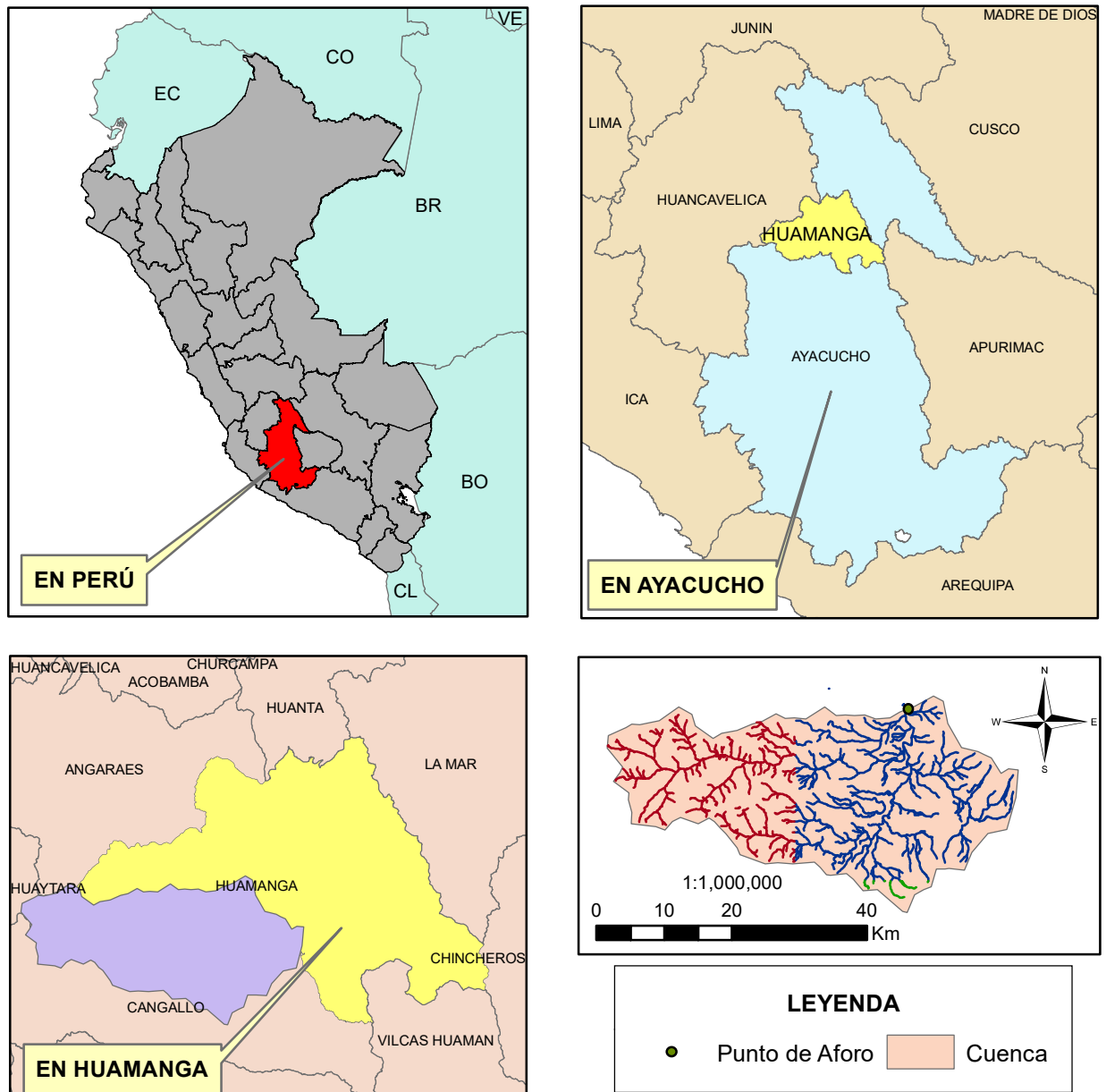
Resumen de Estaciones Pluviométricas y Meteorológicas en el Estudio.

N°	Estación	Altitud m.s.n.m.	Coordenadas UTM		Tipo de Estación	Fuente
			Este	Norte		
1	Allpachaca	3,600	579,161.62	8,519,416.47	Pluviométrica	SENAMHI
2	Huamanga	2,761	584,720.43	8,546,404.39	Pluviométrica	SENAMHI
3	Ayacucho	2,761	586,706.71	8,546,121.65	Pluviométrica	SENAMHI
4	La Quinoa	3,316	593,765.89	8,558,940.34	Meteorológica	SENAMHI
5	Wayllapampa	2,470	584,895.26	8,554,237.94	Meteorológica	SENAMHI
6	San Pedro de Cachi	2,990	569,538.96	8,555,540.69	Meteorológica	SENAMHI
7	Huanta	2,682	582,769.31	8,568,407.08	Meteorológica	SENAMHI
8	Pampa Can- gallo	3,315	586,680.02	8,500,572.00	Meteorológica	SENAMHI

Fuente: Elaboración propia.

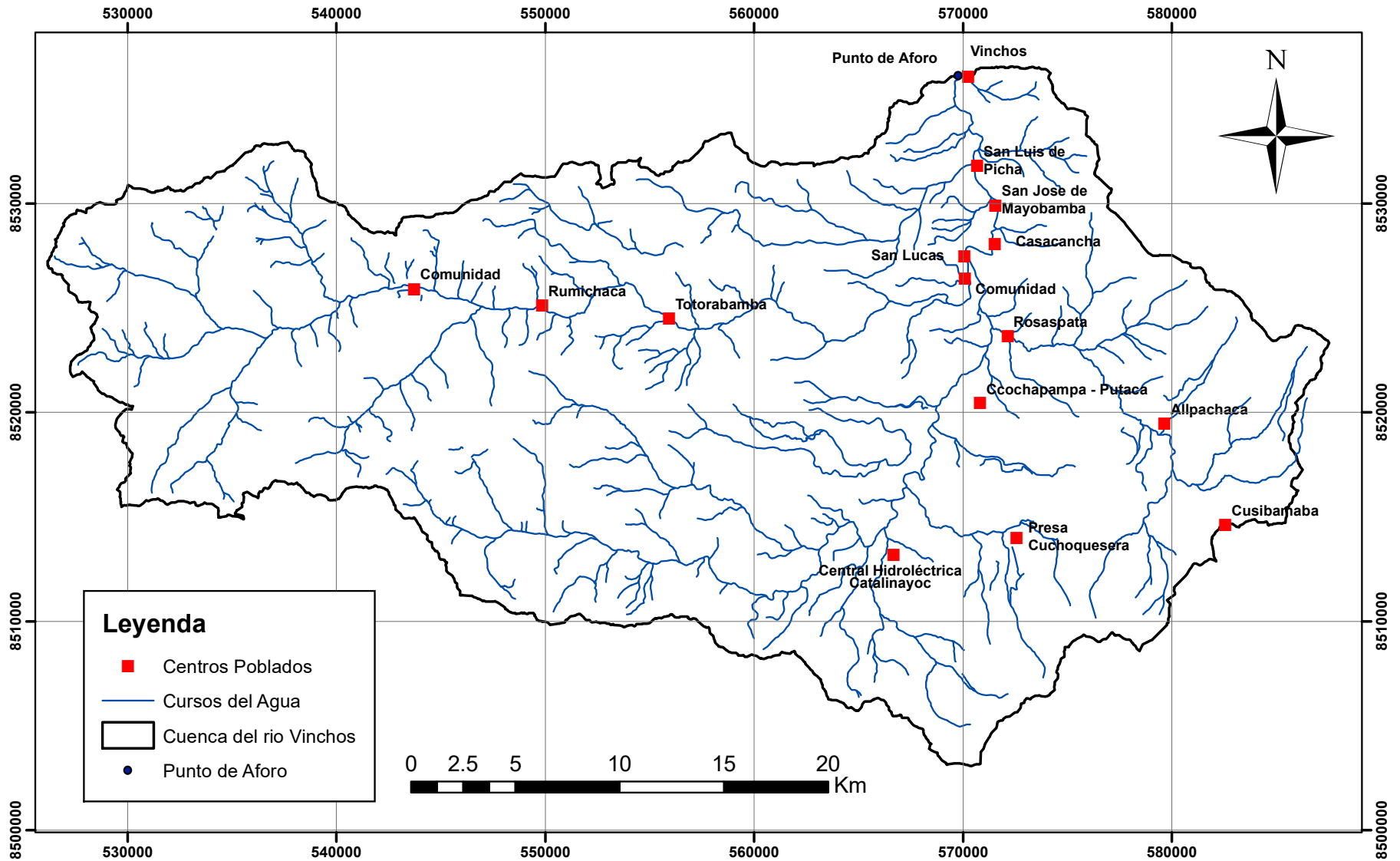
En la figura 3.4, se muestra la ubicación de asentamientos urbanos dentro de la cuenca del río Vinchos. Entre ellos se pueden mencionar las comunidades de Casacancha, Anchacc-Wasi, San José de Mayobamba, San Luis de Picha y la Zona Urbana de Vinchos, las cuales han sufrido severos daños por la crecida del río, estos eventos extremos generalmente ocurren en los meses de diciembre a abril de manera anual. En la tabla 3.2, se muestran algunas estaciones principales en la región de Ayacucho, ubicadas en áreas cercanas, con características topográficas y altitudes similares a la cuenca de estudio de esta investigación.

**Figura N° 3.3:**  
Ubicación de la Cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 3.4:**  
Ubicación de Centros Poblados en la cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia.

### 3.1.2 Descripción general de la zona

#### Geomorfología

*La cuenca del río Vinchos, está comprendida desde el encuentro del río Apacheta y Chicllarazo (San Lucas) hasta su desembocadura en las cercanías del centro poblado de Pacchacc, en la vertiente u hoya hidrográfica del río Mantaro. La cuenca pertenece en su totalidad a la cordillera de los andes, cerros bajos y altos, con vegetación natural escasa, mayormente pastos naturales, encontrándose las quebradas de los ríos con cultivos. En la parte media y alta de la cuenca predomina el paisaje de colinas altas, que alberga pastos naturales, paisajes de laderas y quebradas montañosas desde 3,120 msnm y 4,900 msnm.*

*La cuenca del río Vinchos se distingue, como aportante de esorrentía, en términos de descargas máximas que dan lugar a inundaciones y el sector de emplazamiento de las defensas ribereñas, aguas arriba de la desembocadura.*

#### Clima

*La cuenca del río Vinchos, debido a su altura (variable desde los 4,000 a 5,000 msnm) y por estar cerca de los nevados, se caracteriza por un clima de días fríos y noches aún mas frías; la temperatura media anual es superior a 0° C es inferior 7° C, la máxima entre setiembre y abril es superior a 15° C llegando hasta 22° C, las mínimas absolutas entre mayo y agosto, oscila entre -5° C y -10° C, las precipitaciones fluctúan entre 200-400 y 1,000 mm anual. (Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).*

#### Red hidrográfica y características morfodinámicas

*La cuenca del río Vinchos pertenece en su totalidad al sistema de los andes, cerros bajos y altos, con vegetación natural escasa mayormente pasto naturales, encontrándose las quebradas de los ríos con cultivos de secano. En la parte media y alta de la cuenca, predomina el paisaje de colinas altas, que alberga pastos naturales, paisajes de laderas y quebradas montañosas.*

*La topografía se extiende desde la cota 3,120 msnm hasta los 4,900 msnm, que abarca desde el nacimiento de los ríos hasta la desembocadura en el valle del río Vinchos (Puente Carrozable Vinchos).*

*En la parte del Divortium Aquarium, la configuración topográfica es variada, desde ligera ondulada y colina con laderas de gradiente moderada, hasta fuertes relieves de quebradas que en muchos casos presentan afloramientos rocosos. Su parte Media, posee una configuración topográfica dominante de quebrada, donde los cursos principales son encañonados, relieves muy accidentados, laderas de fuerte pendiente. En la parte baja*

existe un valle angosto de suave topografía, largo y estrecho.

*El relieve general es ligeramente accidentado de quebradas bien pronunciadas y pendientes altas las que dan nacimiento y son vertientes de los ríos principales, estas se caracterizan por ser poco estable, erosionan sus cauces productos de sus altas pendientes, formando cuencas de cabecera sobre los 3,600 msnm donde se presentan colinas con alta pendiente con terrenos de alta ondulación y continua.*

### **Capacidad de uso mayor de Suelos**

*El departamento de Ayacucho cuenta con una superficie total de (43,571.18km<sup>2</sup>). Del total de tierras del departamento de Ayacucho, el 52% se considera aptas para el desarrollo de la actividad agropecuaria y el 48% son tierras de protección que no favorecen esta actividad y/o requieren de un tratamiento adecuado y especial para su uso. (GRRNGMA, 2012)Gobierno Regional de Ayacucho [11]*

*El distrito de Vinchos, tiene una superficie de 955.13 km<sup>2</sup>, (95,513 Has.) de las cuales 7,879 hectáreas es aprovechada para la actividad agrícola que representa el 8.25% del área total, 23,802 Hectáreas que representa el 24.92% son pastos naturales, 2,974 Has que es el 3.11% son bosques y montes, 60,857 hectáreas lo que representa el 63.72% como tierras eriazas y otros del total de la superficie del territorio del distrito de Vinchos.(Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).*

*Los problemas de erosión, provocan que se pierdan grandes cantidades de suelo y su restitución por procesos naturales es muy lento, esta misma se puede perder en tan solo una campaña agrícola en época de lluvias, por un manejo inadecuado del recurso.(Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).*

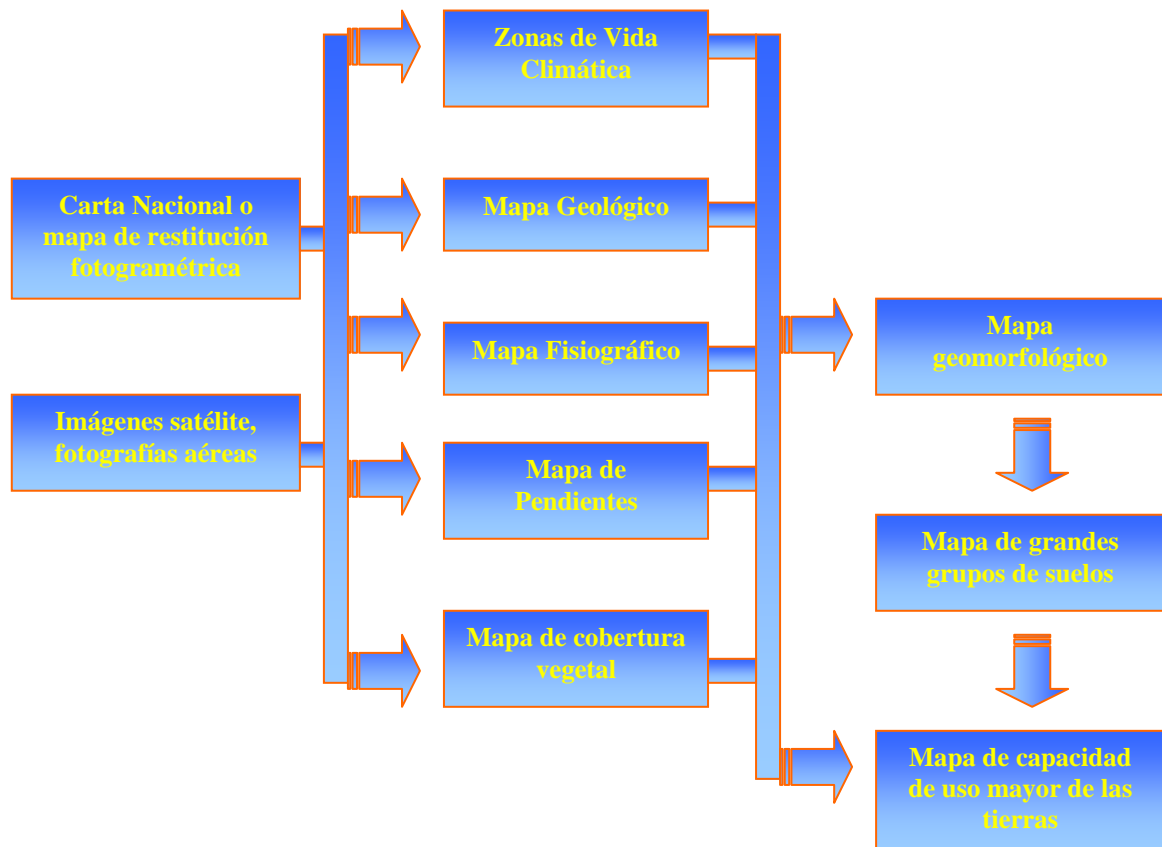
*Para la elaboración de los mapas, se ha tomado en cuenta la información temática existente en los diferentes estudios realizados por diferentes instituciones como: Pronamachcs, Agricultura, Gerencia Regional de Naturales y Gestión del medio Ambiente del Gobierno Regional de Ayacucho, UNSCH y otros, principalmente de recabar información primaria resultante de los talleres participativos y evaluaciones de trabajo de campo. (Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).*

*La utilización del esquema metodológico propuesto por INRENA, que se presenta en la figura 3.5, además de la utilización de las imágenes de satélite y carta nacional para elaborar el mapa geomorfológico, la cual, se toma como base para la elaboración del mapa de capacidad de Uso Mayor de Suelos. Para el mapa de uso actual y cobertura Vegetal, se utiliza la imagen de satélite, todos estos mapas fueron ajustados con los datos y obser-*

vaciones obtenidas en el campo, los que incluyen la toma de muestras de suelo, mediante la determinación y evaluación de transectos, observando de manera directa y tomando en cuenta la participación de la población mediante los talleres participativos. (Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).

**Figura N° 3.5:**

Metodología para la elaboración del mapa de Capacidad de Uso Mayor de Suelos.



Fuente: INRENA.

El suelo del territorio peruano y en particular del distrito de Vinchos, es compleja y variable, porque son limitadas las posibilidades de poder incrementar nuevas tierras para fines agrícolas, teniendo en cuenta la información básica, el aspecto edáfico precedente, la naturaleza morfológica, física y química de los suelos identificados, así como, el ambiente ecológico en que se ha desarrollado, se determina la máxima vocación de las tierras y con en ello las predicciones del comportamiento de las mismas. (Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).

Según el reglamento Nacional de Clasificación de Tierras, para el distrito de Vinchos se establece cinco grupos de capacidad de uso mayor de suelos y tres clases de capacidad, que son agrupaciones de los suelos en base a su calidad agrológica, que refleja la potencialidad y

el grado de amplitud de las limitaciones para su uso en cada uno de ellos. (Gobierno Regional de Ayacucho [10], 2006).

**Cuadro N° 3.3 :**  
Clasificación de Tierras por Capacidad de Uso Mayor.

Categoría de Suelos							
Grupo de uso mayor		Clase		Sub Clase			
Símbolo	Aptitud de uso	Símbolo	Calidad Agrológica	Símbolo	Limitaciones o deficiencias		
A	Cultivos en limpio	A1	Alta	s	Suelos (edáficos)		
		A2	Media	w	Drenaje		
		A3	Baja	e	Erosión (pendiente)		
C	Cultivos permanentes	C1	Alta	c	Clima		
		C2	Media	l	Salinidad		
		C3	Baja	i	Inundación		
P	Pastoreo	P1	Alta	Estas limitaciones se aplican a las combinaciones de grupos y clase también pueden ser una o más, para cada una de ellas			
		P2	Media				
		P3	Baja				
F	Producción forestal	F1	Alta			Estas limitaciones se aplican a las combinaciones de grupos y clase también pueden ser una o más, para cada una de ellas	
		F2	Media				
		F3	Baja				
X	Protección	X	Baja				

Fuente: Adaptado del reglamento de tierras.

### 3.1.3 Información Disponible

Además de los datos hidrometeorológicos, la información referente a las características físicas de cualquier cuenca, es fundamental cuando se recurre a modelos hidrológicos que requieren un tratamiento previo de la misma a través de Sistemas de Información Geográfica (SIG).

A continuación, se dan a conocer las fuentes de información utilizadas y el posterior procesamiento necesario para efectuar la modelación hidrológica del río Vinchos.

#### Topografía

La información de la topografía en la zona de estudio, fue de vital importancia para el delineamiento de los cauces y de las unidades de modelación. La estrategia de discretización

*espacial adoptada en este estudio se basa en la división de la cuenca completa a modelar en la mayor cantidad de celdas posibles, que estén asociados a cauces existentes en la cartografía base proporcionada por el Instituto Geográfico Nacional del Perú (Página Web IGN [28]).*

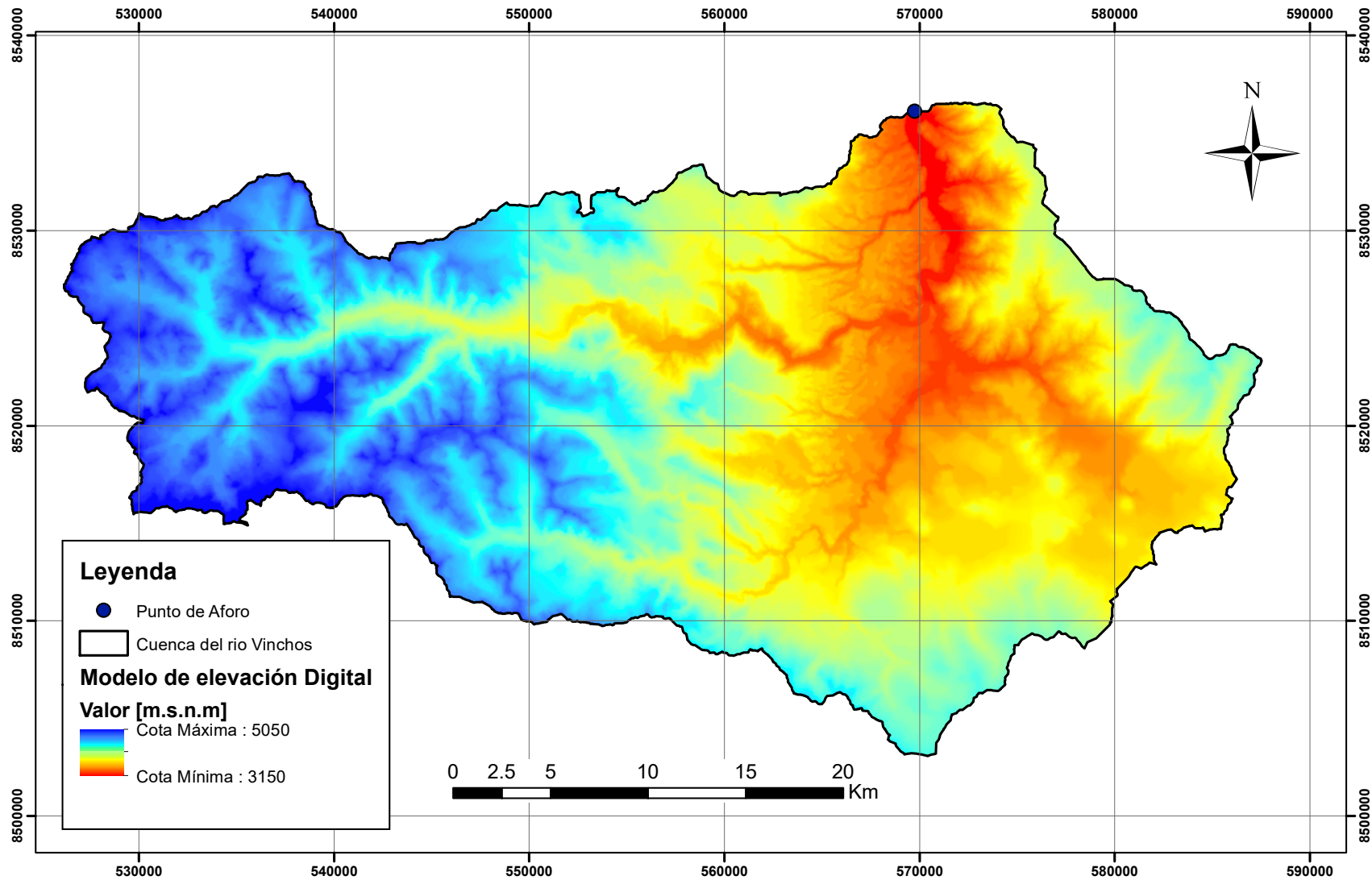
*La metodología anteriormente expuesta tiene como ventaja que todo el trabajo asociado a SIG sólo es efectuado una vez. Posteriormente, el modelador puede decidir bajo qué grado de discretización espacial desea trabajar, utilizando algún criterio para agregar subcuencas (por orden topográfico, elevación, etc.)*

*A partir de curvas de nivel dibujadas a 50 metros, contenidas en cartas geográficas nacionales (Página Web IGN [28]), se generó mediante el uso de ArcGIS, un modelo de elevación digital base, la cual se empleará para la zona de estudio conformadas por celdas cuadradas de 1 metro (Ver Figura 3.6). Posteriormente, se corrigió dicho modelo de elevación digital, utilizando un shapefile con los cauces naturales de la zona (Página Web IGN [28]), con el fin de asegurarnos que las herramientas de manejo de SIG delinearán correctamente los cauces.*

*Para el trazado de la red hidrográfica digital y el cálculo de las propiedades de cada cauce (longitud, pendiente, etc.) y de las subcuencas se utilizó el ArcGis, que agrupa un Set de herramientas para el análisis de terreno modelo de elevación digital.*

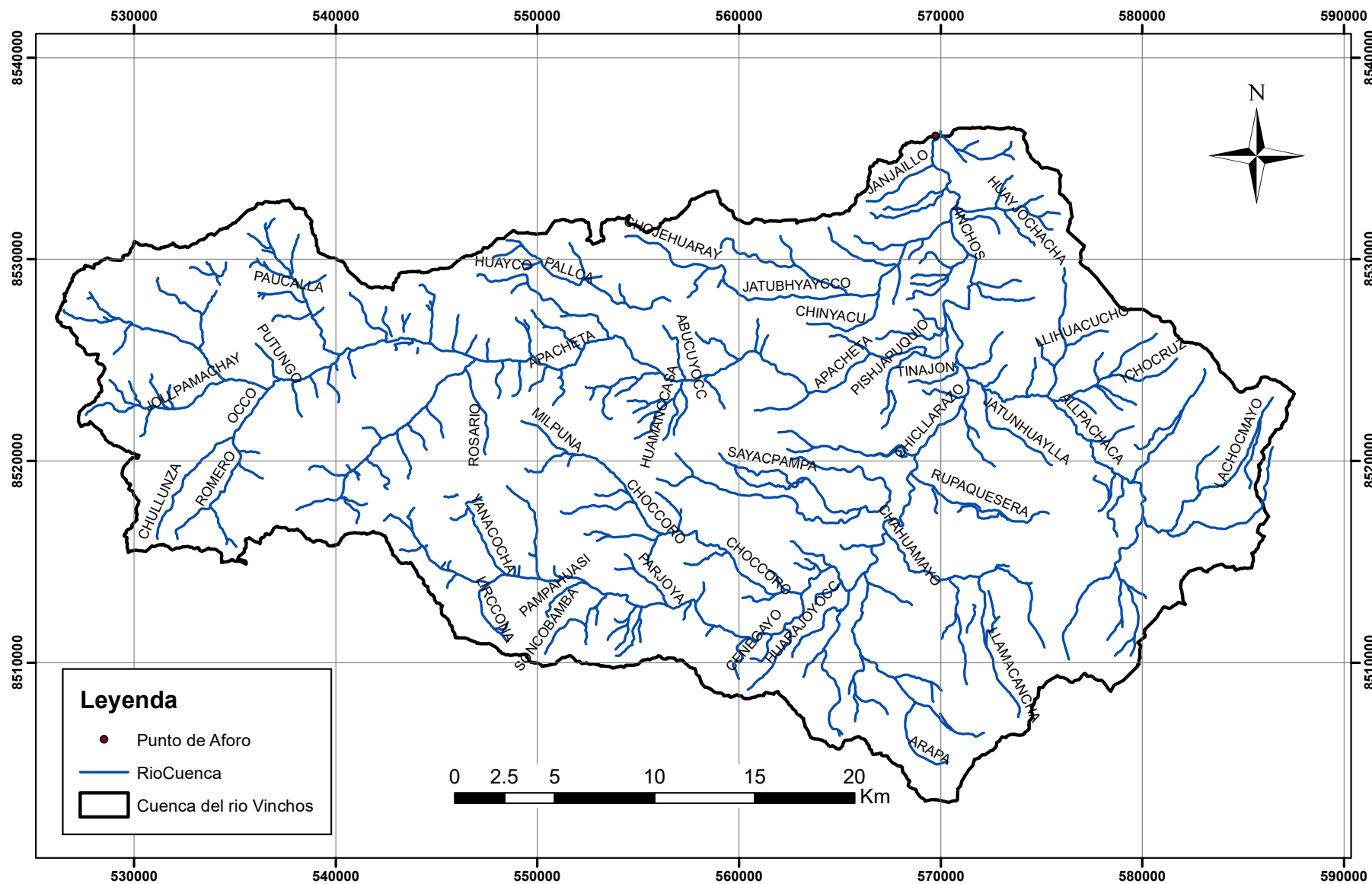
*En la figura 3.7, se esquematiza la red hidrográfica generada por el modelo digital de elevaciones corregido. Su trazado fue efectuado a partir de una capa raster (entregada por ArcGIS), con el orden topográfico de Strahler para todas las celdas del MDE. El criterio para decidir si una celda pertenecía a un cauce, fue que si tuviese un orden mayor a 5 (grid order treshold) y la elección de dicho valor responde al deseo de obtener una red digital de cauces lo más parecida posible a la existente en la cartografía base. Por lo tanto, aquellas celdas con un orden igual a 5 serían parte de los cauces de orden 1 en la red delineada, las celdas de orden 6 quedarían con un orden 2 y así sucesivamente.*

**Figura N° 3.6:**  
Modelo de Elevación Digital (Digital Elevation Model, DEM). Correspondiente a la cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia, a partir de curvas de nivel, provistas por el IGN.

**Figura N° 3.7:**  
Red Hidrográfica de la Cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia, a partir de curvas de nivel, provistas por el IGN.

*Enter las propiedades geomorfológicas de la cuenca del rio Vinchos, obtenidas a partir del programa ArcGIS, podemos destacar las siguientes:*

- *Area aportante al punto de salida de la cuenca.*
- *Perímetro de la Cuenca.*
- *Cotas Máximas y Mínima.*
- *Centroide (coordenadas X,Y,Z).*
- *Curva Hipsométrica.*
- *Frecuencia de Altitudes.*
- *Altitud (Media, Frecuente y Frecuente Media).*
- *Pendiente Promedio.*
- *Longitud del curso principal.*
- *Orden de la Red Hídrica.*
- *Sumatoria de las Longitudes de cada Orden de la Red Hídrica.*
- *Longitud total de la Red Hídrica.*
- *Pendiente promedio de la Red Hídrica.*

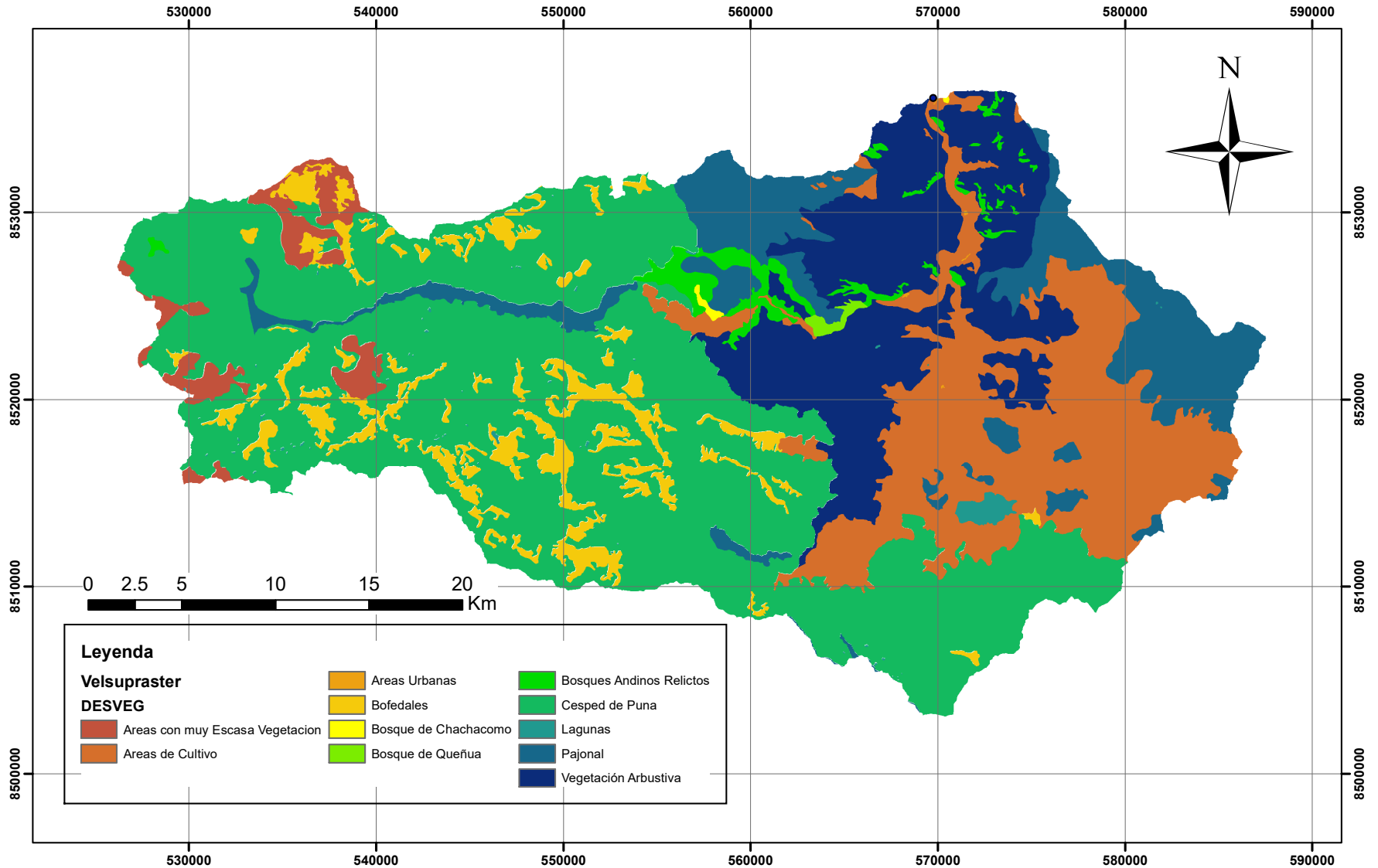
*Otras propiedades de relevancia, como el ancho de los cauces y el coeficiente de rugosidad de Manning, fueron obtenidas a partir de datos tomados en terreno, periodo que comprendió entre diciembre del 2015 a marzo del 2016. (Ver Sección 3.1.4.).*

## **Cobertura Vegetal y Suelos**

### **Tipos de Cobertura**

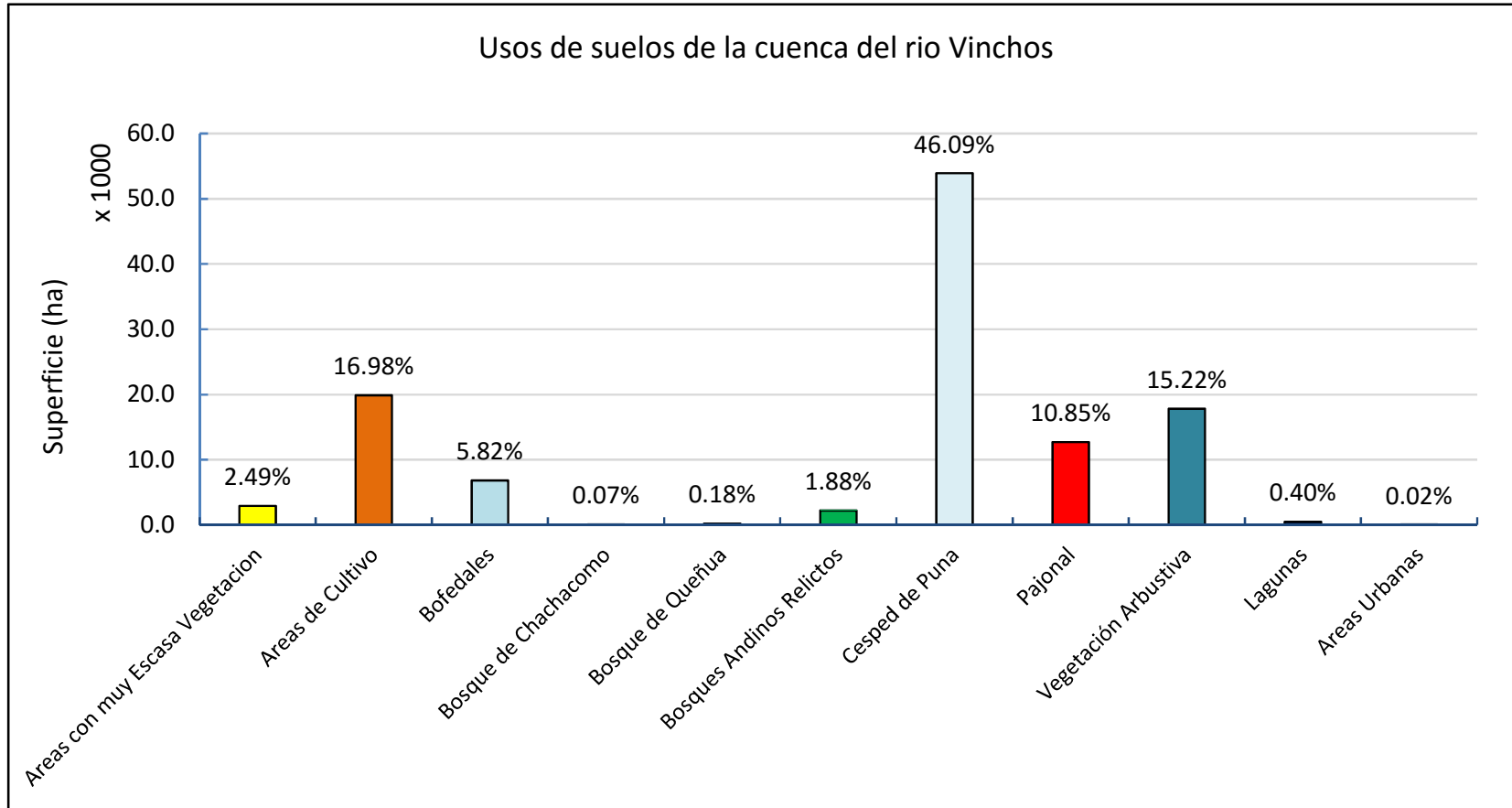
*Para determinar los parámetros de modelación asociados a la vegetación, específicamente para la zona de estudio se utilizaron datos almacenados en formato SIG. En la figura 3.8 se muestra la distribución espacial de los diferentes usos de suelos en la cuenca del rio Vinchos (Página Web GRRNMA [27]), mientras que en la figura 3.9 se cuantifican las áreas cubiertas por cada tipo de cobertura.*

**Figura N° 3.8:**  
Tipos de cubiertas de suelos en la Cuenca del río Vinchos.



Fuente: Gobierno Regional de Ayacucho, Gerencia Regional de Recursos Naturales y Medio Ambiente.

**Figura N° 3.9:**  
Usos de suelo en la cuenca del río Vinchos.



Fuente: Gobierno Regional de Ayacucho, Gerencia Regional de Recursos Naturales y Medio Ambiente.

Se puede ver que la mayor parte de la superficie de la cuenca corresponde a zonas tipo Césped de Puna (46.09%) y áreas de cultivo (16.98%), seguida de vegetación arbustiva (15.22%), mientras que las áreas tipo pajonal (10.85%) y las demás en porcentajes menores.

Es importante destacar el bajo grado de urbanización que presenta la zona, además de la poca intervención humana que en general existe en los cursos de agua, lo cual pudo ser constatado en el terreno.

En el estudio realizado por Clark (2008) se utilizó una velocidad de escurrimiento superficial uniforme en todas las subcuencas, para esta investigación se optó por adoptar una aproximación simple para determinar la distribución especial de dicho parámetro, basándose en el tipo de cubierta de suelo. La velocidad superficial (en m/seg) puede ser parametrizado como (Davis y McCuen, 2005).

$$v = a * \sqrt{S} \quad (3.1)$$

#### Cuadro N° 3.4 :

Valores del parámetro **a** para distintos tipos de cubierta de suelos.

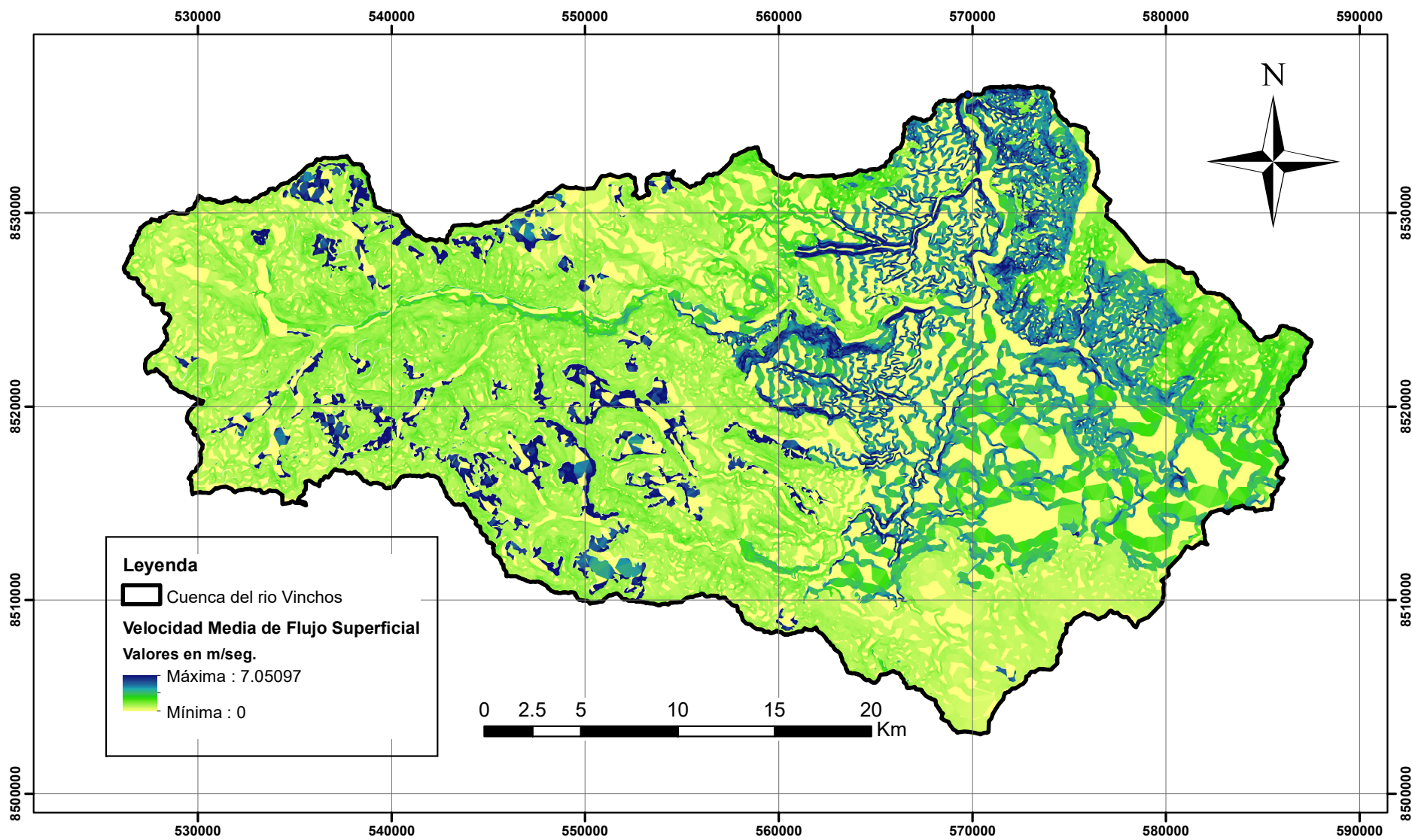
N°	Tipo de cubierta	a
1	Bosque con suelo cubierto de follaje.	0.076
2	Area sin cultivo o poco cultivo.	0.143
3	Pasto y vegetación.	0.216
4	Suelo desnudo.	0.305
5	Canales con vegetación.	0.351
6	Superficie pavimentada.	0.610

Fuente: McCuen, 1989; SCS, 1972.

Donde "S" es la pendiente del terreno en % y **a** es un parámetro que depende del tipo de cubierta (Ver cuadro 3.4). A partir del modelo de elevación digital corregido, se generó un raster con la pendiente en cada celda. Posteriormente utilizando la herramienta **Raster Calculator** de la extensión Spatial Analyst de ArcGIS, se generó un nuevo raster con la velocidad de flujo superficial en cada celda mediante la ecuación 3.1. En el cálculo de dicho raster se excluyeron aquellas celdas cuya cobertura correspondiese a cuerpos de agua.

Finalmente se calculó una velocidad de escorrentía superficial promedio para la cuenca, tal como se esquematiza en la figura 3.10.

**Figura N° 3.10:**  
Distribución espacial de la velocidad de flujo superficial en la cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia.

## Coeficientes de rugosidad de Manning

*El coeficiente de Rugosidad "n", es un parámetro que determina el grado de resistencia que ofrecen las paredes y fondo del canal al flujo del fluido. Mientras más áspera o rugosa sean las paredes y fondo del canal, más dificultad tendrá el agua para desplazarse.*

*Este parámetro ha sido muy estudiado por muchos investigadores en laboratorio, por ello a la fecha se tiene innumerables tablas de valores de n, que depende directamente del tipo de material que aloja el canal.*

*En 1889 el ingeniero irlandés Robert Manning presentó una ecuación, la cual se modificó más adelante hasta llegar a su bien conocida forma actual. (Ven Te CHOW [35],1994).*

$$V = \frac{1.49}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (3.2)$$

*Donde V, es la velocidad media en pies/s, R es el radio hidráulico en pies, S es la pendiente de la línea de energía y "n" es el coeficiente de Rugosidad específicamente como "n" de Manning. Está ecuación fue desarrollada a partir de siete ecuaciones diferentes, basada en datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 170 observaciones. Debido a la simplicidad de su forma y a los resultados satisfactorios que arroja en aplicaciones prácticas, la ecuación de Manning se ha convertido en la más utilizada de todas las ecuaciones de flujo uniforme para cálculos de flujos de canales abiertos.*

*De la figura 3.8, en base a la visita de campo realizadas en esta investigación y de tablas con valores del coeficiente de Manning (Ven Te CHOW [35],1994), se identifica el tipo de suelos que predominan en la cuenca de estudio y se asignan valores del coeficiente "n" de Manning, que es un parámetro necesario para la simulación hidrológica, para esta investigación la tabla 3.5 muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Manning asumidos para la simulación hidrológica, las cuales podrán ser modificadas dependiendo a los resultados que se obtengan.*

## Datos Hidrometeorológicos

### Información Disponible

*Para llevar a cabo la modelación hidrológica de la cuenca del río Vinchos, se cuenta con datos de las estaciones meteorológicas de SENAMHI, PERC (Proyecto Especial Río Cachi). Algunas de las estaciones pluviométricas en cuestión tienen registro de precipitaciones diarias mensuales en un periodo limitado, mientras que en otros es aún más limitada.*

**Cuadro N° 3.5 :**

Tabla de coeficientes de Rugosidad de Manning de la Cuenca del río Vinchos.

Item	Tipo de Cubierta	Coefficiente de Rugosidad de Manning "n"
1	Áreas con muy escasa vegetación	0.030
2	Áreas de cultivo	0.040
3	Áreas urbanas	0.015
4	Bofedales	0.030
5	Bosque de Chachacomo	0.012
6	Bosque de Queñua	0.012
7	Bosques andinos relictos	0.012
8	Césped de puna	0.025
9	Lagunas	0.025
10	Pajonal	0.025
11	Vegetación arbustiva	0.070
12	Río	0.025

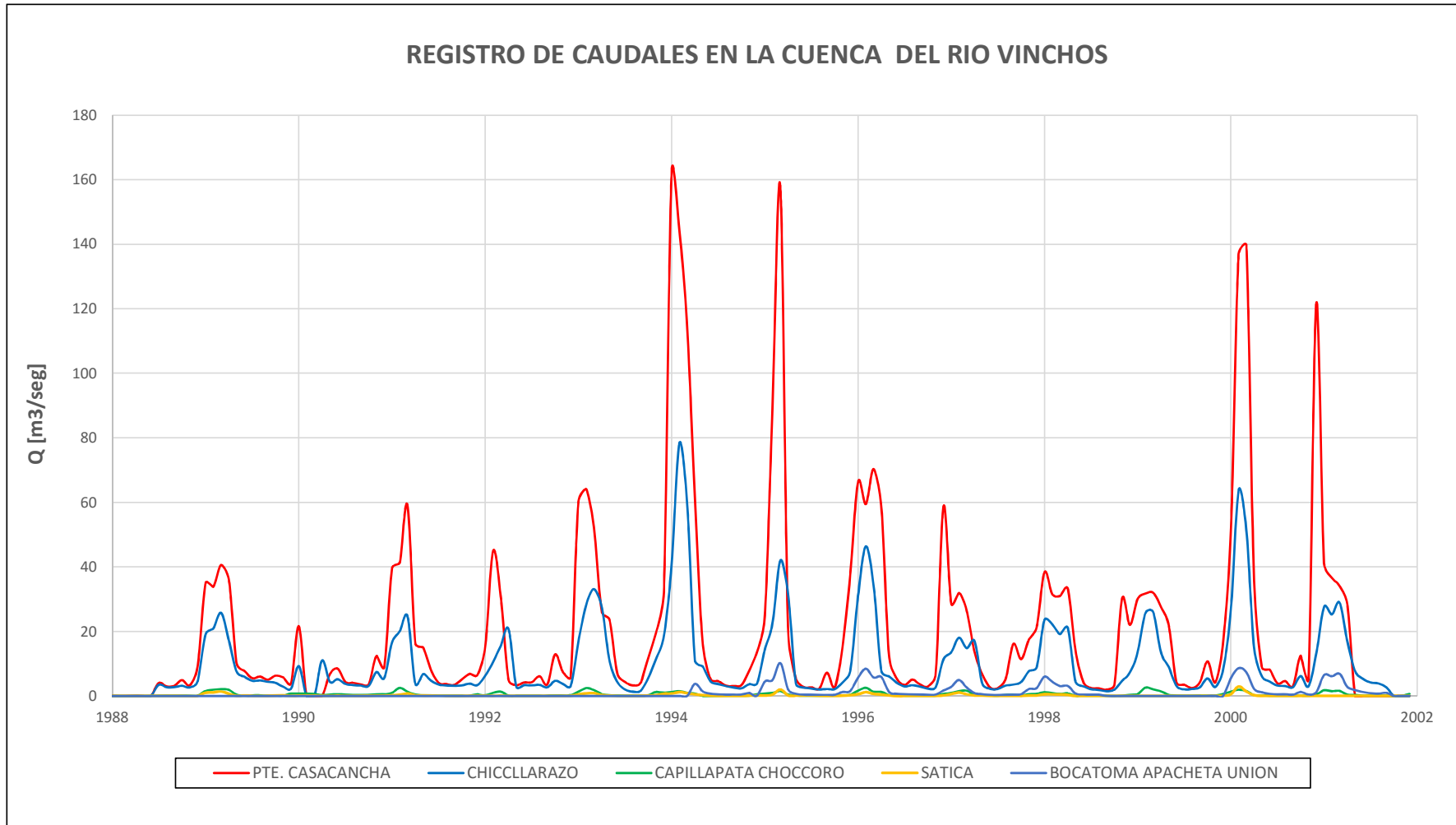
Fuente: Ven Te CHOW [34], 1994

En cuanto a estaciones hidrométricas, en la zona de estudio se encuentran las estaciones del Puente Casacancha, Bocatoma Apacheta unión, Chicllarazo, Capillapata Choccoro y Satica con registro de datos mensuales. En la figura 3.11 se muestra la extensión de dicha información para el periodo de julio/1988 hasta abril/2001, mostrando una comparación de los caudales registrados en cada una de las estaciones, y se observa la tendencia de los periodos de incrementos de caudales, para la etapa de calibración de la tesis se va a considerar los registros de caudales de la estación Puente Casacancha, considerado como el punto de salida de la cuenca elegida para esta investigación.

Para esta investigación, se identificó 5 estaciones hidrométricas del PERC (Proyecto Especial río Cachi), ubicadas dentro del área de influencia de la cuenca en estudio. Las estaciones pluviométricas observadas entregan datos mensuales de caudales, sin embargo, solo se cuentan con registros de caudales desde los años 1989 hasta el 2001. Mientras que entre las estaciones pluviométricas, podemos indicar algunas dentro y fuera del área de influencia de la cuenca de estudio, las cuales se muestran en la tabla 3.2, sin embargo, para esta investigación se empleará los registros de precipitaciones de la Estación Allpachaca, las cuales se obtuvieron de la visita a la presa Cuchoquesera del archivo de registro de datos históricos.

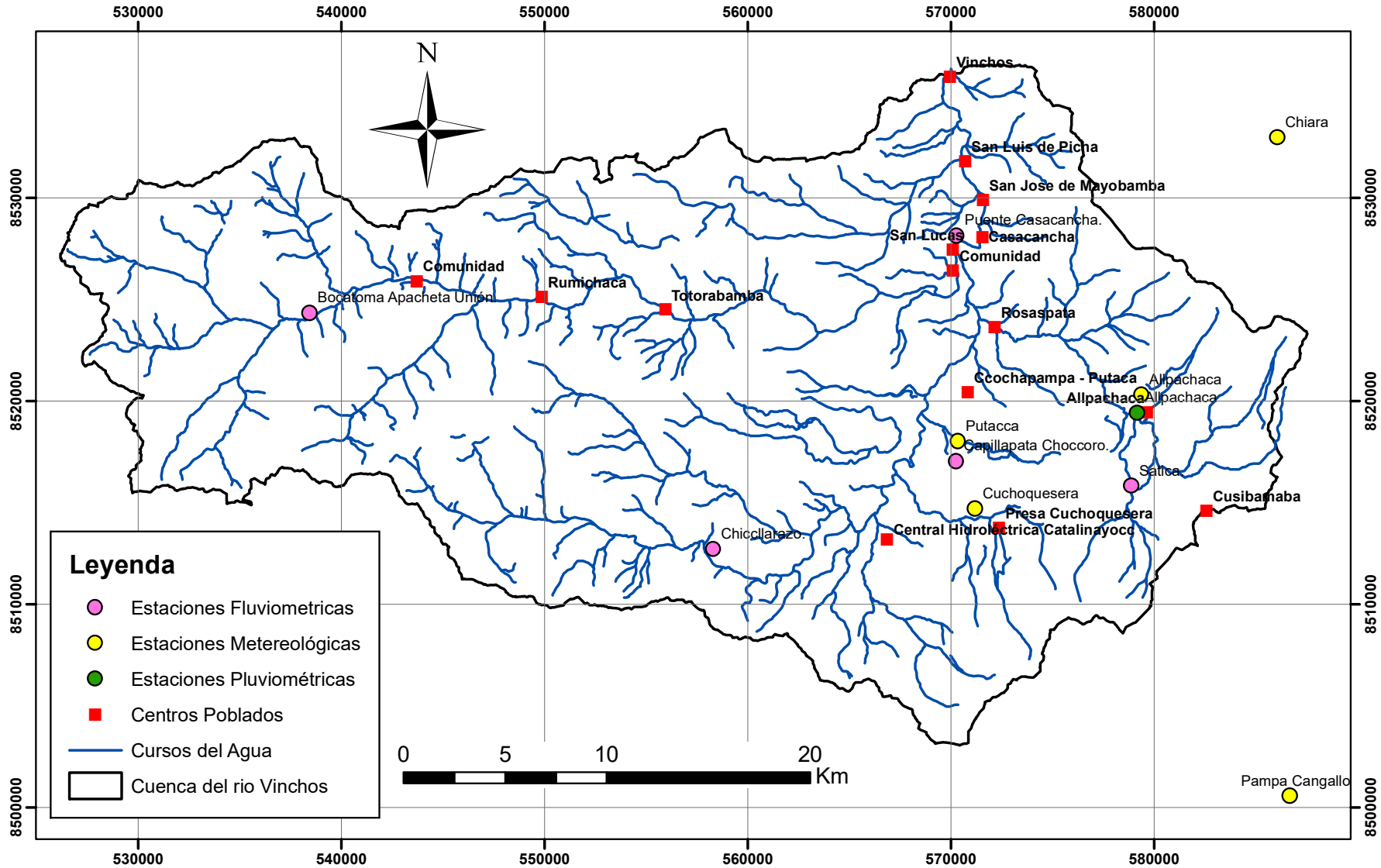
**Figura N° 3.11:**

Información mensuales de caudales y precipitaciones registradas en la estación del Puente Casacancha en el río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia, a partir de los datos del PERC.

**Figura N° 3.12:**  
Red de estaciones Pluviométricas, Fluviométricas y Metereológicas en la zona de estudio.



Fuente:Elaboración propia.

**Cuadro N° 3.6 :**  
Estaciones Hidrométricas en el area de estudio.

N°	Estación	Altitud m.s.n.m.	Coordenadas UTM		Area (km)	Fuente
			Este	Norte		
1	Puente Casacancha - Río Cachi.	3,290	570,281.32	8,528,135.47	1,016.40	PERC
2	Bocatoma Apacheta - Río Apacheta.	4,160	538,444.09	8,524,328.95	135.00	PERC
3	Chicllarazo - Río Chicllarazo.	3,290	558,303.14	8,512,711.34	623.92	PERC
4	Capillapata Choccoro - Río Choccoro.	4,025	570,252.29	8,517,045.03	1,016.40	PERC
5	Satica - Río Satica.	3,670	578,880.32	8,515,822.80	25.90	PERC

Fuente:Elaboración propia.

### Curvas de Variación Estacional

A continuación, se presentan las curvas de variación estacional para las 5 estaciones pluviométricas registradas por el PERC (Proyecto especial "Río Cachi"), de los cuales se tienen registros de caudales mensuales, ubicadas en zonas cercanas al punto de estudio en la cuenca del río Vinchos. Las estaciones del Puente Casacancha, Chicllarazo y Capillapata Choccoro presentan registros históricos desde el año 1988 al 2001; mientras que, la estación de la Bocatoma Apacheta Unión desde el año 1994 al 2001 y la estación de Satica desde el año 1989 al 2000.

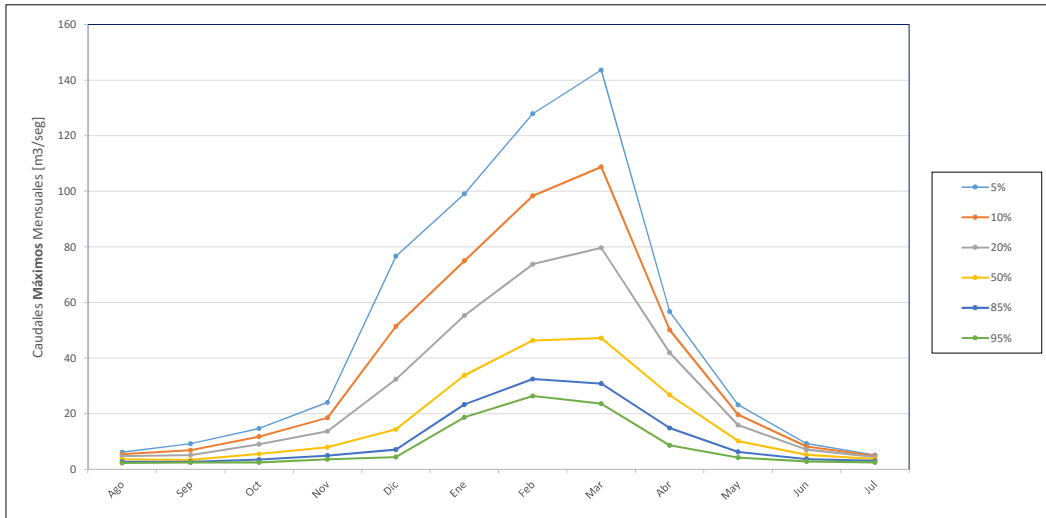
- *Estación Puente Casacancha.* En la tabla 3.7 y la figura 3.13 se muestra la variación estacional del caudal máximo mensual en la cuenca del río Vinchos, a partir de los registros hidrométricos en la estación del Puente Casacancha, que corresponde al punto de salida de la cuenca del río Vinchos. Es fácil apreciar que los caudales máximos se producen en los meses noviembre a mayo, debido a las importantes lluvias que se presentan en este periodo, mientras que los menores caudales se dan entre los meses mayo a noviembre ante la falta de lluvias.

**Cuadro N° 3.7 :**  
Registro de Caudales (m<sup>3</sup>/seg) en el Puente Casacancha

Pexc	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
5%	6.2	9.2	14.7	24.1	76.7	99.1	127.9	143.6	56.7	23.2	9.2	5.1
10%	5.5	6.9	11.8	18.5	51.4	75.0	98.4	108.8	50.2	19.7	8.2	4.8
20%	4.8	5.1	9.0	13.7	32.4	55.3	73.8	79.7	41.9	15.9	7.1	4.4
50%	3.6	3.4	5.5	8.0	14.4	33.8	46.3	47.2	26.8	10.2	5.2	3.7
85%	2.8	2.7	3.5	5.0	7.1	23.3	32.5	30.9	14.9	6.3	3.7	3.0
95%	2.2	2.4	2.5	3.6	4.4	18.7	26.4	23.6	8.6	4.2	2.8	2.5

Fuente:Proyecto Especial río Cachi.

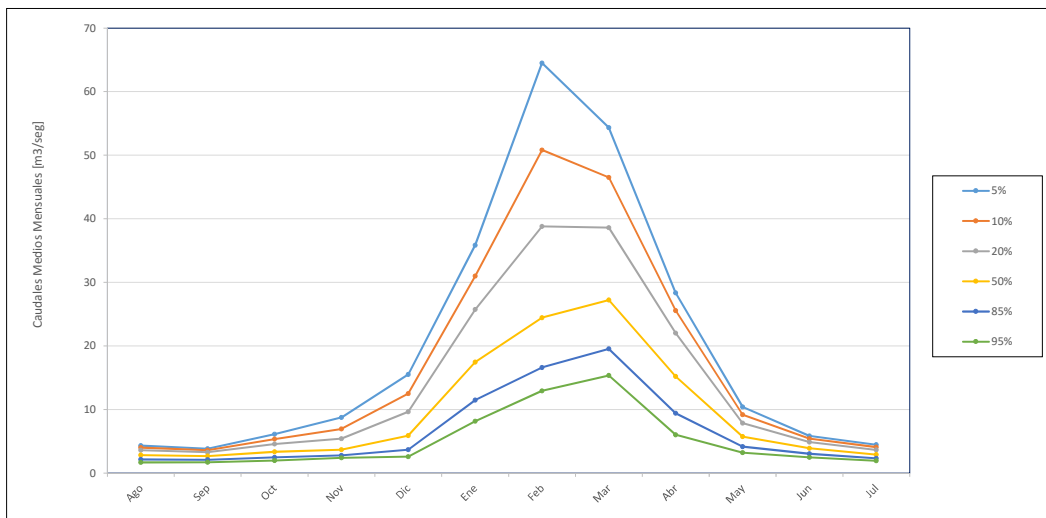
**Figura N° 3.13:**  
Curva de Variación Estacional en el Puente Casacancha.



Fuente:Elaboración propia, datos del PERC.

- *Estación Chicllarazo. En la tabla 3.8 y figura 3.14 se presenta la variación estacional del caudal medio mensual en la cuenca del río Chicllarazo en la estación del mismo nombre, que corresponde el punto de salida de la hoya a modelar. Es fácil apreciar que los caudales máximos se producen en el mes de febrero, presentando los caudales mayores en los meses de diciembre a abril, debido a las importantes lluvias que se presentan, mientras que los menores caudales se dan entre los meses abril a diciembre, manteniendo un caudal constante.*

**Figura N° 3.14:**  
Curva de Variación Estacional de la estación Chicllarazo.



Fuente:Elaboración propia, datos del PERC.

**Cuadro N° 3.8 :**Registro de Caudales (m<sup>3</sup>/seg) en la estación Chicllarazo

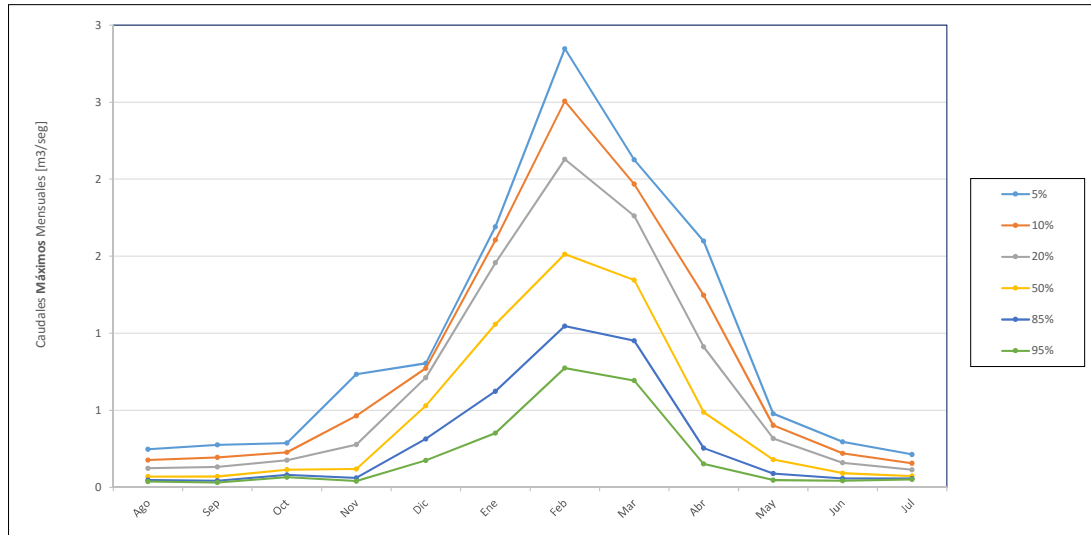
Perc	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
5%	4.3	3.8	6.1	8.7	15.5	35.9	64.5	54.3	28.4	10.4	5.8	4.5
10%	4.0	3.6	5.4	6.9	12.5	31.0	50.8	46.5	25.6	9.2	5.4	4.1
20%	3.6	3.3	4.6	5.4	9.6	25.7	38.8	38.6	22.0	7.9	4.9	3.6
50%	2.8	2.7	3.3	3.7	5.9	17.5	24.4	27.2	15.2	5.7	3.9	2.9
85%	2.1	2.1	2.5	2.8	3.7	11.5	16.6	19.5	9.4	4.2	3.0	2.3
95%	1.7	1.7	2.0	2.4	2.6	8.2	12.9	15.4	6.0	3.2	2.5	1.9

Fuente: Proyecto Especial río Cachi.

- *Estación Capillapata Choccoro. En la tabla 3.9 y figura 3.15 se presenta la variación estacional del caudal medio mensual en la cuenca del río Choccoro en la estación Capillapara-Choccoro, que corresponde el punto de salida de la hoya a modelar. Es fácil apreciar que los caudales máximos se producen en los meses diciembre a abril, debido a las importantes lluvias que se presentan, mientras que los menores caudales se dan entre los meses mayo a diciembre. Además se aprecia que en el mes de noviembre hay un desfase considerable, probablemente debido a datos registrados incorrectamente.*

**Figura N° 3.15:**

Curva de Variación Estacional de la estación Capillapata Choccoro.



Fuente: Elaboración propia, datos del PERC.

- *En la tabla 3.10 y figura 3.16 se presenta la variación estacional del caudal medio mensual en la cuenca del río Apacheta en la estación Bocatoma Apacheta Unión, que corresponde el punto de salida de la hoya a modelar. Es fácil apreciar que los caudales máximos se producen en los meses diciembre a abril, debido a las importantes lluvias que se presentan, mientras que los menores caudales se dan entre los meses mayo a diciembre. Además se aprecia que en el mes de noviembre hay un desfase*

**Cuadro N° 3.9 :**

Registro de Caudales (m<sup>3</sup>/seg) en la estación Capillapata Choccoro.

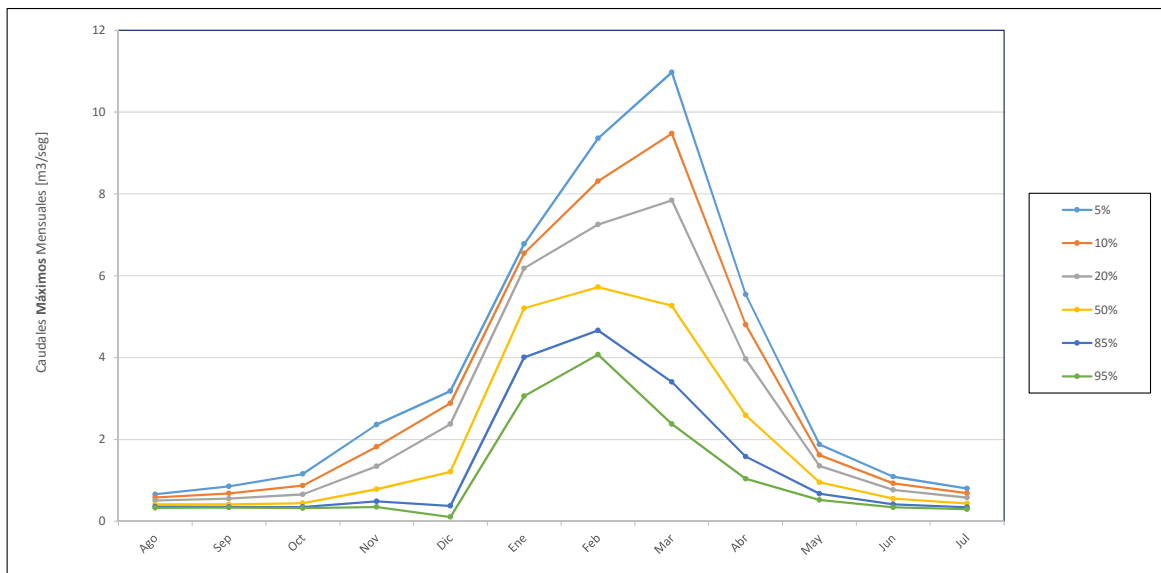
Pexc	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
5%	0.2	0.3	0.3	0.7	0.8	1.7	2.8	2.1	1.6	0.5	0.3	0.2
10%	0.2	0.2	0.2	0.5	0.8	1.6	2.5	2.0	1.2	0.4	0.2	0.2
20%	0.1	0.1	0.2	0.3	0.7	1.5	2.1	1.8	0.9	0.3	0.2	0.1
50%	0.1	0.1	0.1	0.1	0.5	1.1	1.5	1.3	0.5	0.2	0.1	0.1
85%	0.0	0.0	0.1	0.1	0.3	0.6	1.0	1.0	0.3	0.1	0.1	0.1
95%	0.0	0.0	0.1	0.0	0.2	0.4	0.8	0.7	0.2	0.0	0.0	0.1

Fuente: Proyecto Especial río Cachi.

considerable, probablemente debido a datos registrados incorrectamente.

**Figura N° 3.16:**

Curva de Variación Estacional de la estación Bocatoma Apacheta.



Fuente: Elaboración propia, datos del PERC.

- En la tabla 3.11 y figura 3.17 se presenta la variación estacional del caudal medio mensual en la cuenca del río Satica en la estación Satica, que corresponde el punto de salida de la hoya a modelar. Es fácil apreciar que los caudales máximos se producen en los meses diciembre a abril, debido a las importantes lluvias que se presentan, mientras que los menores caudales se dan entre los meses mayo a diciembre.

Finalmente, de los datos estadísticos analizados, se puede concluir que los meses de diciembre a mayo, son los meses que se tiene el registro de máximas precipitaciones, en consecuencia se incrementan los niveles del agua hasta el punto de que el lecho del río es incapaz de contenerlo.

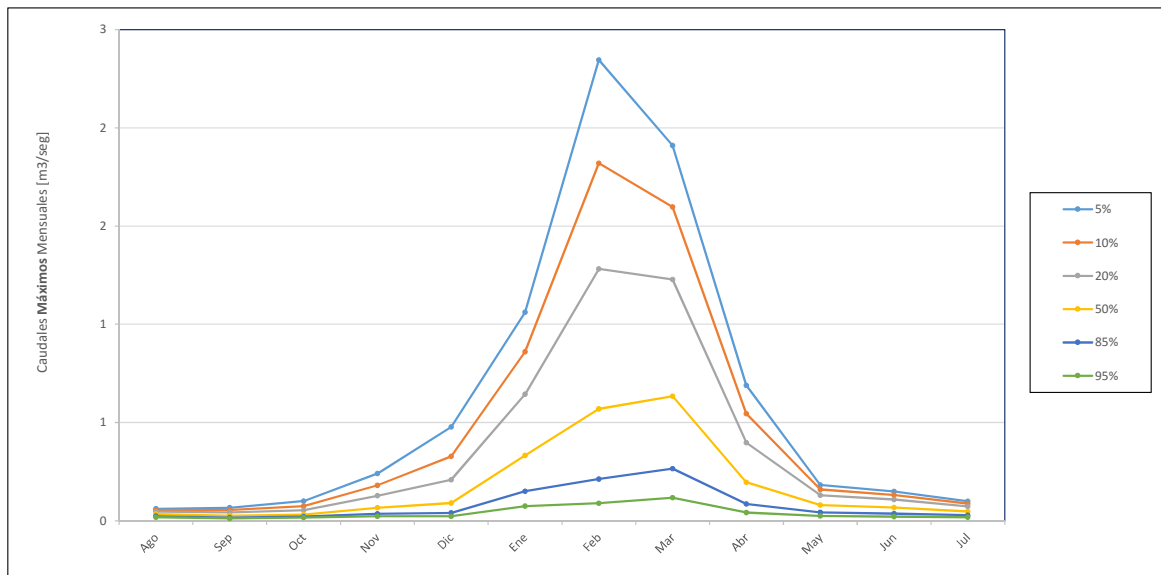
**Cuadro N° 3.10 :**Registro de Caudales (m<sup>3</sup>/seg) en la estación Bocatoma Apacheta Unión.

Perc	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
5%	0.7	0.9	1.2	2.4	3.2	6.8	9.4	11.0	5.5	1.9	1.1	0.8
10%	0.6	0.7	0.9	1.8	2.9	6.6	8.3	9.5	4.8	1.6	0.9	0.7
20%	0.5	0.6	0.7	1.3	2.4	6.2	7.3	7.8	4.0	1.4	0.8	0.6
50%	0.4	0.4	0.4	0.8	1.2	5.2	5.7	5.3	2.6	1.0	0.6	0.4
85%	0.4	0.4	0.4	0.5	0.4	4.0	4.7	3.4	1.6	0.7	0.4	0.3
95%	0.3	0.3	0.3	0.4	0.1	3.1	4.1	2.4	1.0	0.5	0.3	0.3

Fuente: Proyecto Especial río Cachi

**Figura N° 3.17:**

Curva de Variación Estacional de la estación Satica.



Fuente:Elaboración propia, datos del PERC.

### 3.1.4 Campaña de Terreno

Debido a la falta de antecedentes relacionados con el modelo de rastreo de crecidas en IBER, específicamente el ancho de los cauces, de los coeficientes de rugosidad de Maninnig y de los caudales de registrados a la salida del Puente Casacancha, se llevó a cabo una campaña de terreno en la cuenca el río Vinchos durante los meses de diciembre-2015 a Marzo-2016.

Durante este periodo, se realizó un recorrido por la zona de estudio, el cual permitió llevar a cabo las siguientes tareas:

- Verificar en terreno el bajo grado de intervención humana en los cauces de la zona, además identificar los distintos usos de suelos y cobertura vegetal predominantes de la cuenca.
- Medir el ancho superficial de algunos cauces, con el fin de establecer alguna relación entre dicha variable y área aportante para los cursos de agua que se encuentran en

**Cuadro N° 3.11 :**  
Registro de Caudales (m<sup>3</sup>/seg) en la estación Satuca

Pexc	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
5%	0.1	0.1	0.1	0.2	0.5	1.1	2.3	1.9	0.7	0.2	0.1	0.1
10%	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.9	1.8	1.6	0.5	0.2	0.1	0.1
20%	0.0	0.0	0.1	0.1	0.2	0.6	1.3	1.2	0.4	0.1	0.1	0.1
50%	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.3	0.6	0.6	0.2	0.1	0.1	0.0
85%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.2	0.3	0.1	0.0	0.0	0.0
95%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: Proyecto Especial río Cachi.

la cuenca.

- Para los mismos puntos en que se realizaron mediciones del ancho de cauces, se tomaron fotografías para determinar el tamaño de los sedimentos del lecho y/o se tomaron las mediciones directamente en base a las metodologías indicadas por Bunte y Abt (2001).
- Se instaló un pluviómetro en los alrededores del Puente Casacancha y se registró la lluvia acumulada diaria.
- Se realizó aforos en la estación Puente Casacancha, en el mismo periodo del registro de precipitaciones, para determinar el caudal de salida en la cuenca de estudio.

### Equipo de Trabajo

Durante la campaña de terreno, se tomó mediciones en un periodo de un poco más de 03 meses, en el que se registró la precipitación y el caudal del río, se instaló una estación de control en el Puente Casacancha para el aforo de caudales y estación pluviométrica para el registro de precipitaciones, en la figura 3.18 se muestra la ubicación de los puntos de control.

A continuación, se describe la instrumentación de apoyo que fueron necesarias, para las mediciones efectuadas en el campo, las cuales se resumen en lo siguiente:

- Una cuerda graduada cada 50 cm.
- Medidor de Distancia Laser Bosch, con un rango de medición de 0.05 hasta 80m, con una precisión de 1.5mm.
- Un juego de calibres para la medición del tamaño de los granos del fondo.
- Un juego de reglas para medir.
- GPS.
- Cámara fotográfica.
- Cartografía de la zona.
- Probeta graduada de 100ml.
- Cronómetro.

**Figura N° 3.18:**  
Ubicación de los puntos de control para esta Tesis (Estación pluviométrica y Aforo de Caudales).



Fuente: Google maps.

## Metodología

**Coefficiente de Rugosidad de Maning.** Para estimar el valor de la rugosidad, fue necesario recorrer e identificar la topografía de la cuenca del río Vinchos, se observó terrenos variables, por el uso del terreno, por la topografía natural, etc; por lo que, en base a esta visita se asumió valores que recomienda la literatura (Ven Te CHOW [35],1994). Sin embargo, existen metodologías que a partir de la medición del tamaño de los sedimentos en el lecho a un río, el coeficiente de rugosidad de Maning puede ser estimado utilizando el método de Cowan.(Ven Te CHOW [35],1994).

$$n = m(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (3.3)$$

Donde:

- $n_0$ : valor básico del coeficiente de rugosidad para un tramo recto y uniforme.
- $n_1$ : incremento por irregularidades de las secciones.
- $n_2$ : incremento por variaciones de forma y dimensiones de las secciones.
- $n_3$ : incremento por obstrucciones.
- $n_4$ : incremento por presencia de vegetación.
- $m$ : factor correctivo por curvas y meandros en ríos.

El valor básico del coeficiente de rugosidad se estima a partir de la fórmula de Strickler:

$$n_0 = \frac{d_s^{1/6}}{26.4} \quad (3.4)$$

Dónde:  $d_s$  denota un tamaño representativo de las fracciones más gruesas del lecho,

en este caso  $d_{90}$  (Niño Yarko [21], 2005). *Cómo se podrá deducir, un supuesto importante tomado al aplicar la fórmula anterior es que el promedio de los diámetros de partículas medidos en terreno, correspondientes al lecho de la coraza, es una aproximación de  $d_{90}$ .* (Jorge Iván Juárez Dehesa [15], 2014)

Otro supuesto de relevancia al usar la ecuación 3.4 tiene relación con la validez de dicha fórmula. Es bien sabido que la ecuación de Strickler sólo es válida para un determinado rango de rugosidad relativa  $R_h/d_s$ , donde  $R_h$  es el radio hidráulico. Para el caso de una rugosidad relativa extremadamente alta (sedimento grueso,  $R_h/d_s < 0$ ), el tipo de escurrimiento es macro rugoso y se caracteriza por la presencia de grandes partículas de sedimento que generan despegues y estelas en el flujo en torno de ellas. Por otro lado, cuando el sedimento es fino (rugosidad relativa baja) es posible que se desarrollen ondas sedimentarias, generándose resistencia hidráulica por efecto de forma, además de la resistencia dada por las partículas del lecho (Niño Yarko [21], 2005). La ecuación de Strickler no considera dichos efectos, por lo que sólo es utilizada como una aproximación gruesa del valor básico del coeficiente de rugosidad. (Jorge Iván Juárez Dehesa [15], 2014)

En base a los valores propuestos en la literatura, se estimaron los coeficientes de rugosidad de Manning para todos los puntos muestreados en la campaña de terreno, se procedió a extrapolar dichos valores a los cauces restantes de la red hidrográfica generada con ArcGIS, tomando como criterio la similitud de pendientes, elevación, uso de suelo y cobertura vegetal. Si bien las aproximaciones y supuestos anteriormente expuestos pueden parecer bastante gruesos, es importante recordar que, para la modelación hidrológica de la zona de estudio con IBER, lo más importante es reflejar lo mejor posible la variabilidad espacial de los parámetros, y no el valor exacto de ellos en cada punto, dado que en el proceso de calibración del modelo, dichos valores están sujetos a potenciales cambios mediante la aplicación de un único factor ponderador para la cuenca.

Finalmente en la tabla 3.12, se presentan los resultados del análisis de datos tomados en la campaña de terreno, mientras que en la figura 3.19, se muestran los sedimentos que presentan el lecho del río Vinchos, el cual es variado en su recorrido.

**Métodos para el registro de Precipitación.** La precipitación se mide en milímetros de agua, o litros caídos por unidad de superficie, es decir, la altura de lámina de agua recogida en una superficie plana es medida en mm o l/m<sup>2</sup>. La cantidad de lluvia que cae en un lugar determinado se mide en pluviómetros, que pueden ser manuales y automáticos.

La lluvia se puede calificar de acuerdo a la cantidad de precipitación por hora (mm/h) que se registra, como:

**Cuadro N° 3.12 :**

Valores de la Rugosidad de Maninng asumidos para la modelación hidrológica.

Item	Descripción	Rugosidad de Maninng
1	Rio	0.025
2	Bosque	0.120
3	Césped-Puna	0.025
4	Suelo-sin-Vegetación	0.023
5	Areas-Cultivo	0.040
6	Vegetación-Arbustiva	0.070
7	Pajonal	0.025

Fuente: Ven Te CHOW [34], 1994.

**Figura N° 3.19:**

Se muestra los sedimentos del Lecho del río, desde el Puente de Casacancha hasta el Puente de Vinchos.



Fuente:Elaboración propia.

- *Débiles, cuando su intensidad es  $\leq 2.0$  mm/h.*
- *Moderadas, cuando su intensidad es  $> 2.0$  mm/h y  $\leq 15.0$  mm/h.*
- *Fuertes, cuando su intensidad es  $> 15.0$  mm/h y  $\leq 30.0$  mm/h. ; y,*
- *Muy fuertes, cuando su intensidad es  $> 30.0$  mm/h*

*Para esta investigación se instaló un pluviómetro manual, en los alrededores del Puente Casacancha y se tomó registros durante los meses de diciembre del 2015 a marzo del 2016.*

**Figura N° 3.20:**

Pluviómetro manual instalado en la cuenca del río Vinchos (Estación Puente Casacancha).



Fuente:Elaboración propia.

**Métodos para el registro del Caudal de río Vinchos.** *La hidrometría se encarga de medir, registrar, calcular y analizar los volúmenes de agua que circulan en una sección transversal de un río, canal o tubería. La medición del caudal o gasto de agua que pasa por la sección transversal de un conducto (río, riachuelo, canal o tubería) de agua, se conoce como el aforo o medición de caudales. Este caudal depende directamente del área de la sección transversal a la corriente y de la velocidad media del agua.*

*La fórmula que representa el cálculo del caudal esta dada por:*

$$Q = A.V(1) \quad (3.5)$$

*Donde:*

- *Q = Caudal o Gasto.*

- $A =$  Área de la sección transversal.
- $V =$  Velocidad media del agua en el punto.

Los métodos de medición (aforos) más usados son:

- Velocidad y sección.
- Estructuras Hidráulicas.
- Método Volumétrico.
- Método Químico.
- Método Combinando. Calibración de compuertas.

El problema principal es medir la velocidad media en los canales o causes, ya que en los cauces la velocidad varia en los diferentes puntos al interior de una masa de agua. Los métodos más conocidos de aforos de agua son los siguientes:

- Método del correntómetro.
- Método del Flotador.
- Método usando dispositivos especiales tales como: vertederos y canaletas (parshall, trapezoidal, sin cuello, orificio, etc.)

Para esta investigación, se empleará el método del flotador, que se utiliza cuando no se tiene equipos de medición, para lo cual es necesario conocer el área de la sección y la velocidad del agua, para el cálculo de la velocidad se utiliza un flotador con el que se mide la velocidad del agua en la superficie, pudiendo utilizarse como flotador cualquier cuerpo pequeño que flote como: un corcho, un pedacito de madera, una botella lastrada.

El cálculo consiste en:

$$Q = A.V, \text{ donde : } V = e/t \quad (3.6)$$

Donde:

- $v =$  es la velocidad en m/seg.
- $e =$  es el espacio recorrido en m del flotador.
- $t =$  es el tiempo en segundos del recorrido e por el flotador.
- $A =$  es el área de la sección transversal.
- $Q =$  Caudal.

Este procedimiento se realizó en el Puente Casacancha, durante el mes de Diciembre del 2015 a marzo del 2016, en la figura 3.21 se muestran el tramo donde se realizó el aforo del caudal.

**Figura N° 3.21:**  
Aforo del caudal del río Vinchos (Estación Puente Casacancha).



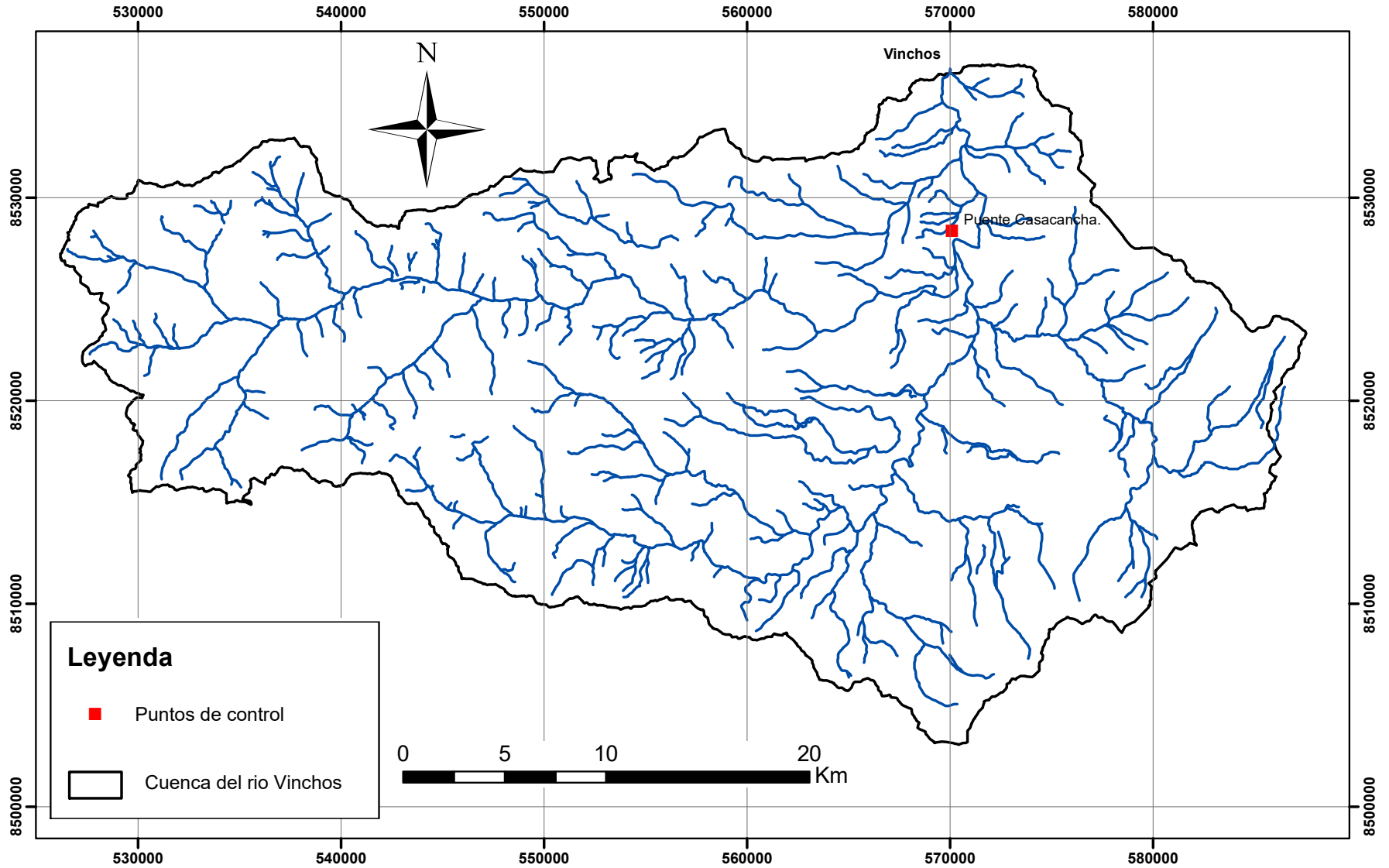
Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 3.22:**  
Estación fluviométrica del puente Casacancha en el río Vinchos  
(Estación Puente Casacancha).



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 3.23:**  
Ubicación del aforo de caudal en la cuenca del río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia.

### Procesamiento de la información recopilada

En la tabla 2.1 del anexo B, se muestra a mayor detalle las precipitaciones registradas en la estación Puente Casacancha durante el periodo comprendido en esta investigación, mientras en la tabla 2.2 del anexo B, se muestra el caudal registrado en el mismo periodo.

Luego de la etapa de terreno, se registraron datos de precipitaciones en ml de agua y datos del aforo del caudal, área de la sección transversal y velocidad del agua en la superficie del río, por lo que, fue necesario procesar los datos registrados y obtener los valores de precipitación en mm de lluvia y caudal en m<sup>3</sup>/seg.

1. Para obtener la precipitación en mm (los datos completos se muestran en los anexos de la investigación):

Los registros de lluvia se realizaron en tres horarios durante el día (7.0am, 12.0m y 7.0pm), en este horario se registró los ml (mililitros de lluvia), en una probeta graduada, para transformar este dato en milímetros de lluvia, se empleó la siguiente relación matemática:

$$P_{(mm)} = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{1000 * A_{probeta}} \quad (3.7)$$

Donde:

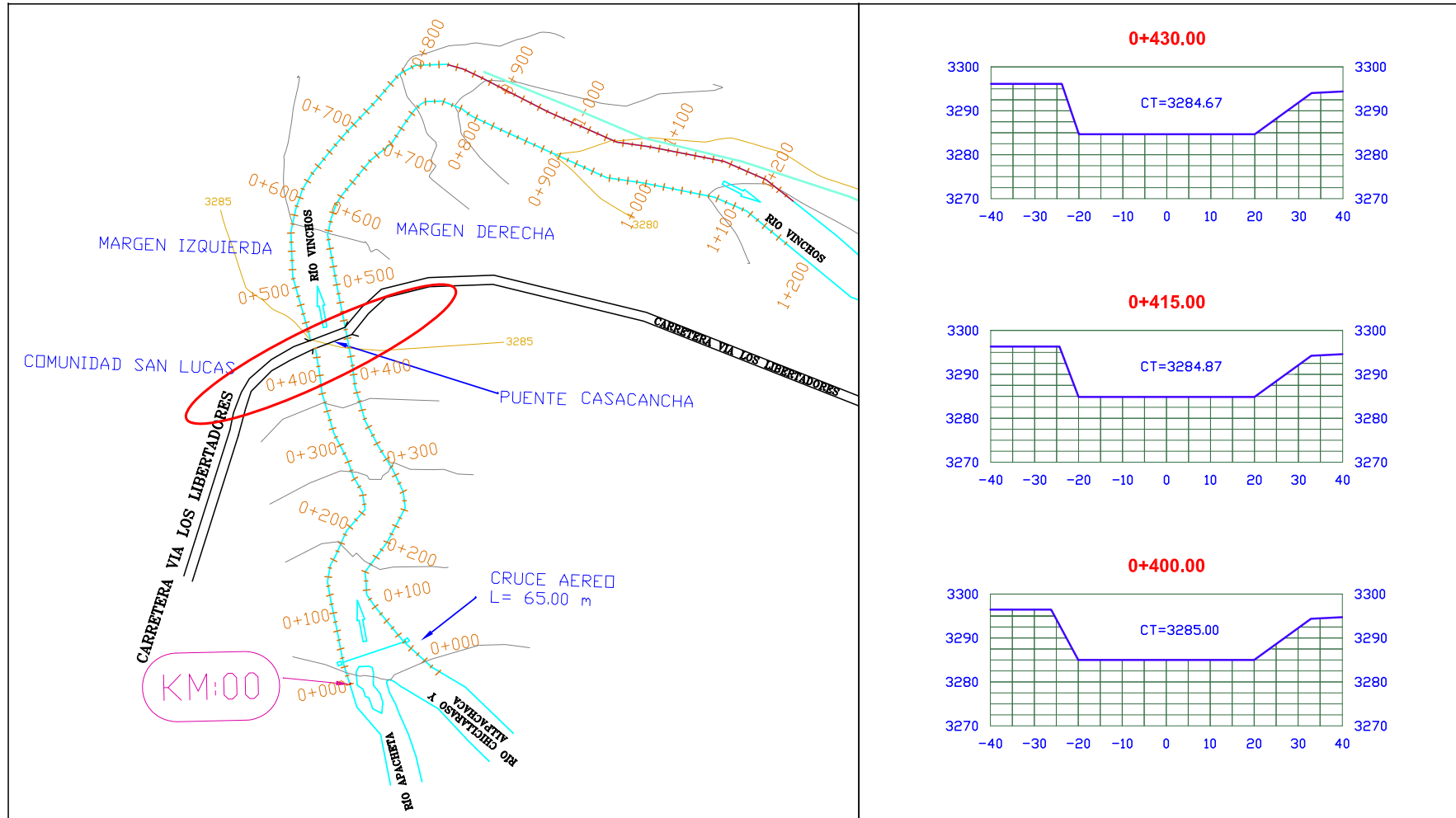
- $P_1, P_2, P_3$  son las precipitaciones en ml registradas en la probeta graduada.
  - $A_{probeta}$  es el área de la sección trasversal de la probeta graduada. ( $A = 0.00442m^2$ )
  - $P_{(mm)}$  es la precipitación de la lluvia en un metro cuadrado.
2. Para obtener el Caudal del río en m<sup>3</sup>/seg (los datos completos se muestran en los anexos de la investigación):

En primera instancia, fue necesario determinar el área de la sección transversal, conforme se indica en la figura 3.24.

Para la obtención de la velocidad, se tiene registro del tiempo de recorrido en 03 lecturas, cuyo promedio representa el tiempo que demora en recorrer un objeto una distancia  $x$  (para esta investigación se determinó en una longitud de 20m). Luego de ello se obtiene la velocidad del río en la superficie dividiendo la longitud  $x/t$  (m/seg).

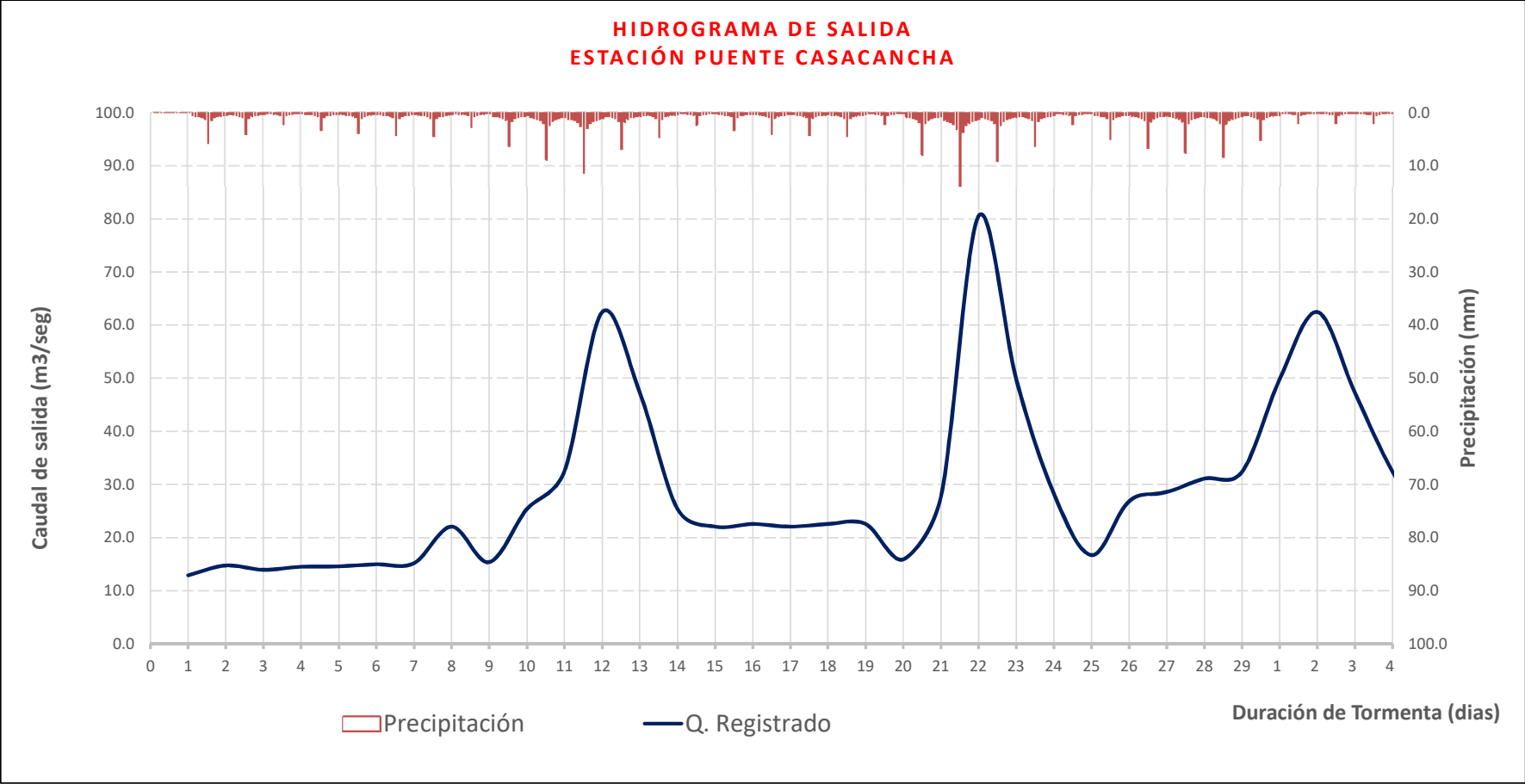
El caudal se obtiene de multiplicar el Área de la sección del río por la Velocidad en la superficie.

**Figura N° 3.24:**  
Sección del lecho del río en la estación del Puente CasacanCHA.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 3.25:**  
 Precipitación y Caudales Registrados (01/02/2016 al 04/03/2016).



Fuente:Elaboración propia.

Luego de procesada toda la información de registros, se obtuvieron las precipitaciones y caudales durante la etapa de terreno, en la imagen 3.25 se muestra la precipitación y el caudal registrado durante el mes de febrero del 2016, para la representación de los registros de lluvia, se empleó un hietograma base, el cálculo de este hietograma se indica en el anexo A. Mientras que la gráfica del caudal, debido a que los registros se realizaron una vez por día, los valores del caudal reportan cambios considerables de un día a otro.

## 3.2 Distribución de variables forzantes.

### 3.2.1 Precipitación

El método de la media aritmética, es la más simple para determinar la lluvia promedio sobre un área. Se promedian las profundidades del flujo que se registran en un número dado de pluviómetros. Este método es satisfactorio si los pluviómetros se distribuyen uniformemente sobre el área y sus mediciones individuales no varían de manera considerable.

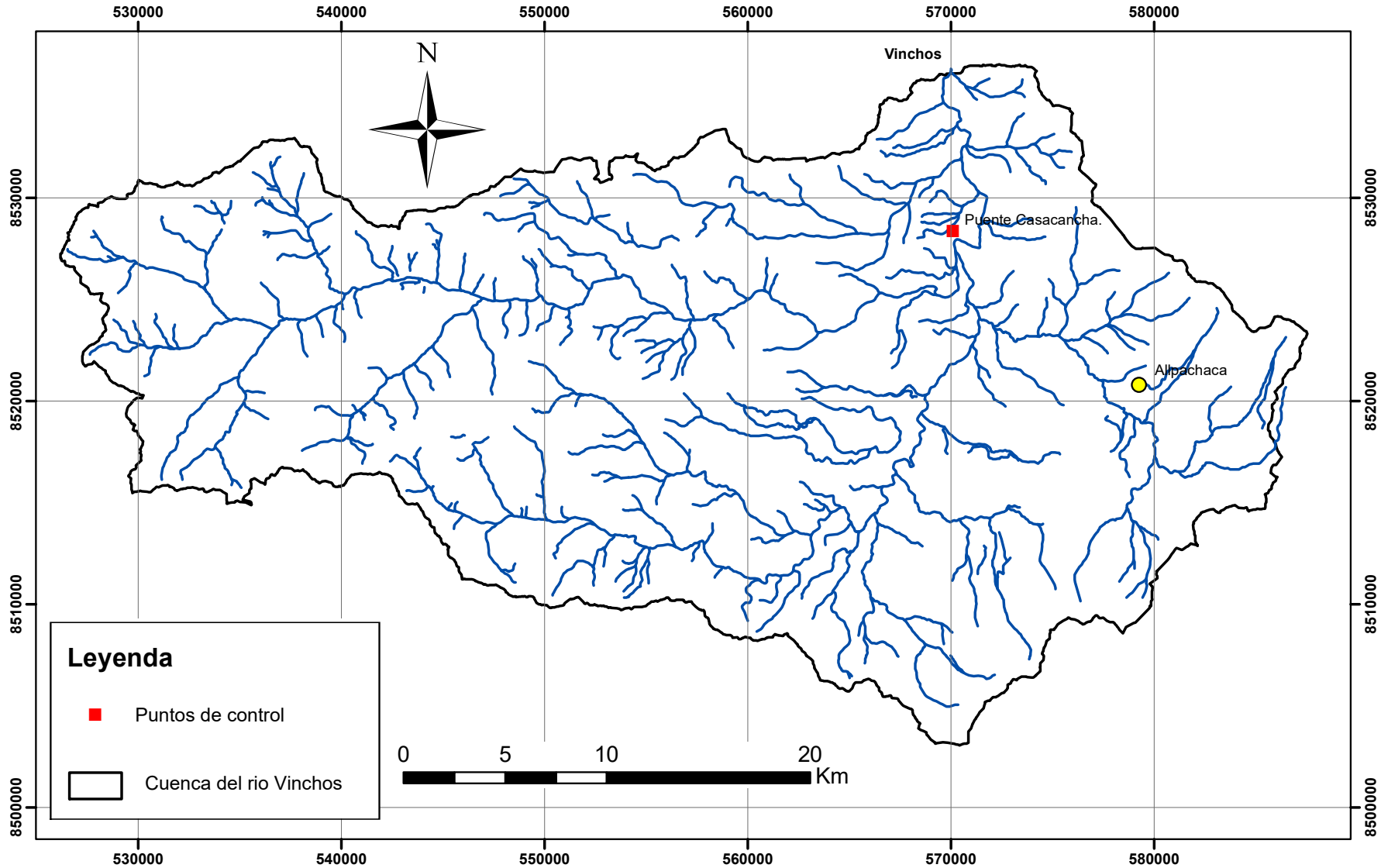
Para estimar la precipitación promedio en una cuenca existen diversas metodologías, que dependen principalmente de la ubicación geográfica de las estaciones, también de su distribución sobre la cuenca y variación de registros, de los se pueden obtener resultados satisfactorios, entre las principales metodologías podemos mencionar las siguientes:

- El método de la media Aritmética.
- El método de Thiessen.
- El método de las Isoyetas.
- El método de cuadrado de la distancia recíproca, entre otros.

Singh y Chowdhury (1986) estudiaron varios métodos para calcular la precipitación promedio sobre un área, incluyendo los descritos líneas arriba, y llegaron a la conclusión de que todos los métodos dan resultados comparables, especialmente cuando el periodo es largo, esto quiere decir que los diferentes métodos varían más de uno a otro cuando se aplican a la información de precipitación diaria que cuando se aplican a la precipitación anual.

Para esta investigación, se tienen registros pluviométricos e Hidrométricos de una dos estaciones (Puente Casacancha, registro de datos hidrométricos y Allpachaca, registro de datos pluviométricos), hecho que limita la aplicación de métodos para la distribución de la variable (precipitación) sobre la cuenca; por lo que, se asumirá que la precipitación que se produce en cualquier punto de la cuenca es la igual a la que se registra en la estación Allpachaca. En la figura 3.26, se muestran las estaciones de registro que se emplearan para esta investigación.

**Figura N° 3.26:**  
Estaciones y puntos de control empleados para esta investigación.



Fuente:Elaboración propia.

*El modelo Matemático Bidimensional IBER, requiere para la simulación hidrológica el hietograma de lluvias como dato fundamental para la transformación lluvia escorrentía, por lo que, es necesario construir este hietograma en base a los datos históricos de lluvia que se tienen, este calculo se muestra a mayor detalle en el Anexo A.*

### **3.2.2 Otras Variables.**

*Otras variables de interés, pero que no se tomarán en cuenta para esta investigación, es la temperatura, velocidad del viento y humedad, algunas de las estaciones de SENAMHI registran estos datos y otras, no, debido fundamentalmente al costo que genera el registro de esta información. En esta investigación se encontraron escasos registros de la temperatura en la estación Allpachaca (datos históricos obtenidos del PERC en la represa Cuchoquesera) y otros; por lo que, se decidió no tomar en cuenta para esta investigación, además, el Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 2.3.2, no cuenta con una herramienta para el ingreso de temperatura, pero si para el ingreso de las velocidades del viento, esto debido a que IBER fue planteado inicialmente como uno modelo hidráulico y no hidrológico, sin embargo, se han incorporado herramientas hidrológicas en sus versiones actuales.*

” *En arte, la tesis debe transformarse en idea espontánea, en sentimiento.*

— **Konstantin Stanislavski**

# CAPÍTULO IV

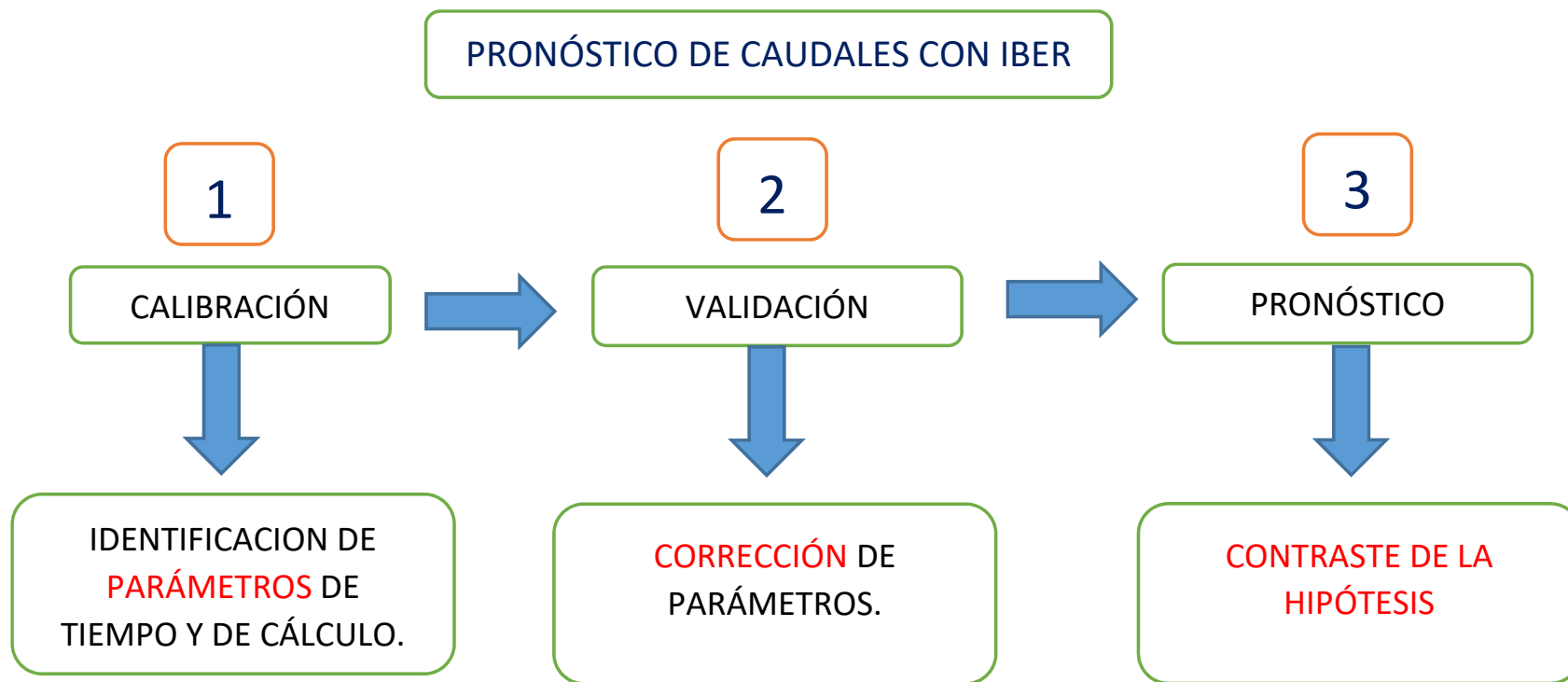
## RESULTADOS

*El pronóstico de Caudales con Iber, se logra a través de 3 etapas previas, la primera es la etapa de calibración, en esta etapa se asume valores de parámetros de tiempo y cálculo con el que se pretende simular un hidrograma de caudales, de tal modo de que este se aproxime al máximo caudal registrado en el punto de análisis, cómo los resultados no fueron adecuados, se tuvo que evaluar los parámetros asumidos y realizar una corrección a ellos, hasta lograr una adecuada calibración, la segunda etapa es la validación, en esta se va emplear los parámetros calibrados y se pretende reproducir adecuadamente otras tormentas y recalibrar los parámetros que sean necesarios, finalmente en la tercera etapa para el pronóstico, se empleará datos de precipitaciones registradas en la etapa de campo y se obtendrán caudales simulados para compararlos con los caudales registrados en el aforo realizado, además se pretende emplear el pronóstico de precipitaciones de SENAMHI para simular caudales. Para la verificación de los resultados, se evaluará por medio del test t-Student.*

### **4.1 Calibración y Validación del modelo.**

*Los formatos requeridos por IBER en su versión 2.3.2, para una simulación hidrológica, se obtienen de la interacción de varios programas, como el ArcGIS, SASPlanet, Excel. Con el ArcGIS, se genera el formato ASCII, dicho formato fue concebido como tipo Standar para ser usado por varios softwares, los cuales se ofrecen a la comunidad usuaria de programas de ingeniería y otros. Las principales ventajas de este formato son la portabilidad y la estructura del mismo, pues se puede saber fácilmente que tipo de información está contenida en el (variables, dimensiones, unidades, entre otros.)*

**Figura N° 4.1:**  
Esquema para el pronóstico de caudales.



Fuente:Elaboración propia.

*IBER requiere dos archivos de entrada básicos para llevar a cabo la simulación hidrológica, las cuales se resumen en lo siguiente:*

- *Topografía de la zona, en el se define la topografía de la cuenca elegida, que dependiendo del tamaño de la celda elegida, se representará con mayor aproximación la geomorfología de la cuenca; además, es necesario definir el valor del coeficiente de rugosidad de Manning para toda el área de la cuenca, pues esta representa el grado de oposición al desplazamiento del flujo del agua en la cuenca.*
- *Finalmente, definir las tormentas registradas en la cuenca, las cuales producirán la escorrentía superficial que fluirá en la cuenca, desde el punto más alto al punto más bajo.*

#### **4.1.1 Generación de entradas para el modelo.**

*A continuación, definiremos a mayor detalle las entradas que requiere el programa IBER en su versión 2.3.2, para la simulación hidrológica en la cuenca elegida para esta investigación.*

- **Información espacial:** *para la simulación hidrológica, es necesario definir el modelo digital de elevaciones de la cuenca, para lo cual, se emplea el programa ArcGIS, en cual se realiza el cálculo y se define adecuadamente la topografía de la cuenca, el formato de empleo en este programa es un archivo raster, el cual finalmente se exporta en formato ASCII, que es el formato requerido por IBER.*

*Adicionalmente, es necesario contar con la imagen georreferenciada de la cuenca, para ello se emplea el programa de procedencia Rusa, SASPlanet es un programa de libre disposición en la web, enlazada con muchos navegadores, en las que se pueden descargar imágenes georreferenciadas de cualquier parte del mundo, en distintos formatos (jpg, bmp, etc). El archivo empleado para esta investigación es .JPG, la cual fue descargada del software en un zoom de 18x, que es necesario para tener una mejor visualización de la cuenca y poder navegar sobre ella.*

- **Información de forzantes:** *contiene las series de tiempo con las variables meteorológicas (lluvia), el cual permitirá realizar adecuadamente la moderación hidrológica, además es necesario los datos del tipo de suelo que se tiene en la cuenca, rugosidad, pérdidas, etc. Los archivos necesarios para el ingreso de estas variables, se pueden generar en Excel o en bloc de textos, ya que a través de estos se ingresa al programa IBER.*

*En base a lo anterior, las rutinas necesarias para la creación de los archivos de entrada fueron programadas en Excel, que es un programa de libre disposición en el mercado y de fácil manipulación.*

### 4.1.2 Información espacial de la cuenca.

Como se indicó en el capítulo III, el trabajo realizado mediante el uso del Sistema de Información Geográfica (SIG), permitió llevar a cabo el trazado de la red hidrográfica digital y la delimitación de la cuenca, además se identificó el uso del suelo en toda la cuenca, lo cual permitió establecer valores del coeficiente de rugosidad de Manning.

El trabajo con un modelo digital de elevaciones, llevó a crear la topografía de la cuenca, con un área total 1,169.44m<sup>2</sup>, la longitud del cauce principal de 68.50ml, el perímetro de la cuenca 184.95ml, entre otros valores, lo cual permitió conseguir tiempos de simulación de una a dos horas, para 25 a 30 días de escorrentía a escala horaria (utilizando un procesador Intel Core i5 de 2.50 GHz y 4GB de memoria RAM).

### 4.1.3 Forzantes del modelo y datos de verificación.

Para la generación de los archivos con las forzantes de modelo requeridas, se emplearon archivos de formato .xlsx(Excel), en el que se definió los variables (precipitación, rugosidad y otros), a continuación indicaremos los eventos elegidos para la simulación hidrológica:

Como primer punto, para la etapa de calibración y validación, se definió el registro de las precipitaciones, para lo cual debemos tener presente que se tienen registros hidrométricos (caudal máximos), desde julio del 1988 hasta abril del 2001, además de contar con registros de precipitaciones diarias de la estación Allpachaca, desde abril del 1991 hasta abril del 1996, teniendo en cuenta lo anterior, se eligió las tormentas para la simulación hidrológica, conforme a lo que se indica en la tabla 4.1 .

**Cuadro N° 4.1 :**

Tormentas definidas para la etapa de calibración y validación de datos.

Item	Estación	Duración de la Tormenta	Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Etapas
1	Allpachaca	01/03/1995 al 23/03/1995	157.591	Calibración
2	Allpachaca	25/02/1992 al 18/03/1992	30.81	Validación
3	Allpachaca	01/03/1993 al 20/03/1993	52.021	Validación

Fuente:Elaboración propia.

Como segundo punto, en el trabajo de campo, para la etapa de pronóstico de crecidas, se registró las precipitaciones y caudales en la estación Puente Casacancha, durante el periodo de diciembre del 2015 hasta marzo del 2016; por lo que, se tomará en cuenta estos registros, para la etapa de pronóstico de caudales de crecida, sin embargo, debemos indicar que en este periodo, no se registraron precipitaciones y caudales extraordinarios, fundamentalmente debido a la ocurrencia del Fenómeno el Niño, lo cual genero escases de lluvia en gran parte de la sierra en el Perú.

## 4.2 Calibración IBER.

### 4.2.1 Introducción.

*La calibración es la tapa del proceso de modelación que obliga a que el funcionamiento matemático reproduzca en mayor o menor grado la historia del sistema real. Estimando comprobar si los datos disponibles (variables y parámetros) son cualitativamente y cuantitativamente compatibles, para la simulación hidrológica real en la cual.*

*Después de la concepción del modelo, la calibración constituye la etapa más importante en el proceso de modelación de una cuenca, permitiendo además la asignación de valores numéricos para aquellos parámetros de los que se tiene poca o ninguna información. Sin embargo, es importante destacar que, aún si se tienen datos acerca de los valores de dichos parámetros, es siempre recomendable realizar una revisión de ellos en el proceso de calibración antes de llegar a una simulación definitiva.*

*Para evaluar la bondad del ajuste de un modelo hidrológico determinístico (es decir, entradas y salidas únicas), usualmente se recurre a la inspección gráfica y al uso de funciones matemáticas. Dichos indicadores pueden estar orientados a la correcta simulación de los caudales máximos, que es el objetivo principal de la etapa de calibración y de esta investigación.*

*La validación de un modelo, es la etapa que sigue a la calibración. El objetivo de la calibración, es comprobar que el modelo sea capaz de reproducir una serie histórica (diferente a la utilizada en la etapa de calibración), de la variable de interés con el mismo set de parámetros hallado en el proceso de calibración. (ESTRELA Teodoro [8], 1992).*

*Los procesos de calibración y validación de los parámetros en la zona de estudio fueron efectuados mediante simulaciones determinísticas. Es decir, no se perturbo ninguna forzante o estado del modelo, de modo que IBER recibiese entradas únicas para generar una sola respuesta.*

### 4.2.2 Simulación sin calibración.

*Con el objeto de realizar una evaluación preliminar, para determinar la necesidad de calibración de algunos parámetros, se procederá a realizar una simulación de prueba sin calibración previa para el periodo comprendido en el ítem 1 de la tabla 4.1. Tanto en esta simulación, como en las etapas de calibración y validación del modelo, se utilizaran como condiciones iniciales un almacenamiento de agua nulo en toda cuenca.*

*Para el modelo IBER, se plantearon las condiciones para una primera etapa de cálculos,*

por lo cual, se propone 03 proyectos de cálculo, si estos resultados no son adecuados se plantearán cambios al proyecto más alentador y se procederá a mejorarla con la adecuación de los parámetros.

### **Creación de la Geometría en el interfaz de IBER.**

El primer paso en IBER, es crear un nuevo proyecto, se crea una nueva carpeta con extensión .gid y es donde se guardará toda la información que se ingrese (datos iniciales), además los datos de postprocesamiento que se pudieran generar.

Para la generación de la geometría de la cuenca del río Vinchos, se empleó el modelo digital de elevaciones creada con ArcGIS 10.0, tal como se indicó a mayor detalle en el capítulo III, el archivo raster creado en el GIS, se exporta en formato ASCII, para ser empleado en IBER.

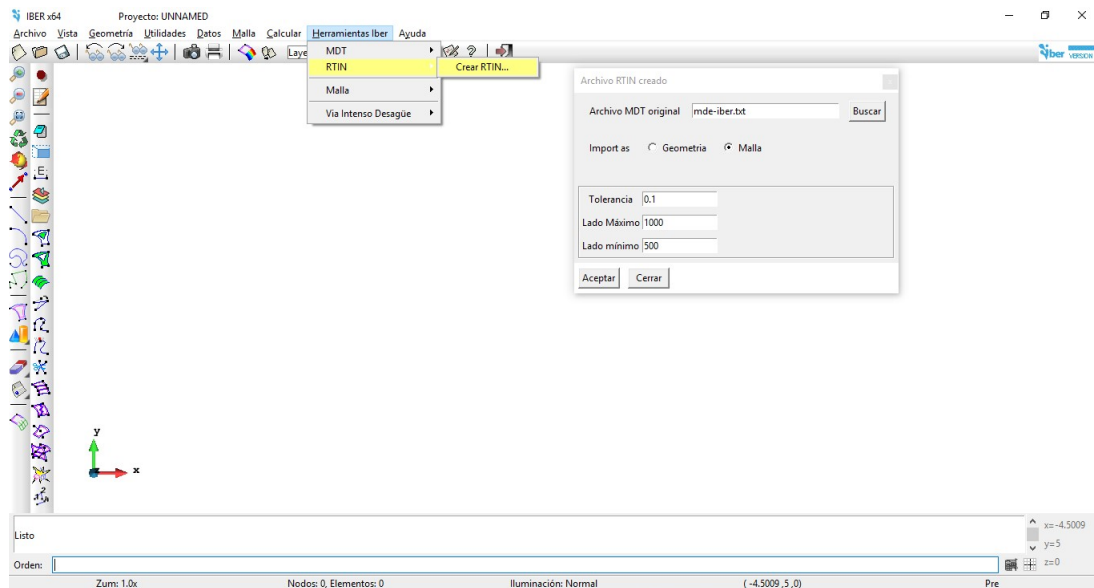
En seguida se cargó el archivo ASCII, en la interfaz de IBER por el medio del menú: Herramientas Iber, submenú RTIN, en la opción Crear RTIN (figura 4.2), en esta opción se solicita la ubicación del archivo ASCII, además se debe indicar información adicional como: la tolerancia (asumiendo como 0.1), un Lado máximo (asumiendo 1000m) y un lado mínimo (asumiendo 500), estos valores son asumidos para reducir el tamaño del archivo y para que los tiempos de cálculo no sean largos; sin embargo, asumir valores mas pequeños generarían mejores resultados, pero tiempos de cálculo mas largos; por lo que, al menos hasta lograr la calibración de parámetros adecuadas, para la simulación hidrológica de la cuenca, se recomienda asumir valores intermedios para el tamaño de celdas que forman la topografía de la cuenca.

En la figura 4.3 se observa el geometría de la cuenca del río Vinchos, en el interfaz de IBER, además, se puede obtener distintas imágenes cambiando el tipo de iluminación (normal, plana y suave), cuya opción se encuentra en la parte central inferior de la ventana de IBER.

La figura 4.4, muestra la imagen georreferenciada de la cuenca superpuesta con la malla de la cuenca, esta imagen fue generada con el programa SASPlanet, el cual se carga a IBER, a través del menú: Vista, submenú Imagen de fondo, opción Tamaño real, en donde finalmente se direcciona el archivo en formato de imagen (.JPEG).

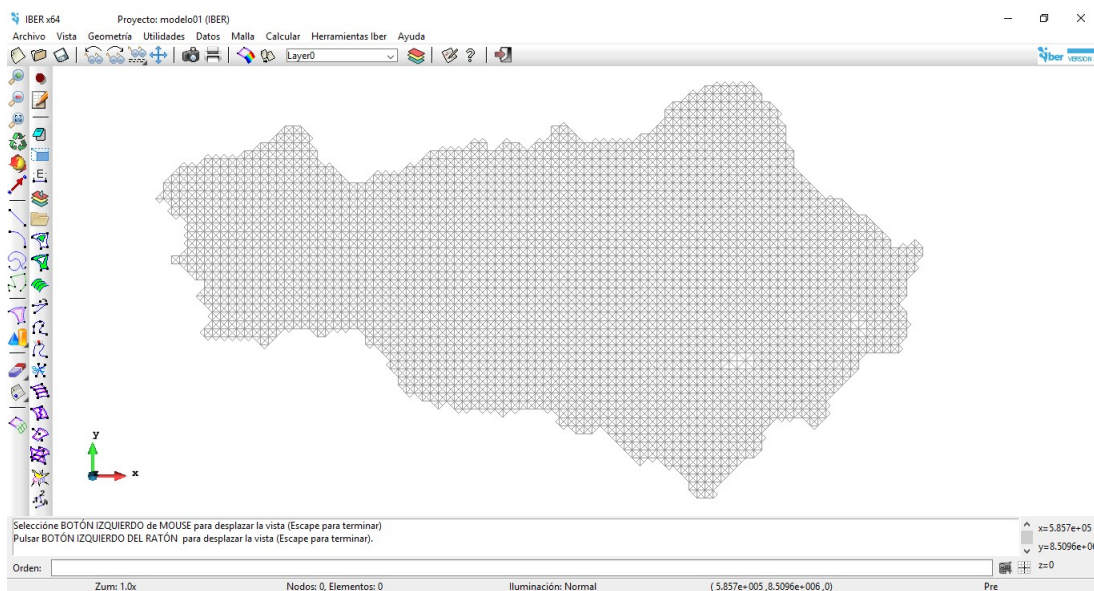
Luego de tener la geometría de la cuenca cargada en el interfaz de IBER, es necesario ingresar la información inicial y algunas consideraciones que se asignarán para el cálculo, estos datos se ingresarán en el menú: Datos, submenú Datos del problema, la figura 4.5 muestra la rutina para el ingreso de datos.

**Figura N° 4.2:**  
Venta de inicio de IBER y creación de malla.



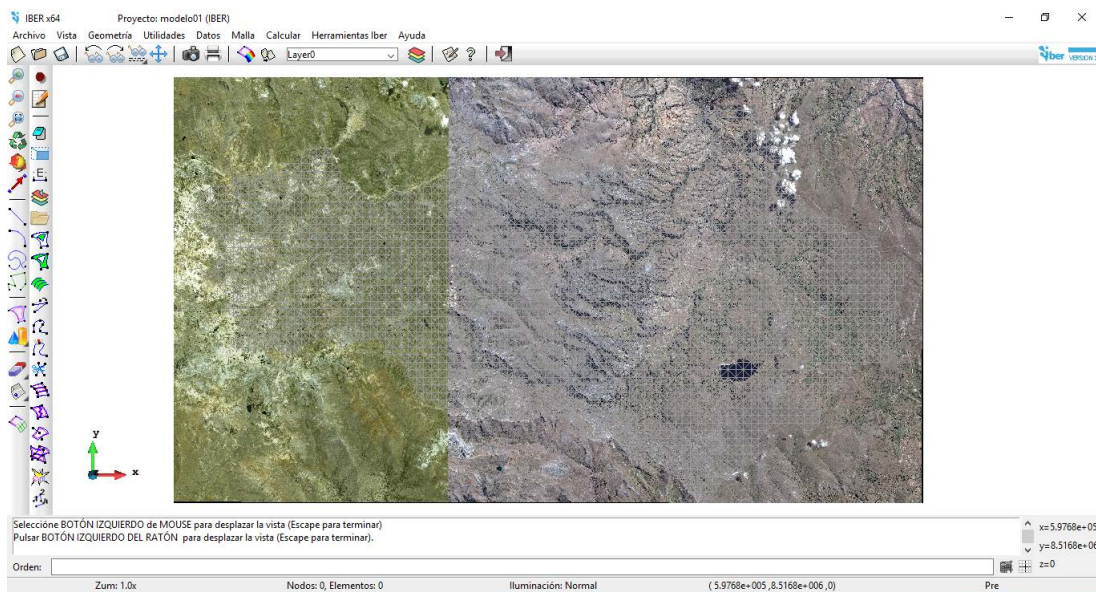
Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.3:**  
Geometría de la cuenca del río Vinchos en el Interfaz de IBER.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.4:**  
Geometría de la cuenca del río Vinchos con una imagen de fondo georreferenciada.



Fuente:Elaboración propia.

En esta etapa de la investigación, se creó tres proyectos de IBER, con el objetivo de observar los cambios que se tienen si se variaban algunos datos de entrada, la tabla 4.2 y la tabla 4.3, muestran los principales cambios de los tres proyectos propuestos para esta primera etapa.

**Cuadro N° 4.2 :**

Parámetros de tiempo para cada uno de los proyectos propuestos en IBER.

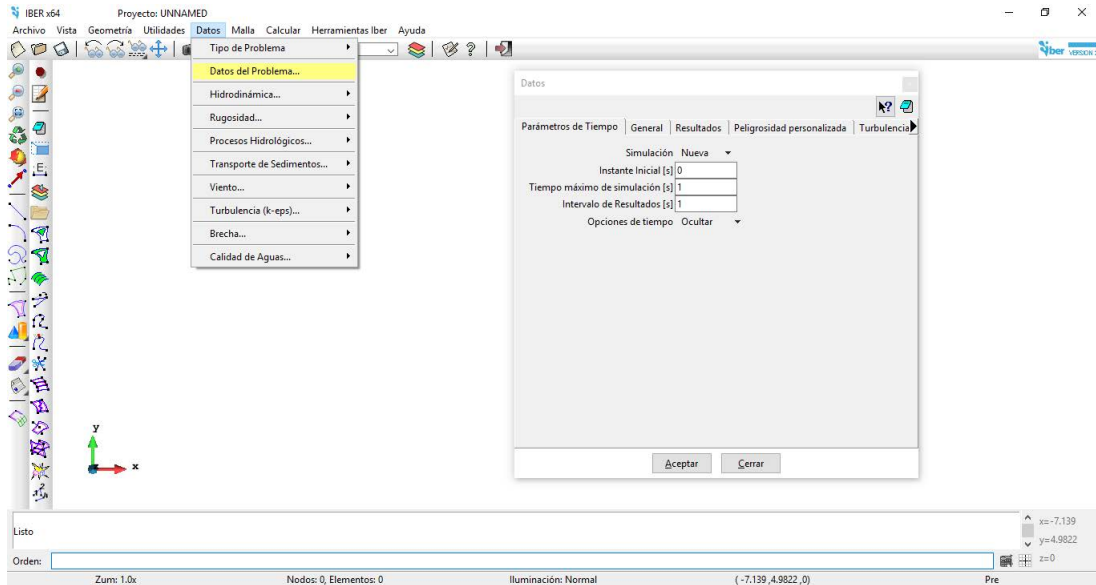
Item	Proyecto / Simulación	Incremento de tiempo máximo	Instante Inicial	Tiempo máximo de simulación	Intervalo de resultados
1	Modelo01	360.0	0	1,987,200.0	3,600.0
2	Modelo02	360.0	0	1,987,200.0	3,600.0
3	Modelo03	360.0	0	1,987,200.0	3,600.0

Fuente:Elaboración propia.

La figura 4.6, muestra el ingreso de los datos iniciales de los proyectos, los parámetros de tiempo se ingresaron en base a la tabla 4.2; además la figura muestra los parámetros de cálculo, con los cuales se obtendrán los hidrogramas de salida.

El siguiente paso es identificar las condiciones de contorno que pueden ser salida o entrada, en nuestro caso la única entrada será la lluvia (esto se ingresará en otro submenú), mientras que la salida, se asignó a los puntos más bajos de la cuenca, en la figura 4.7 se

**Figura N° 4.5:**  
Ruta para ingresar los datos generales del problema.



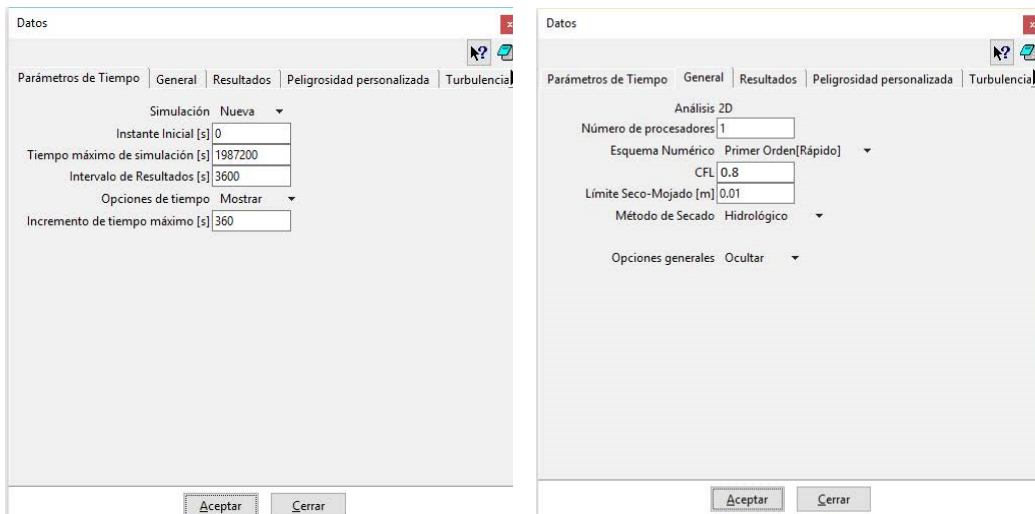
Fuente:Elaboración propia.

**Cuadro N° 4.3 :**  
Parámetros de cálculo para cada uno de los proyectos propuestos en IBER.

Item	Proyecto / Simulación	CFL	Límite seco mojado	Método de secado	Condiciones Iniciales (Tirante inicial)
1	Modelo01	0.80	0.01	Hidrológico	0.0
2	Modelo02	0.80	0.01	Defecto	0.0
3	Modelo03	0.80	0.01	Estricto	0.0

Fuente:Elaboración propia.

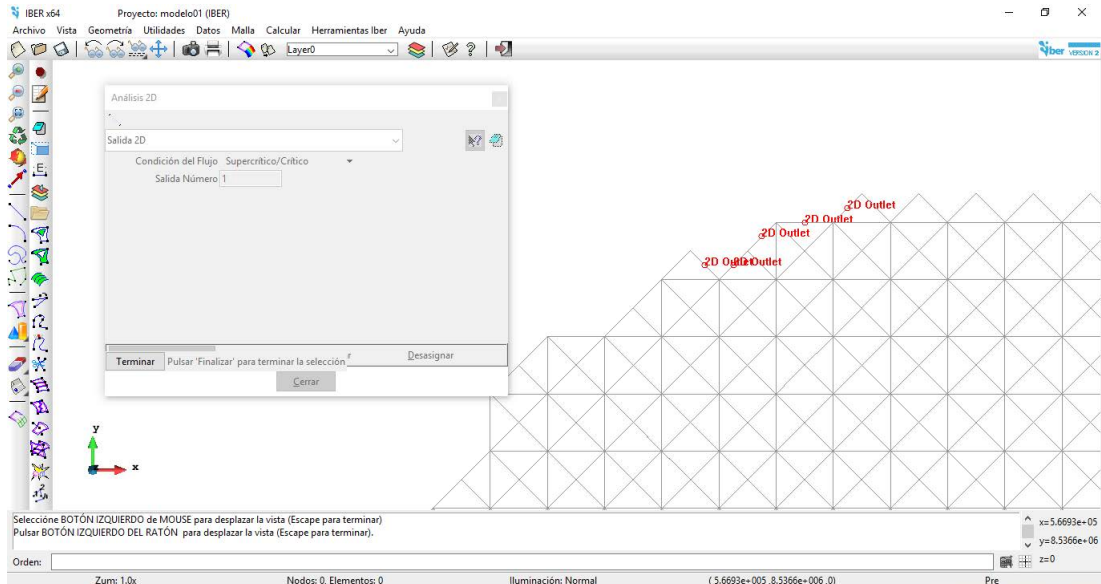
**Figura N° 4.6:**  
Parámetros de tiempo y cálculo ingresados al proyecto de IBER.



Fuente:Elaboración propia.

muestra los puntos de salida de la cuenca que se definió en la cuenca en el interfaz de IBER.

**Figura N° 4.7:**  
Ruta y elementos asignados a la salida de la cuenca.



Fuente:Elaboración propia.

Después, se debe asignar el valor de la rugosidad a cada uno de los elementos de la cuenca. Para llevar a cabo esta operación, es necesario ir al menú Datos, Submenú Rugosidad en la opción de Uso de Suelo; la tabla 4.4 muestra los valores asumidos para cada tipo de suelo, en base al mapa de uso de suelo que se definió en el capítulo III, además, para una mejor visualización es necesario contar con la imagen georreferenciada del uso del suelo de la cuenca. La figura 4.9, muestra la ruta para la asignación de la rugosidad en el interfaz de IBER; mientras que la figura 4.10, muestra los valores de la rugosidad asignados a cada elemento de la cuenca en el interfaz de IBER.

**Cuadro N° 4.4 :**

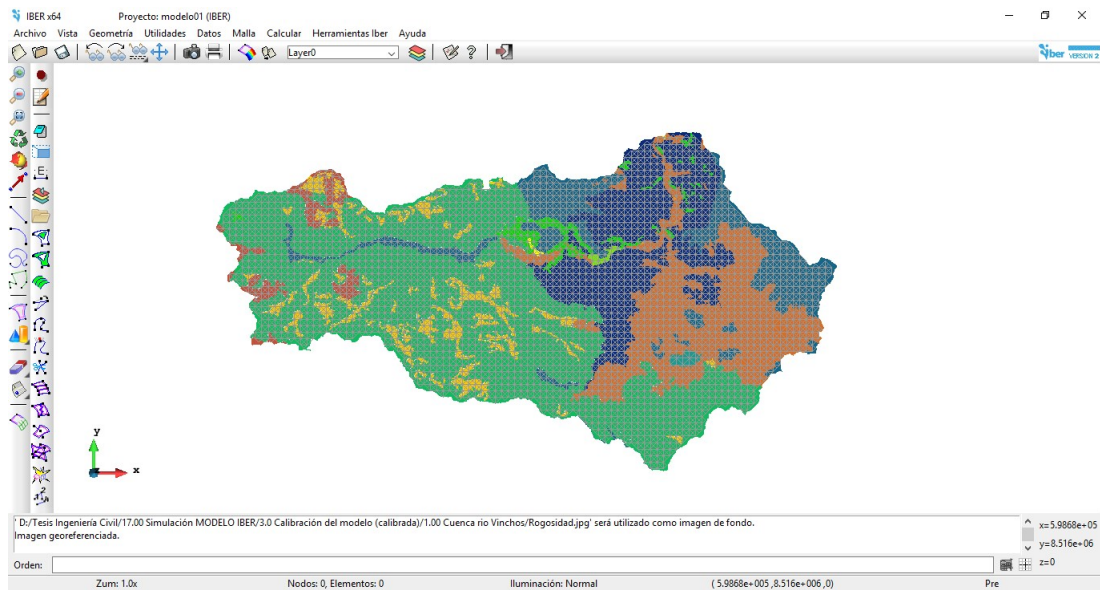
Valores de la Rugosidad de Maningng asumidos para la modelación hidrológica.

Item	Descripción	Rugosidad de Maningng
1	Rio	0.025
2	Bosque	0.120
3	Césped-Puna	0.025
4	Suelo-sin-Vegetación	0.023
5	Areas-Cultivo	0.040
6	Vegetación-Arbustiva	0.070
7	Pajonal	0.025

Fuente:Elaboración propia.

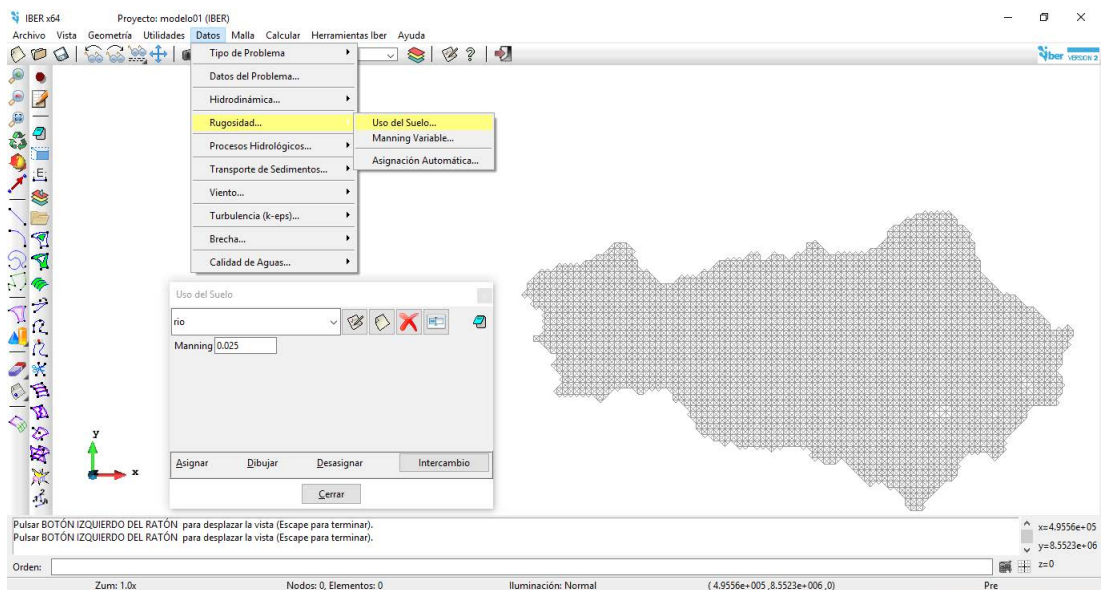
Lo siguiente es definir los procesos hidrológicos en la cuenca del río Vinchos, el primer paso es definir el hietograma de la tormenta, la cual se asigna desde el menú Datos,

**Figura N° 4.8:**  
Imagen georreferenciada del uso de suelos en el interfaz de IBER.



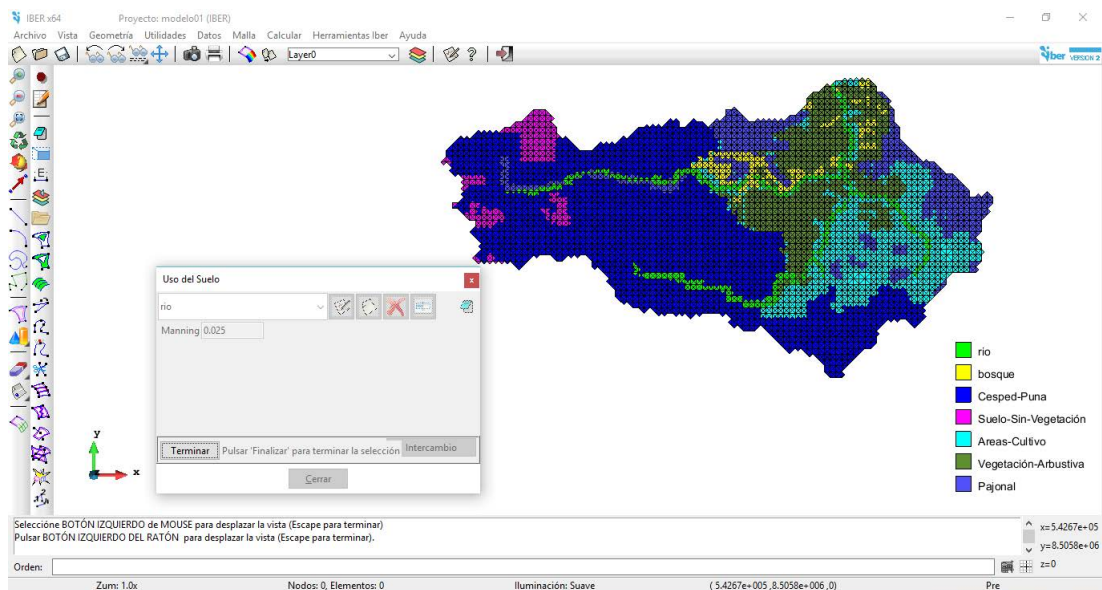
Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.9:**  
Ruta para la asignación de la Rugosidad de Manning.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.10:**  
Elementos de la geometría de la cuenca con los valores de la Rugosidad asignadas.



Fuente:Elaboración propia.

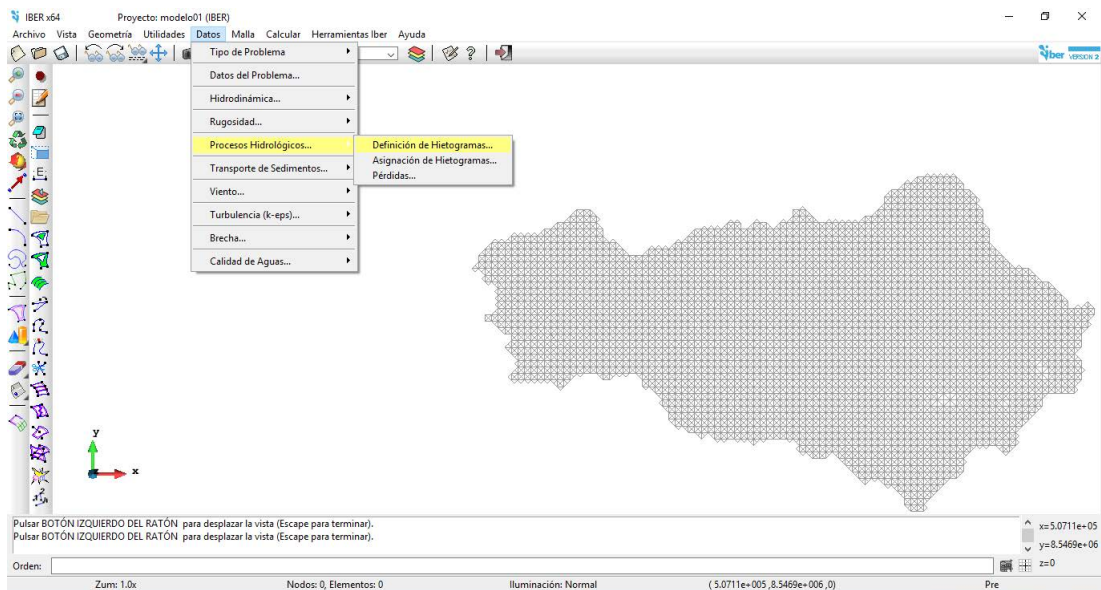
submenú *Procesos Hidrológicos* opción *Definición de hietogramas*, en esta opción se ingresa el hietograma definido para la tormenta, los valores y el obtención del hietograma, se muestran en el anexo de esta investigación. La figura 4.11 muestra la rutina para la asignación del hietograma en el entorno de IBER, mientras que la figura 4.12 muestra el hietograma definido en el interfaz de IBER.

Como segundo paso, se debe asignar la lluvia a cada a elemento de la cuenca, lo ideal hubiera sido crear polígonos de thiesen para definir el área de influencia de cada una de las estaciones de registro y trabajar la modelación con varias datos de lluvia, pero, al no contar con más datos, se limita en indicar que la lluvia se produce en igual intensidad en toda la cuenca. La figura 4.12 muestra la lluvia asignada a cada uno de los elementos de la cuenca.

El tercer paso, es definir las pérdidas que se producen en la cuenca, IBER puede usar el método de SCS; por lo que, se asume un valor del número de curva (CN) 80, este valor se asigna a cada elemento de la cuenca del río Vinchos. La figura 4.14 muestra la ruta y la asignación de pérdidas a la cuenca.

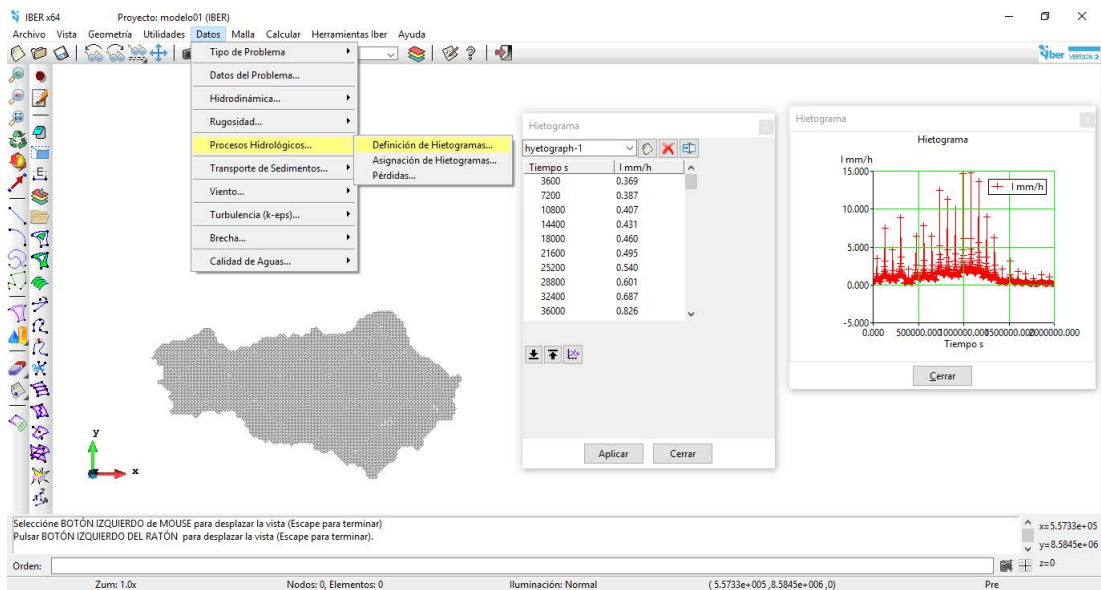
Finalmente, con la asignación de pérdidas se concluye el ingreso de la información al modelo. Por lo que, se debe ingresar al Menú *Calcular* y seleccionar la opción *Calcular*, con lo cual, comenzará el proceso de simulación del proyecto, cuando el cálculo concluya se desplegara una ventana en la que se indica que el cálculo ha terminado y se pueden obtener

**Figura N° 4.11:**  
Ruta para la creación del Hietograma de cálculo.



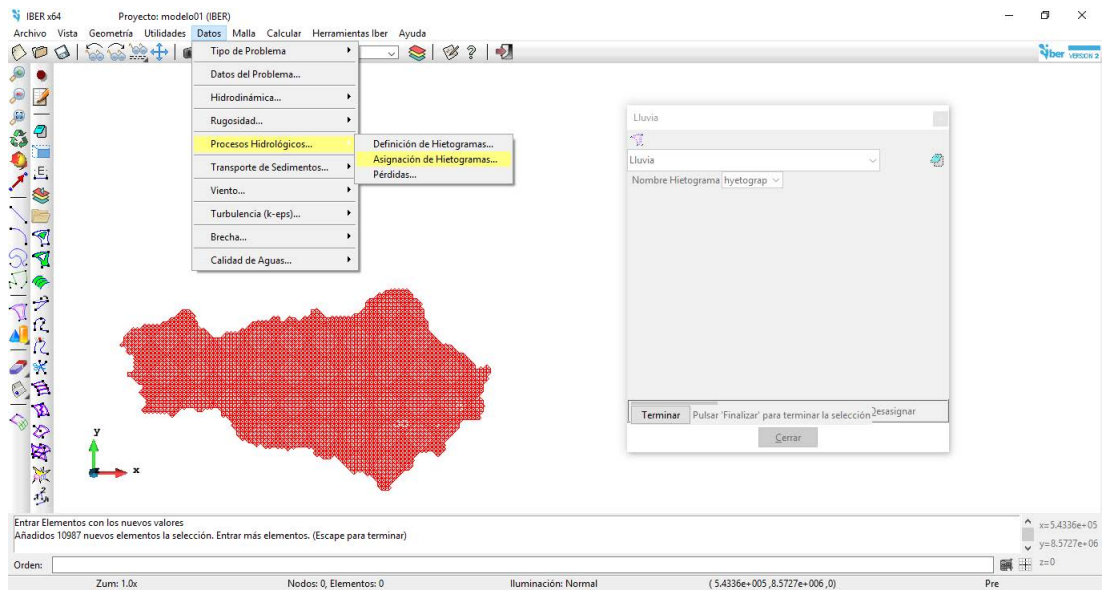
Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.12:**  
Definición del Hietograma de la tormenta en la cuenca del rio Vinchos.



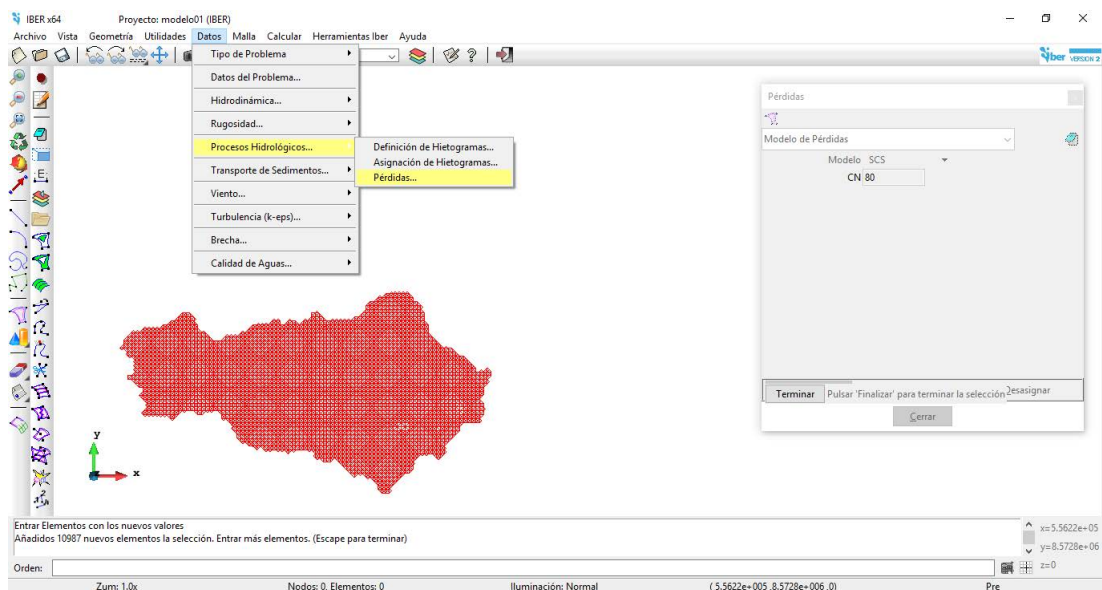
Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.13:**  
Asignación de la lluvia a cada elemento de la cuenca.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.14:**  
Muestra la geometría de la cuenca con las pérdidas asignadas a la cuenca.



Fuente:Elaboración propia.

los resultados que se necesiten, en nuestro caso serán los valores del caudal en el puente de Casacancha.

### Primera etapa de calibración.

En esta primera etapa de simulaciones, se va a comparar el caudal máximo registrado en la cuenca (Estación Puente Casacancha), ya que no se cuenta con hidrograma de caudales a escala diaria; con los resultados obtenidos en la simulación hidrológica. En la figura 4.15, se gráfica los hidrogramas de salida, obtenidos luego de la simulación de los proyectos modelo01, modelo02 y modelo03, para los cuales comentaremos lo siguiente:

En cuanto al modelo01, los valores ingresados son los mismos comparados con los modelos 02 y 03, pero en este, se emplea el método de secado de tipo **hidrológico**, aparentemente muestra resultados más constantes con oscilaciones, pero valores más estables donde los cambios no son tan variados en comparación con el modelo02; por lo que, este modelo será considerado como base para la segunda etapa de simulaciones.

En relación al modelo02, en el que se empleó el método de secado por **defecto**, se observa que en la figura 4.15, los valores de los caudales son dispersos con picos altos y variaciones en tiempos cortos, los cuales no reflejan el comportamiento hidrológico en una cuenca; por lo que, este modelo no será tomado en cuenta para las posteriores etapas de simulación.

Mientras que, en relación al modelo03, en el que se empleó el método de secado **estricto**, luego de la simulación hidrológica, no muestra ningún resultado en el punto de salida de la cuenca, además que, el tiempo de cálculo es demasiado largo, aproximadamente 21 veces el tiempo de cálculo de los modelos 01 y 02; por lo que, este modelo al igual que el modelo02, no serán tomados en cuenta para la siguiente etapa de simulaciones hidrológicas.

**Cuadro N° 4.5 :**

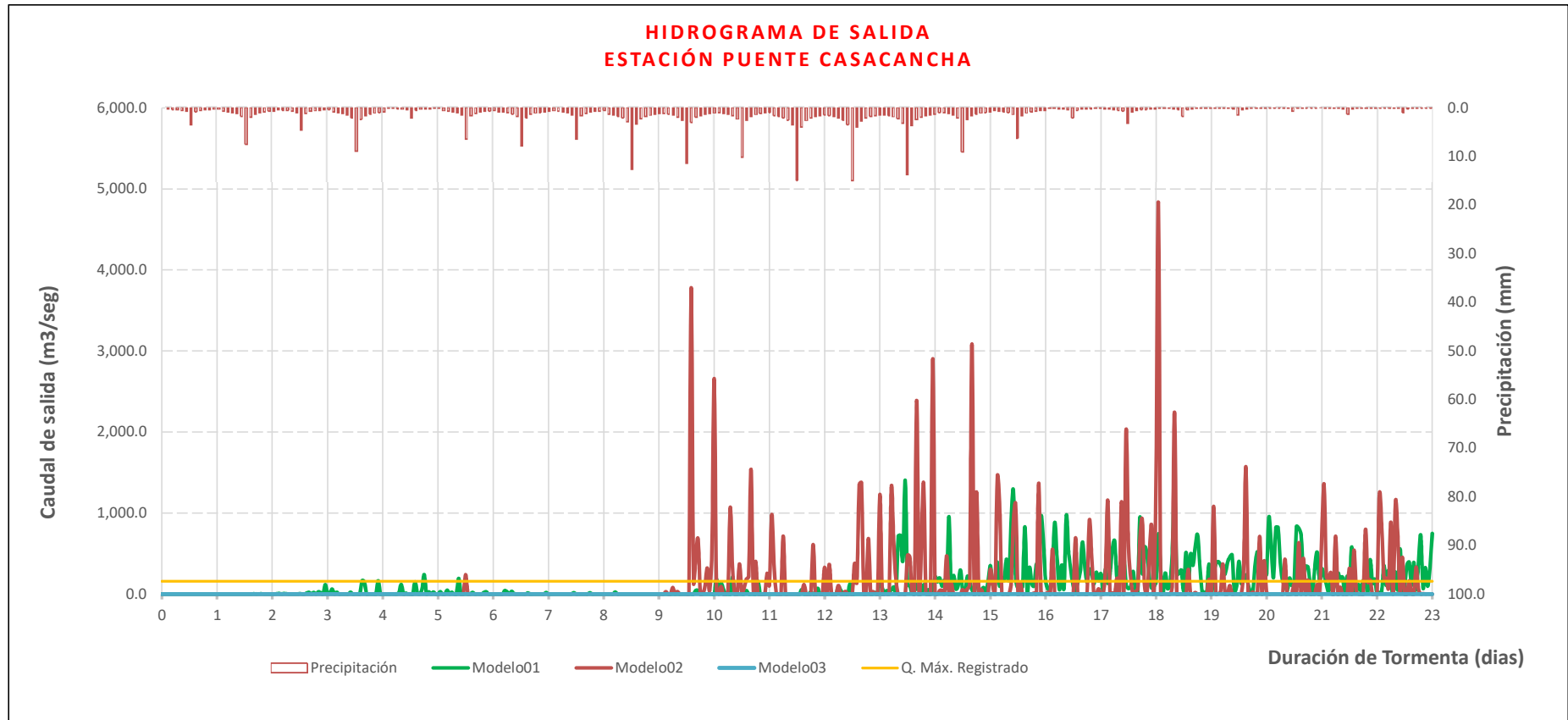
Caudales de salida obtenida en la primera etapa de simulaciones

Item	Descripción modelo	Q. máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Método de Secado
1	Estación Puente Casacancha	157.59	
2	Modelo01	1,403.75	Hidrológico
3	Modelo02	4,821.79	Defecto
4	Modelo03	0.00	Estricto

Fuente:Elaboración propia.

En la tabla 4.5 se muestran los valores de los caudales obtenidos a la salida de la estación del Puente Casacancha, donde los modelos 02 y 03 muestran valores del caudal muy altos, mientras que el modelo03 no muestra ningún valor de caudal a la salida.

**Figura N° 4.15:**  
Hidrogramas de salida - Primera etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

## Segunda etapa de calibración.

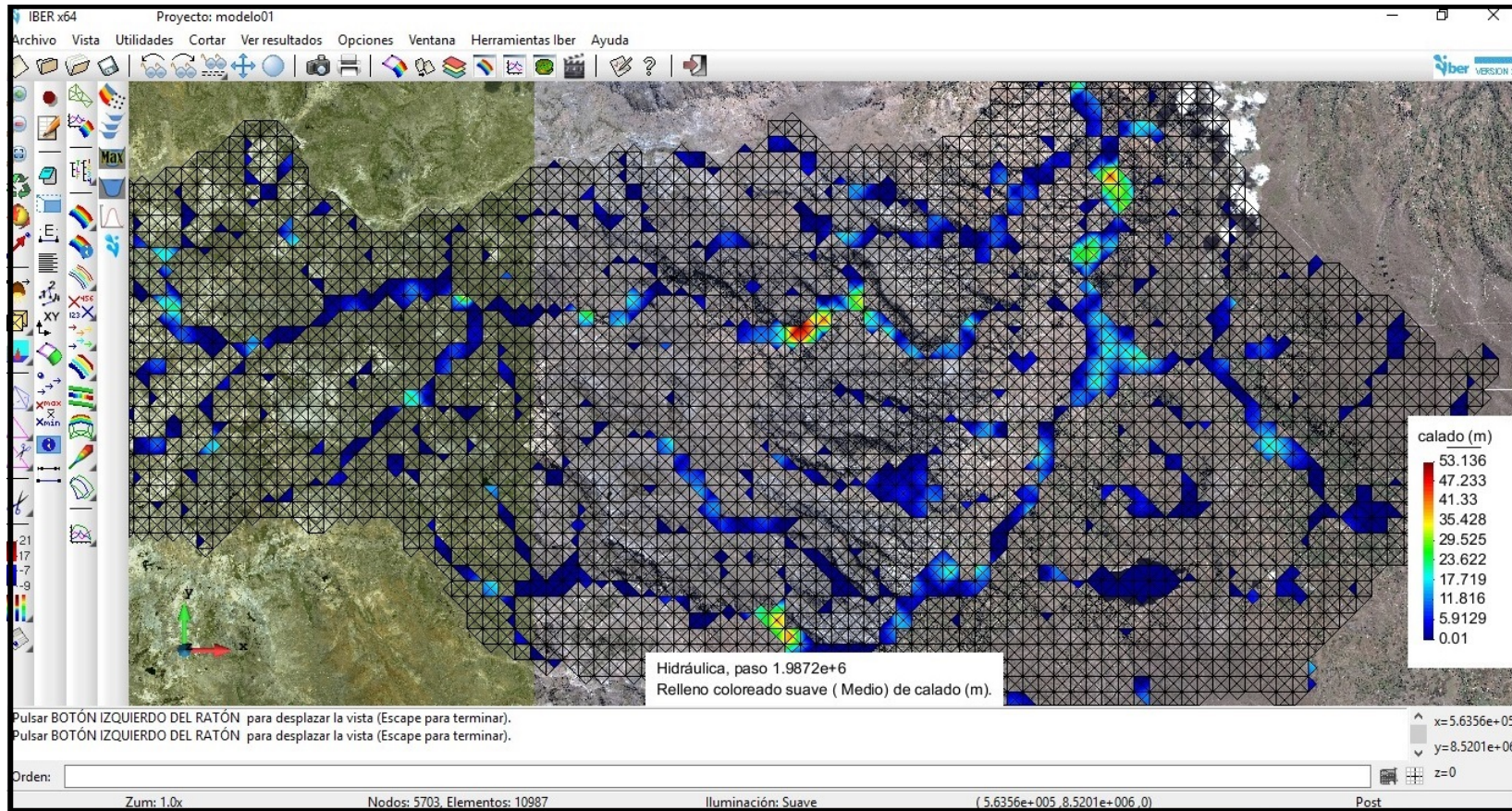
Para esta segunda etapa de simulaciones, se tomará como base el modelo01, obtenido de la etapa anterior, en el cual se realizará correcciones a los parámetros de cálculo ingresados, además de otros valores. También se consultó a usuarios del programa IBER, a través del foro de usuarios en su página oficial, en el cual, los creadores del programa absuelven dudas a los usuarios de IBER, a partir del cual se recogió información importante para mejorar los datos de la simulación hidrológica. En los siguientes párrafos se van a describir algunas observaciones y consideraciones para mejorar los resultados.

Tomando como base el modelo01 de la etapa anterior, se realizan algunos cambios a los parámetros de cálculo, con el objeto de identificar si se mejoran los resultados, uno de los primeros pasos fue reducir el incremento de tiempo máximo y el valor de CFL (Coeficiente de estabilidad), los asesores del modelo IBER, recomiendan que no es adecuado utilizar incrementos de tiempo de cálculo muy grandes, aunque IBER lo reduce automáticamente, esto siempre tiene tendencia a provocar oscilaciones, las que se observan claramente en los modelos anteriores; para el caso del CFL, comentan que es recomendable emplear valores cercanos a 0.5 cuando los proyectos son nuevos, se recomienda usar valores mayores cuando la cuenca está calibrada y se requiere minimizar el tiempo de cómputo.

El parámetro de Límite seco - Mojado, afecta también los cálculos de escurrimiento provocando oscilaciones, por lo que, se recomienda trabajar con unos valores menores a 0.001, pero al reducir aún más este valor genera que el tiempo de cómputo sea aún mayor.

La topografía, es importante en todos los modelos hidrológicos, en algunos, el impacto es mayor que en otros y depende de los tratamientos que se realice en ella. En nuestro caso con el modelo IBER, se desconocía si era necesario realizar algún tratamiento previo, por lo que, en la primera etapa, se consideró que la topografía original pudiera funcionar sin mayores problemas, como los resultados no fueron los adecuados se realizó una inspección y se encontró que la topografía presentaba depresiones en algunas zonas donde se almacenaba volúmenes de agua, por lo que, se realizó la consulta al respecto, recomendando activar la opción de rellenar depresiones, que se accede a través del menú: Datos, submenú Datos del problema, pestaña General, **opción rellenar depresiones**, si aun así, los resultados no eran adecuados, sugieren reducir el tamaño de las celdas asumidas inicialmente al momento de crear la malla con la topografía de la cuenca.

**Figura N° 4.16:**  
Alturas de agua en la cuenca luego de la primera etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

En base a lo indicado anteriormente, se propone 03 modelos nuevos para la simulación hidrológica, con las correcciones de los parámetros indicados en párrafos anteriores; por lo que, en la tabla 4.6 se indican los valores que se asumirá para esta segunda etapa de calibración.

**Cuadro N° 4.6 :**

Tabla de parámetros asumidos para la Segunda etapa de simulaciones

Item	Descripción modelo	Incremento de tiempo máximo	Intervalo de resultados	CFL	Límite Seco - Mojado	Llenar depresiones
1	Modelo04	10.00	3,600.00	0.60	0.001	Si
2	Modelo05	1.00	3,600.00	0.60	0.001	Si
3	Modelo06	5.00	3,600.00	0.60	0.001	Si

Fuente:Elaboración propia.

Luego de ejecutar el programa IBER, la figura 4.18, muestra los hidrogramas de salida para cada uno de los modelos asumidos, se observan que los resultados han mejorado considerablemente en relación a la primera etapa; sin embargo, se observan ciertas oscilaciones en cada tramo del hidrograma de salida de los modelos 04 y 06, siendo el hidrograma del modelo05 el que menos oscilaciones presenta.

La tabla 4.7 muestra los caudales máximos obtenidos en cada uno de los tres modelos asumidos, en cuanto a los caudales máximos, estos se aproximan al valor del caudal observado en la estación del Puente Casacancha; sin embargo, los caudales obtenidos en los modelos 04 y 06 son bastante volubles, mientras que, los caudales obtenidos en el modelo05, son más constantes; por lo que, es necesario realizar una nueva etapa de simulaciones en las que se tomará con referencia el modelo05.

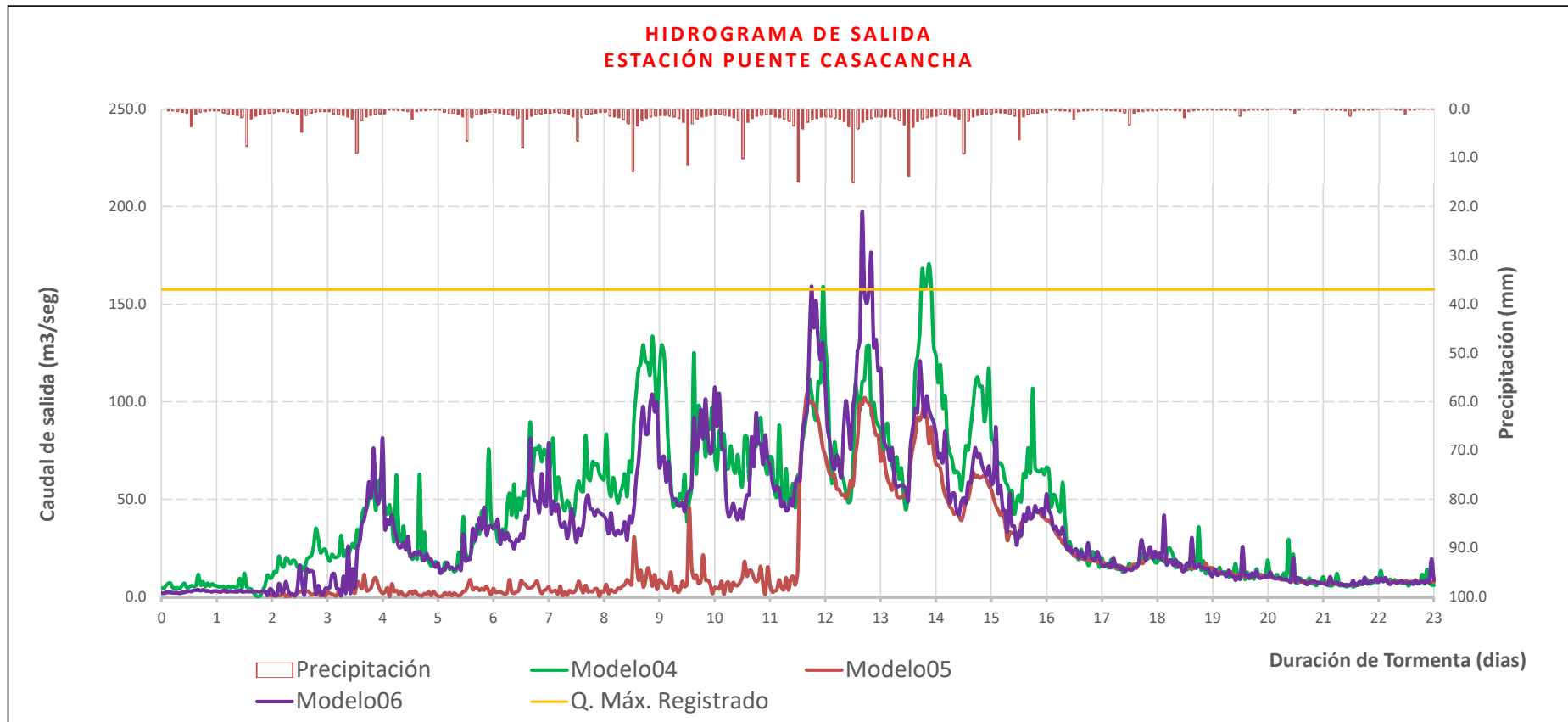
**Cuadro N° 4.7 :**

Caudales máximos obtenidos en la Segunda etapa de Simulaciones.

Item	Descripción modelo	Q. máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Fecha Evento máximo (dd/mm/aaaa)	Hora Evento máximo (h)
1	Estación Puente Casacancha	157.59		
2	Modelo04	170.69	13/03/1995	21
3	Modelo05	104.19	11/03/1995	16
4	Modelo06	197.19	12/03/1995	16

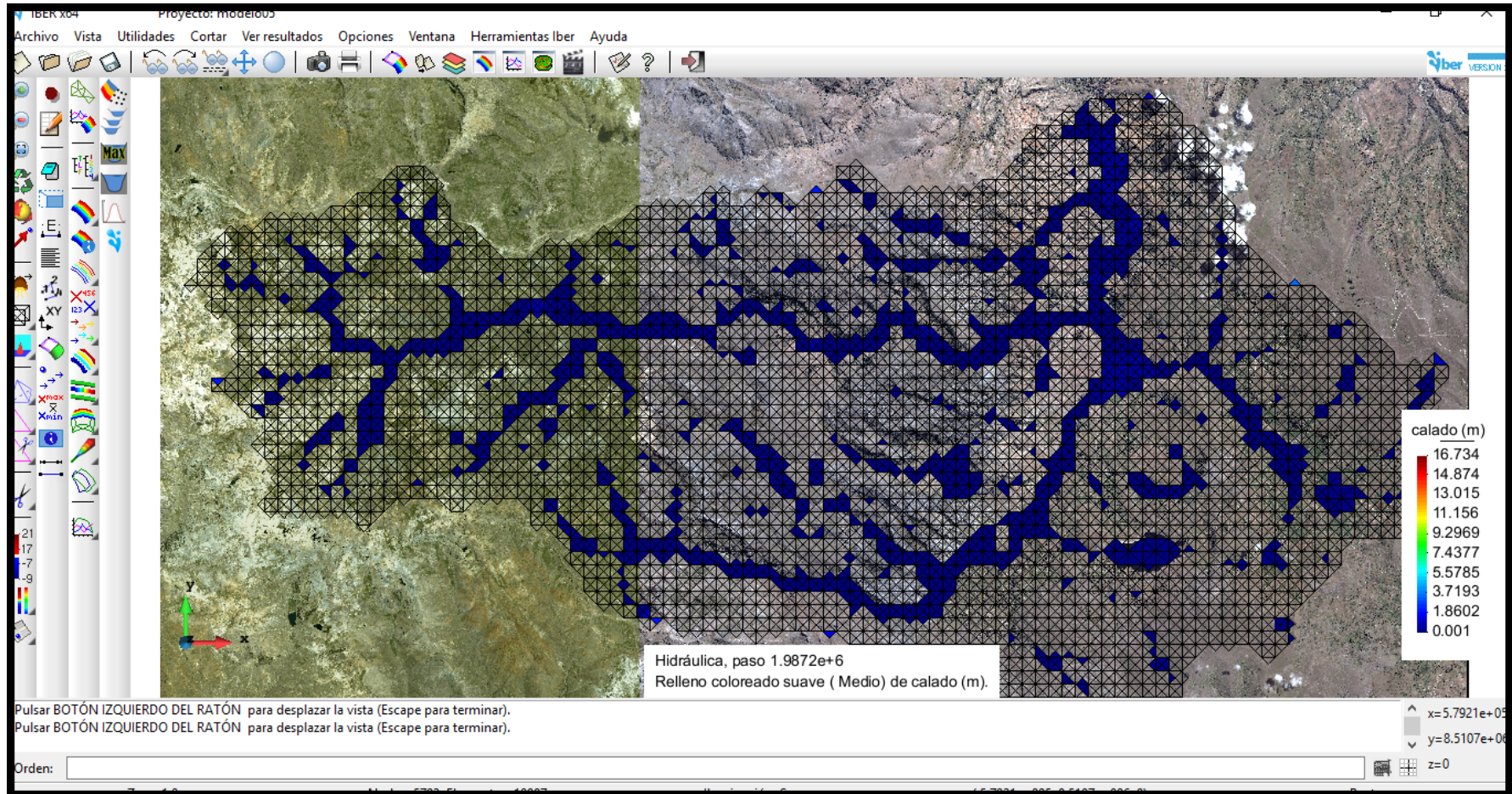
Fuente:Elaboración propia.

Figura N° 4.17:  
Hidrogramas de salida - Segunda etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.18:**  
Alturas de agua en la cuenca luego de la segunda etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

### Tercera etapa de calibración.

Para la tercera etapa de simulaciones, se tomará como referencia el modelo05, obtenido de la segunda etapa, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Como el modelo05, muestra una mejora considerable, para esta tercera etapa se propone incrementar el intervalo de resultados de 3,600seg a 7,200seg, con el objeto de reducir el tiempo de cómputo, además el parámetro de incremento de tiempo máximo, se mantendrá constante en 1seg, el valor de CFL, se mantendrá constante en 0.60, el valor Límite Seco - Mojado en 0.001 y la opción Llenado de depresiones Activa. Con estas consideraciones se propone el modelo07, para la simulación hidrológica.
- Adicionalmente a lo indicado en el apartado anterior, referente a la rugosidad, se utiliza el coeficiente  $n$  de manning, que puede estar asociado al uso del suelo, además, se debe tener presente algunas consideraciones que no se tubo en las etapa anterior, el coeficiente de rugosidad de manning, sirve para considerar fricción contra un entorno determinado en cálculos hidráulicos; sin embargo, en los cálculos de tipo hidrológico con celdas de varios cientos de metros, este coeficiente  $n$  de manning, funciona no solo como un coeficiente de fricción, sino también, considera todos los posibles obstáculos que enfrenta el agua en su recorrido en el interior de cada celda, convirtiendo la "n" de manning en coeficiente de fricción y de forma; por lo tanto, se debe tener en cuenta que los valores que se asignen deben ser un poco menores a los que la literatura propone en cálculos hidráulicos.

Asignar valores de coeficientes de rugosidad, a cada tipo de suelo, en cada posible etapa de simulaciones, hasta una posible calibración en una cuenca de 1,169.44 km<sup>2</sup>, resulta bastante engorroso y complejo; por lo que, en esta tercera etapa se propone calibrar solamente el coeficiente de rugosidad asumido para el lecho del río ( $N_{río}=0.025$ ), y dependiendo de los resultados que se obtengan se calibrar los demás coeficientes de rugosidad.

En base a lo indicado anteriormente, para esta tercera etapa de simulaciones, se propone 03 modelos hidrológicos, cuyos valores propuestos se resumen en la tabla 4.8 .

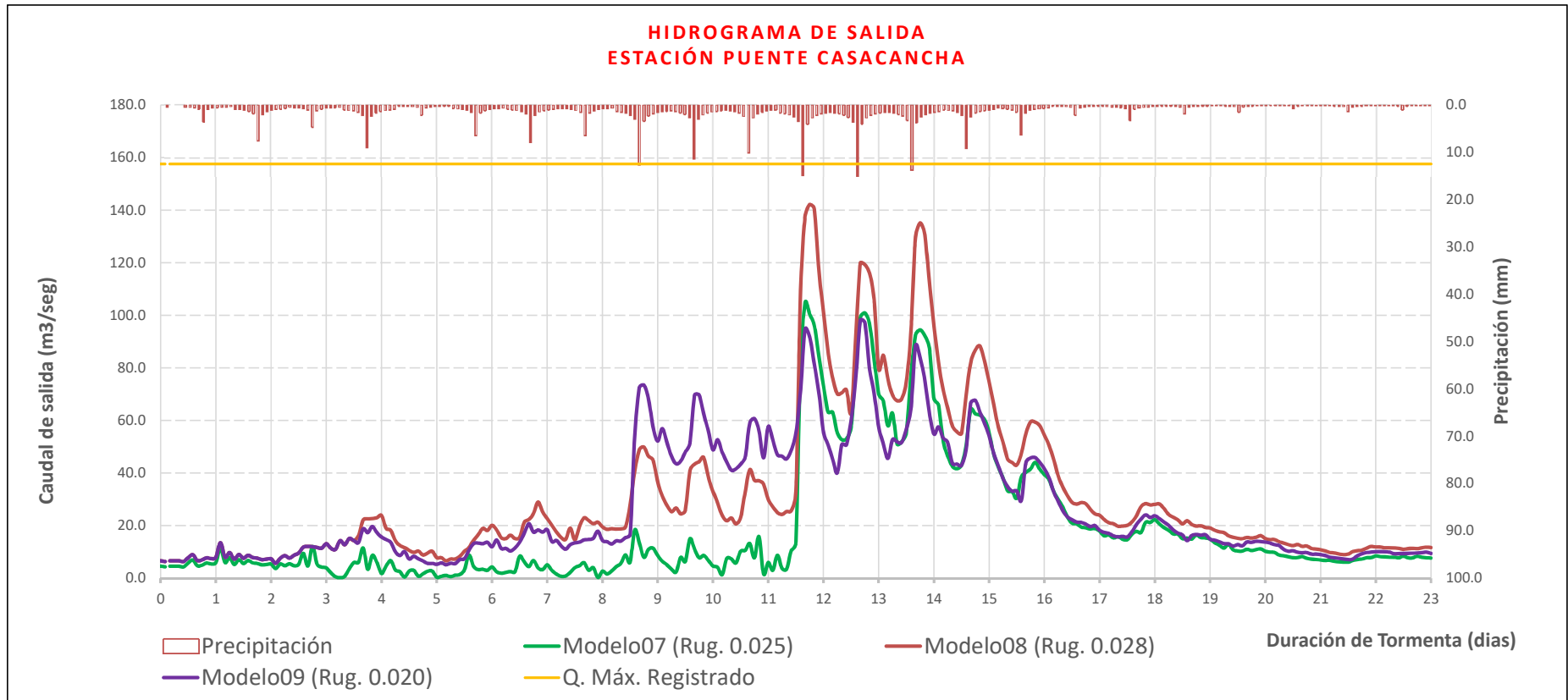
**Cuadro N° 4.8 :**

Tabla de parámetros asumidos para la Tercera etapa de simulaciones

Item	Descripción modelo	Rugosidad del lecho del río	Intervalo de resultados	CFL	Límite Seco - Mojado	Llenar depresiones
1	Modelo07	Nrio 0.025	7,200.00	0.60	0.001	Si
2	Modelo08	Nrio 0.028	7,200.00	0.60	0.001	Si
3	Modelo09	Nrio 0.020	7,200.00	0.60	0.001	Si

Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.19:**  
 Hidrogramas de salida - Tercera etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

Luego de ejecutar el programa IBER, y realizar el cálculo de modelos asumidos para esta etapa, se obtiene la figura 4.19, que muestra los hidrogramas de salida para cada uno de los modelos asumidos; se observa que, ya no existen oscilaciones y cambios bruscos en los gráficos de los hidrogramas obtenidos, por lo que, se puede considerar que los parámetros asumidos hasta esta etapa son adecuados, pero, no alcanzan el valor máximo registrado en la estación Puente Casacancha, pues el máximo caudal registrado es de 142.16 m<sup>3</sup>/seg.

La tabla 4.9 muestran los caudales máximos obtenidos en cada uno de los tres modelos asumidos, con valores más constantes, sin cambios bruscos, los caudales máximos obtenidos en los hidrogramas, no alcanzan aún el caudal máximo registrado en la estación Puente Casacancha; por lo que, será necesario ejecutar una cuarta etapa de simulaciones corrigiendo los valores necesarios, para lo cual, se tomará como referencia el modelo08.

**Cuadro N° 4.9 :**  
Caudales máximos obtenidos en la Tercera etapa de Simulaciones.

Item	Descripción modelo	Q. máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Fecha Evento máximo (dd/mm/aaaa)	Hora Evento máximo (h)
1	Estación Puente Casacancha	157.59		
2	Modelo07	104.77	11/03/1995	16
3	Modelo08	142.16	11/03/1995	18
4	Modelo09	98.03	12/03/1995	16

Fuente:Elaboración propia.

#### Cuarta etapa de calibración.

Finalmente, para esta cuarta etapa de simulaciones, se calibrara adecuadamente la rugosidad. En la etapa anterior, se asumió distintos valores para el coeficiente de rugosidad del lecho del río (Nrio), obteniendo resultados bastante aceptables; porque lo que, realizaremos dos simulaciones adicionales hasta que el caudal máximo obtenido, sea igual o similar al máximo caudal registrado en la estación Puente Casacancha.

En la tabla 4.10 , se muestra los valores de la rugosidad propuestos para el modelo10 y el modelo11, teniendo como base el modelo08, que en la etapa anterior nos mostró valores estables, constantes y sin oscilaciones.

**Cuadro N° 4.10 :**  
Tabla de parámetros asumidos para la Cuarta etapa de simulaciones

Item	Descripción modelo	Rugosidad del lecho del rio	Intervalo de resultados	CFL	Límite Seco - Mojado	Llenar depresiones
1	Modelo08	Nrio 0.028	7,200.00	0.60	0.001	Si
2	Modelo10	Nrio 0.030	7,200.00	0.60	0.001	Si
3	Modelo11	Nrio 0.033	7,200.00	0.60	0.001	Si

Fuente:Elaboración propia.

Luego de ejecutar el programa IBER, con los valores asumidos en esta cuarta etapa, la figura 4.20, muestra los hidrogramas de salida para cada uno de los modelos asumidos, se observa que el modelo11 se aproxima al valor máximo del caudal registrado en la estación Puente Casacancha.

La tabla 4.11 muestran los caudales máximos obtenidos en cada uno de los dos modelos propuestos en esta cuarta etapa. Si comparamos el modelo08 obtenido en la tercera etapa, con los modelos 10 y 11 de esta etapa, el caudal máximo obtenido en el modelo11, se aproxima prácticamente al valor exacto del caudal registrado en la Estación Puente Casacancha.

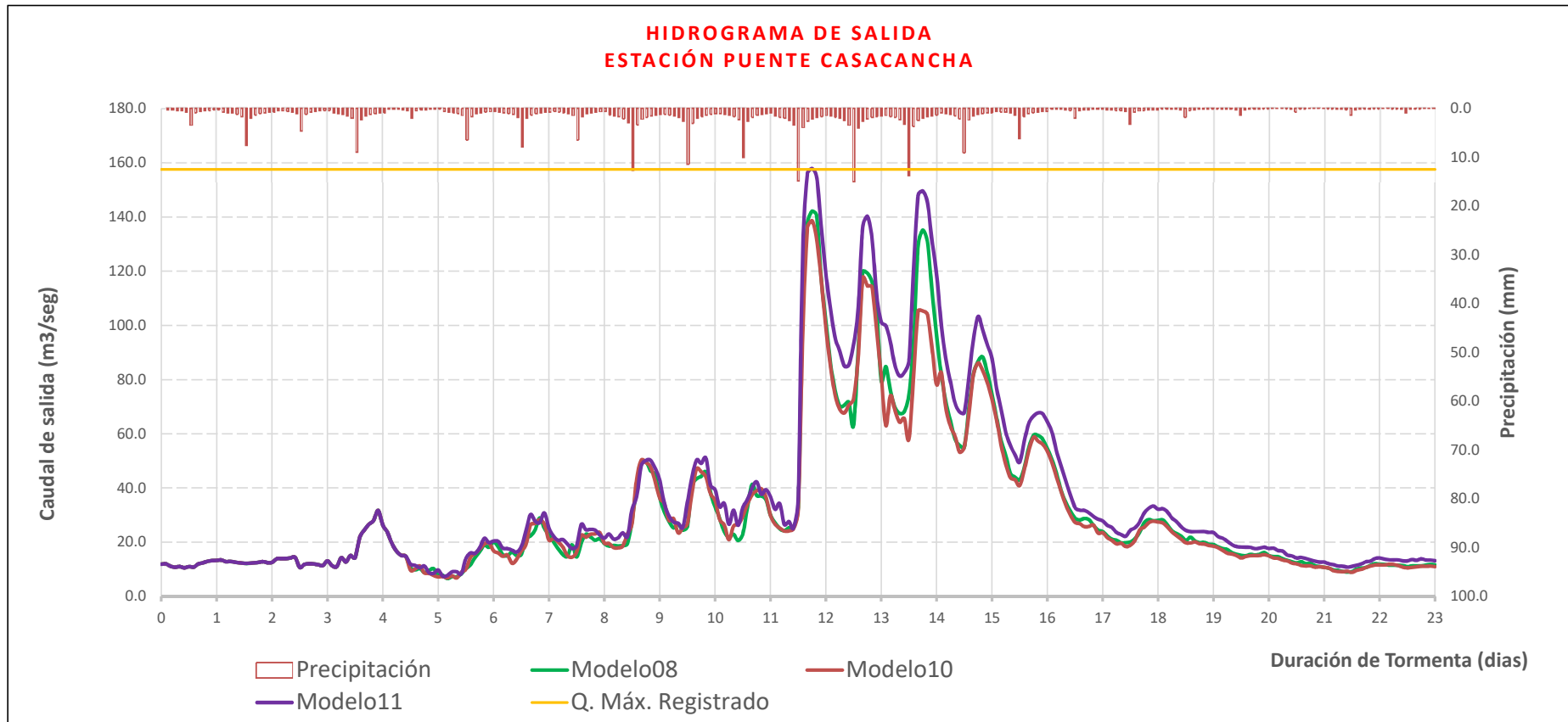
**Cuadro N° 4.11 :**  
Caudales máximos obtenidos en la Cuarta etapa de Simulaciones.

Item	Descripción modelo	Q. máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Fecha Evento máximo (dd/mm/aaaa)	Hora Evento máximo (h)
1	Estación Puente Casacancha	157.59		
2	Modelo08	142.16	11/03/1995	18
3	Modelo10	138.65	11/03/1995	18
4	Modelo11	157.89	11/03/1995	18

Fuente:Elaboración propia.

Finalmente, en esta etapa se concluye la calibración de parámetros y datos de entrada, que son necesarios para la simulación hidrológica en la cuenca elegida, considerando que el modelo11 se encuentra calibrado, por lo que, será necesario validar los parámetros de este modelo, para evaluar si es capaz de reproducir el comportamiento hidrológico de otras tormentas.

**Figura N° 4.20:**  
Hidrogramas de salida - Cuarta etapa de calibración.



Fuente:Elaboración propia.

**Cuadro N° 4.12 :**

Set de parámetros obtenidos en la etapa de calibración del modelo IBER.

Item	Descripción	Parámetros / Variables	Unid	Valor
1	Parámetros de tiempo	Tiempo máximo de simulación	seg	1,987,200.00
		Intervalo de resultados	seg	7,200.00
		Incremento de tiempo máximo	seg	1.00
2	Parámetros de Cálculo	CFL		0.60
		Límite Seco -Mojado	m	0.001
		Método de Secado		Hidrológico
		Llenado de depresiones		Activo
3	Topografía de la cuenca	Modelo de pérdidas (CSC)	CN	80.00
		Coef. de Rugosidad del río		0.033

Fuente:Elaboración propia.

**4.2.3 Elección de parámetros.**

La búsqueda de los parámetros de cálculo para IBER, se efectuó de manera iterativa. Es decir, se modificaron los parámetros del modelo en reiteradas oportunidades, iniciando por los más sensibles hasta los menos relevantes, con el fin de mejorar los resultados y hasta lograr una similitud con los registros reales, comprendidos entre el 01 de marzo al 23 de marzo del año 1995. Los gráficos de hidrogramas, que se obtuvieron a la salida de la estación Puente Casacancha, fueron evaluados considerando la obtención del caudal máximo registrado.

Como el fin de la modelación hidrológica, es el pronóstico de caudales de crecida en el distrito de Vinchos, se efectuó la calibración, empleando la tormenta producida entre el 01 de marzo al 23 de marzo del año 1995, dejando los datos y registros de las otras tormentas, para las siguientes etapas (validación y Pronóstico).

Las directrices que guiaron la etapa de calibración, se pueden resumir en las siguientes:

- Minimizar el Intervalo del incremento del tiempo máximo.
- Minimizar el coeficiente de estabilidad (CFL - Courant-Frederic-Levy).
- Minimizar el Valor de Límite Seco - Mojado.
- Definir el Método de secado: Hidrológico.
- Definir la opción de Llenado de depresiones como Activo.
- Incrementar el Valor del Intervalo de resultados, para minimizar el tiempo de cómputo.
- Asumir valores del coeficiente de rugosidad del lecho del río, hasta lograr la adecuada simulación hidrológica.

En la tabla 4.12 , se muestra el resumen de los parámetros elegidos en la etapa de calibración de la cuenca.

## 4.3 Validación del modelo.

Una vez concluido el proceso de calibración, para la tormenta registrada entre el 01 de marzo al 23 de marzo del año 1995, es necesario validar los parámetros elegidos. En esta etapa, se procederá a comprobar la validez de los parámetros elegidos, de los parámetros de tiempo y de cálculo, con el objeto de verificar si dichos valores, son capaces de reproducir el comportamiento hidrológico de otras tormentas producidas en la cuenca, para posteriormente definir si los parámetros elegidos son capaces de pronosticar eventos extraordinarios, que puedan generar alertas de crecida del río Vinchos.

Para la etapa de validación, se emplearán las tormentas definidas en el ítem 02 y 03 de la tabla 4.13, teniendo como datos, registros de precipitaciones (Estación Allpachaca) y caudales máximos (Estación Puente Casacancha).

**Cuadro N° 4.13 :**

Cuadro de tormentas definidas para la etapa de Validación.

Item	Estación	Duración de la Tormenta			Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /seg)	Condición
		F. Inicio	F. Término	Duración (días)		
1	Allpachaca	01/03/1995	23/03/1995	23	157.591	Calibrada
2	Allpachaca	25/02/1992	18/03/1992	23	30.81	Para Validar
3	Allpachaca	01/03/1993	20/03/1993	20	52.021	Para Validar

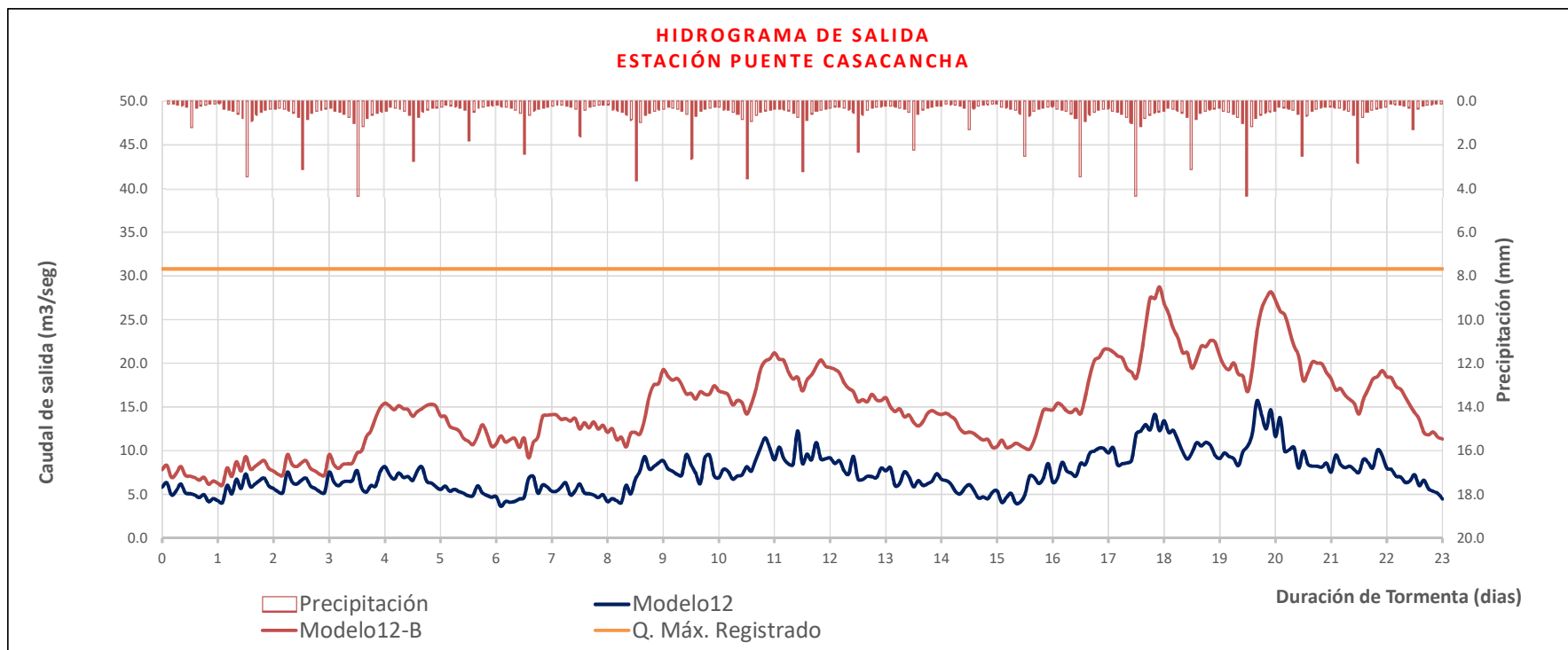
Fuente:Elaboración propia.

### 4.3.1 Validación del modelo - primera etapa.

Para la primera etapa de validación del modelo, se empleó la tormenta producida entre el 25 de febrero al 18 de marzo del año 1992, fecha en la cual, se ha registrado un caudal máximo de 30.81 m<sup>3</sup>/seg. En esta etapa de la investigación se procede a validar los parámetros definidos en la etapa de calibración.

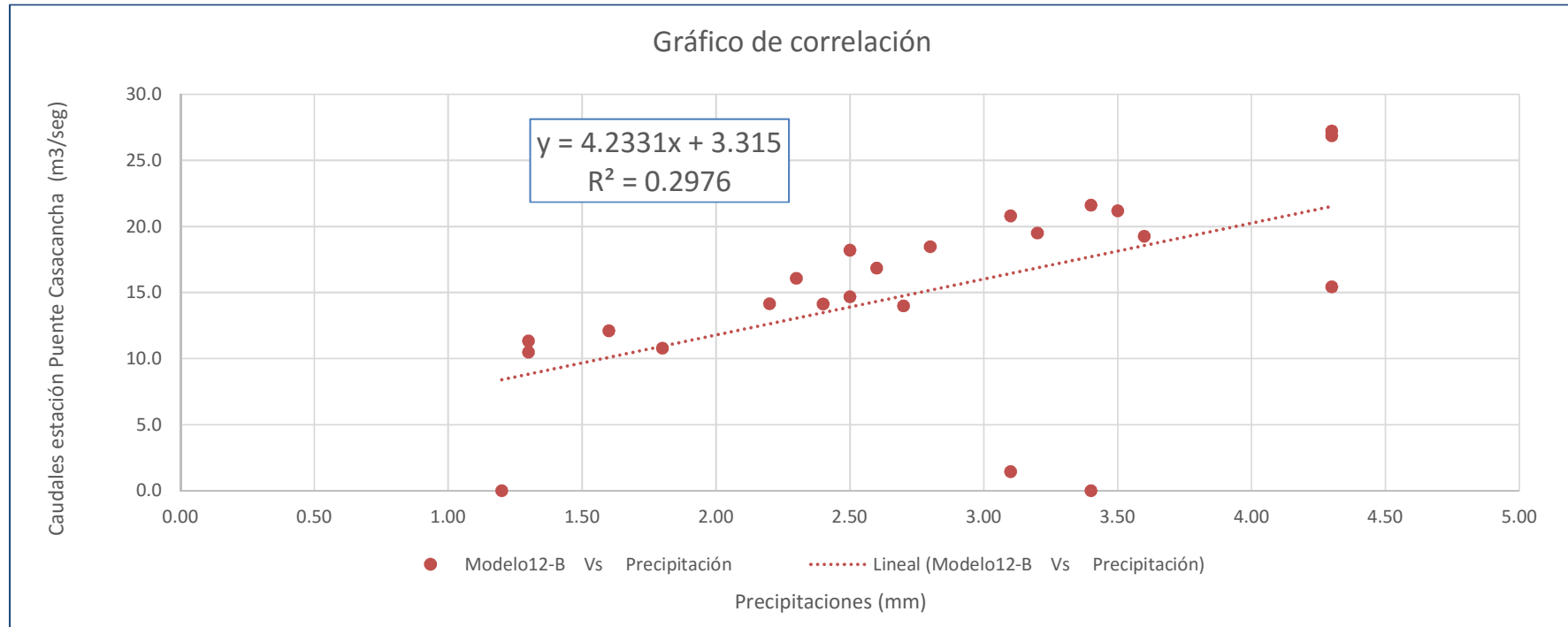
La figura 4.21, muestra el Hidrograma de salida en la estación Puente Casacancha, en ella se muestra dos hidrogramas de salida, el modelo12, fue obtenido al realizar la simulación con los mismos parámetros establecidos en la tabla 4.12, pero se aprecia que el caudal pico obtenido apenas supera los 15 m<sup>3</sup>/seg, por lo que, se realiza una simulación hidrológica adicional, que es el modelo12-B, en el cual se corrigió el parámetro Límite Seco - Mojado, reduciendo el valor de 0.001 a 0.0001. En la figura 4.21, se observa que el caudal modelado se aproxima en mayor grado al caudal máximo registrado en la Estación Puente Casacancha.

**Figura N° 4.21:**  
Hidrogramas de salida - Primera etapa de Validación.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.22:**  
Gráfico de Correlación - Primera etapa de Validación.



Fuente:Elaboración propia.

La figura 4.22, muestra la correlación que existe entre la precipitación producida y el caudal obtenido con el modelo12-B, el valor de la correlación es de 0.2976, por lo que, no existe una correlación lineal adecuada entre las variables comparadas, en consecuencia un eventual pronóstico de caudales, empleando esta relación lineal, no garantizaría la probabilidad de ocurrencia.

#### Cuadro N° 4.14 :

Caudales obtenidos en la primera etapa de Validación de caudales.

Item	Descripción	Parámetro Límite Seco - Mojado	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)	Grado de Aproximación
1	E. Puente Casacancha	-	30.81	-
2	Modelo12	0.001	15.69	50.91%
3	Modelo12-B	0.0001	28.74	93.44%

Fuente:Elaboración propia.

En la tabla 4.14 , se muestra los caudales máximos obtenidos a la salida del Puente Casacancha, tanto para el modelo12 como para el modelo12-B, en el que se aprecia los caudales máximos modelados, además, se indica el grado de aproximación respecto al caudal máximo registrado, del cual se concluye que el modelo12-B, se aproxima más al valor real del caudal máximo registrado.

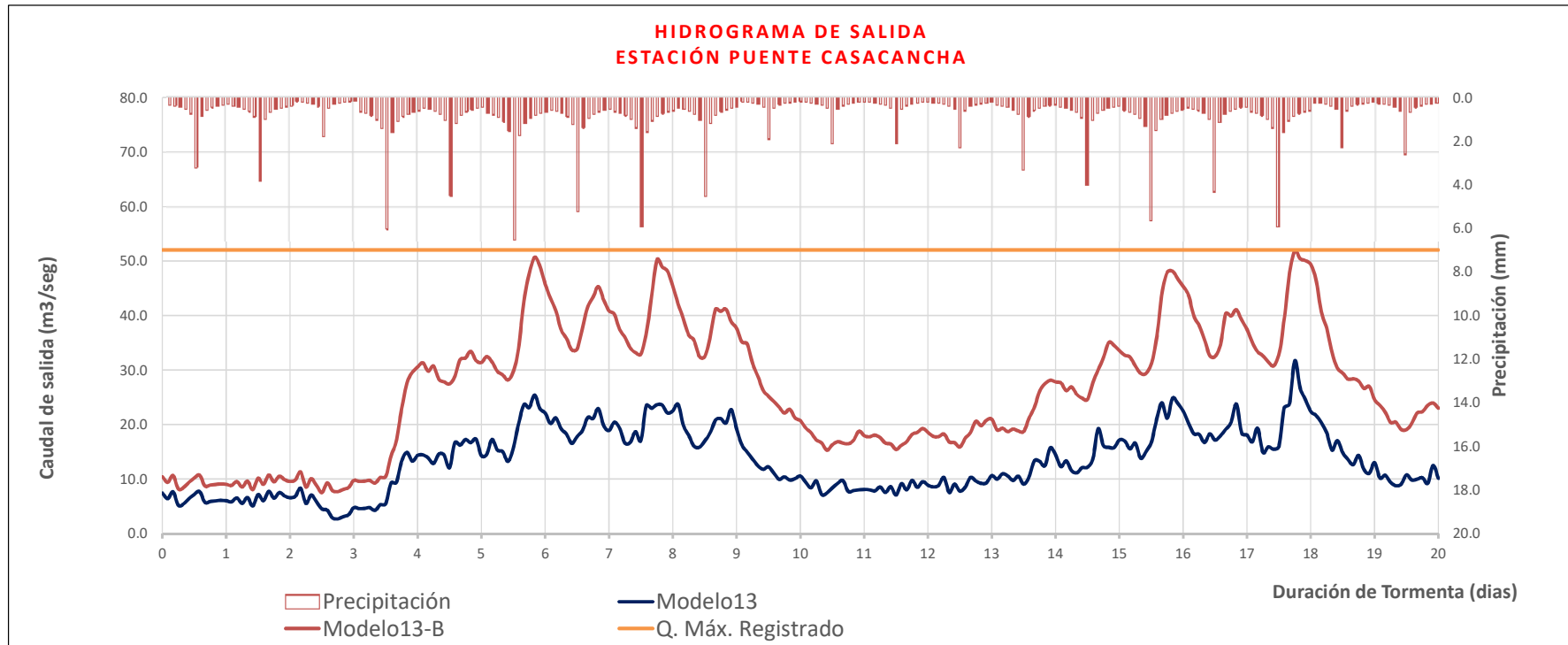
Es necesario complementar los cálculos matemáticos, para poder definir el valor del coeficiente Límite Seco - Mojado; por lo que, será necesario realizar nuevas simulaciones hidrológicas.

#### 4.3.2 Validación del modelo - segunda etapa.

Para la segunda etapa de validación de caudales, se empleará la tormenta definida entre el 01/03/1993 al 20/03/1993, en el cual, se registró un caudal máximo de 52.02 m<sup>3</sup>/seg, de igual manera al procedimiento anterior, el objetivo de esta etapa corresponderá a evaluar si los parámetros definidos son capaces de reproducir el comportamiento hidrológico en la cuenca y obtener el valor del caudal registrado con un grado mayor de aproximación.

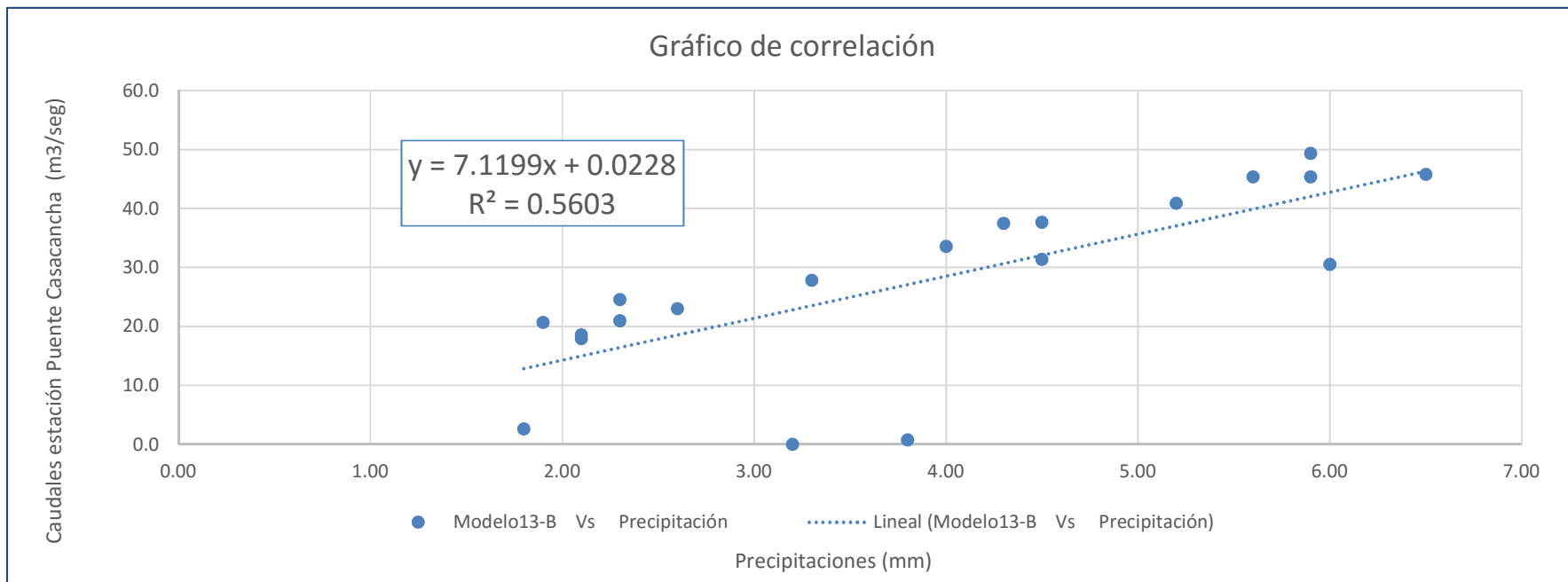
La figura 4.23, muestra el Hidrograma de salida en la estación Puente Casacancha, en ella se muestra dos hidrogramas de salida, el modelo13, que fue obtenido al realizar la simulación con los mismos parámetros establecidos en la tabla 4.12 , pero, se aprecia que el caudal pico modelado apenas supera los 31 m<sup>3</sup>/seg, por lo que, se tiene el mismo inconveniente que la etapa anterior, así que de manera similar se realiza una simulación adicional que es el modelo13-B, en la que se corrige el parámetro Límite Seco - Mojado, reduciendo el valor de 0.001 a 0.0001. En la figura 4.23, se muestra que el caudal máximo obtenido es de aproximadamente 30 m<sup>3</sup>/seg, prácticamente similar al máximo caudal registrado en la Estación Puente Casacancha.

**Figura N° 4.23:**  
Hidrogramas de salida - Segunda etapa de Validación.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.24:**  
Gráfico de Correlación - Segunda etapa de Validación.



Fuente:Elaboración propia.

La figura 4.24 muestra la correlación que existe entre la precipitación producida y el caudal obtenido con el modelo13-B, el valor de la correlación es de 0.5603, por lo que, al igual que en la etapa anterior tampoco existe una correlación lineal adecuada entre las variables comparadas; sin embargo, si comparamos este resultado con los resultados de la etapa anterior, existe un mayor grado de correlación entre la precipitación registrada y el caudal modelado.

**Cuadro N° 4.15 :**  
Caudales obtenidos en la Segunda etapa de Validación de caudales.

Item	Descripción	Parámetro Límite Seco - Mojado	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)	Grado de Aproximación
1	E. Puente Casacancha	-	52.02	-
2	Modelo13	0.001	31.71	60.96%
3	Modelo13-B	0.0001	51.85	99.67%

Fuente:Elaboración propia.

En la tabla 4.15 , se muestra los caudales máximos obtenidos a la salida del Puente Casacancha, tanto para el modelo13 como para el modelo13-B, en el que se aprecia los caudales máximos modelados, además, se indica el grado de aproximación respecto al caudal máximo registrado, del cual se concluye que el modelo13-B, se aproxima más al valor real del caudal máximo registrado.

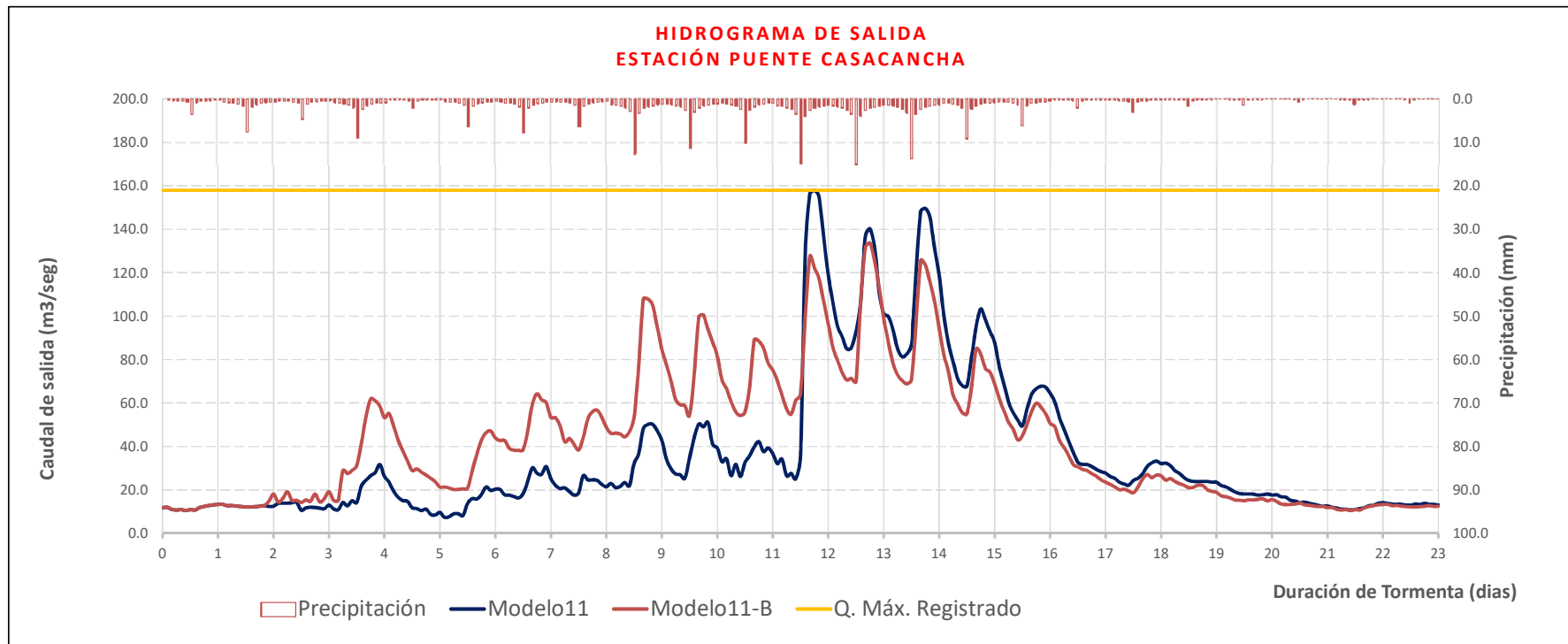
Por lo tanto, se podría considerar que al emplear el valor del coeficiente Limite Seco - Mojado como 0.0001, se obtiene resultados con mayor aproximación a los reales, pero, requiere de un mayor tiempo de cálculo, aproximadamente al doble del tiempo de cálculo empleando con valor del coeficiente L.S.M como 0.001.

### 4.3.3 Validación del modelo - corrección del modelo11.

Como se ha identificado en las etapas anteriores, es necesario realizar una corrección al parámetro Límite Seco - mojado, sustituyendo el valor de 0.001 por 0.0001, por lo que, será necesario realizar una simulación adicional al modelo11 (calibrado en etapas anteriores), y evaluar los resultados para este modelo al reducir el valor del coeficiente L.S.M (Límite Seco - Mojado). de 0.001 a 0.0001.

En la figura 4.25, se muestran los hidrogramas de salida, obtenidos con el modelo11 (anteriormente calibrado) y el modelo11-B(modelo adicional), en el que se corrigió el valor del coeficiente L.S.M de 0.001 a 0.0001. El caudal obtenido en el modelo11-B, alcanza un pico máximo de 133.68 m<sup>3</sup>/seg, por debajo del caudal registrado en la Estación Puente Casacancha.

Figura N° 4.25:  
Hidrogramas de salida - Corrección del modelo11.



La figura 4.36, muestra la correlación que existe entre la precipitación producida y el caudal obtenido con el modelo11-B, el valor de la correlación es de 0.8644, por lo que, no existe una correlación lineal adecuada entre las variables comparadas; sin embargo, en esta etapa se obtiene mejores resultados que en las dos etapas anteriores, ya que existe un mayor grado de correlación entre la precipitación registrada y el caudal modelado.

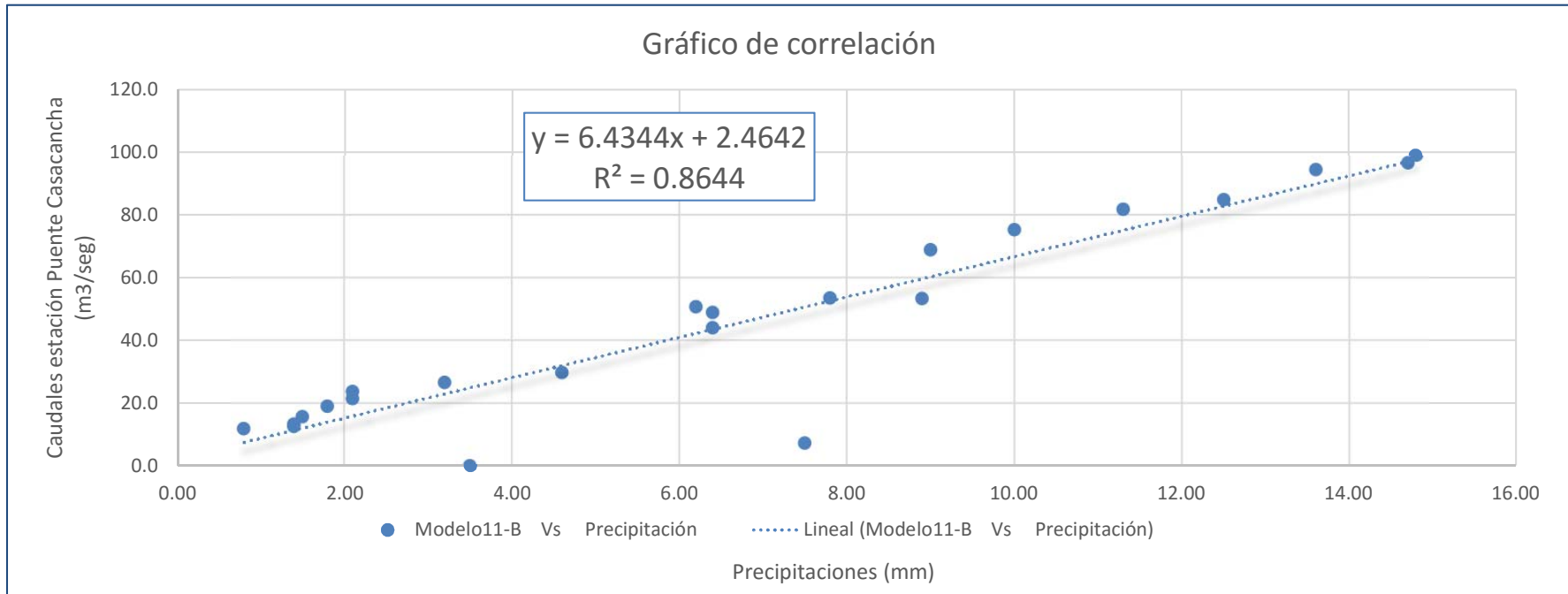
En la tabla 4.16 , se muestra los caudales máximos obtenidos en la salida del Puente Casacancha, tanto para el modelo11 como para el modelo11-B, en el que se aprecia los caudales máximo obtenidos, además muestra el grado de aproximación de ocurrencia con el caudal máximo registrado.

**Cuadro N° 4.16 :**  
Caudales obtenidos, corrección del modelo11.

Item	Descripción	Parámetro Límite Seco - Mojado	Caudal (m <sup>3</sup> /seg)	Grado de Aproximación
1	E. Puente Casacancha	-	157.89	-
2	Modelo11	0.001	157.89	100.00%
3	Modelo11-B	0.0001	133.68	84.67%

Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.26:**  
Gráfico de Correlación - Corrección del Modelo11.



Fuente:Elaboración propia.

#### 4.3.4 Validación del SET de parámetros.

Finalmente, se define los parámetros necesarios para la calibración y validación del modelo. La tabla 4.17, resume las simulaciones realizadas, respecto al parámetro L.S.M., los modelos simulados con un valor de 0.0001, se aproximan mejor al valor del caudal registrado, entre un rango de 84.67% a 99.67%; sin embargo, el tiempo de cálculo es mayor, en comparación con los modelos simulados con valores de 0.001, obteniendo aproximaciones entre el 39.13% al 100.00%.

**Cuadro N° 4.17 :**

Resumen de resultados de la etapa de validación de parámetros.

Item	Descripción	Parámetro Calibrado			Parámetro RECALIBRADO		
		LSM: 0.001 (1.0mm)			LSM: 0.0001 (0.1mm)		
		Modelo 11	Modelo 12	Modelo 13	Modelo 11-B	Modelo 12-B	Modelo 13-B
1	Tormenta	A	B	C	A	B	C
2	Caudal Registrado (m3/seg)	157.59	30.81	52.02	157.59	30.81	52.02
3	Caudal Modelado (m3/seg)	157.89	15.69	31.71	133.68	28.79	51.85
4	Aproximación	100.19%	50.91%	60.96%	84.83%	93.44%	99.67%

Fuente:Elaboración propia.

En la tabla 4.18, se resumen los valores de los parámetros calibrados y validados, para la estimación de caudales en la cuenca del río Vinchos, teniendo como estación de registro el Puente Casacancha. Sin embargo, no fue posible reproducir adecuadamente el comportamiento de todas las tormentas, con el mismo set de parámetros, debido fundamentalmente a la escases de datos que no permiten calibrar y validar adecuadamente el modelo hidrológico.

**Cuadro N° 4.18 :**

Set de parámetros obtenidos corregidos en la etapa de validación del modelo IBER.

Item	Descripción	Parámetros / Variables	Unid	Valor
1	Parámetros de tiempo	Tiempo máximo de simulación	seg	1,987,200.00
		Intervalo de resultados	seg	7,200.00
		Incremento de tiempo máximo	seg	1.00
2	Parámetros de Cálculo	CFL		0.60
		Límite Seco -Mojado	m	0.0001
		Método de Secado		Hidrológico
		Llenado de depresiones		Activo
3	Topografía de la cuenca	Modelo de pérdidas (CSC)	CN	80.00
		Coef. Rugosidad del río		0.033

Fuente:Elaboración propia.

## 4.4 Pronóstico de crecidas.

Para el pronóstico de caudales mediante el Modelo matemático Bidimensional IBER, es necesario ingresar al programa las precipitaciones observadas en la etapa de campo (01 de febrero del 2016 al 04 de marzo del 2016), adicionalmente se pueden evaluar caudales futuros a partir del pronóstico de precipitaciones de SENMAHI, la cual es publicada en la página web de SENAMHI en un boletín semanal de lluvias.

El registro de precipitaciones reales se realizó en una etapa de campo, tal como se ha indicado en etapas anteriores. Existen varios modelos numéricos empleados por SENMAHI, para poder predecir las precipitaciones, entre los cuales se puede indicar:

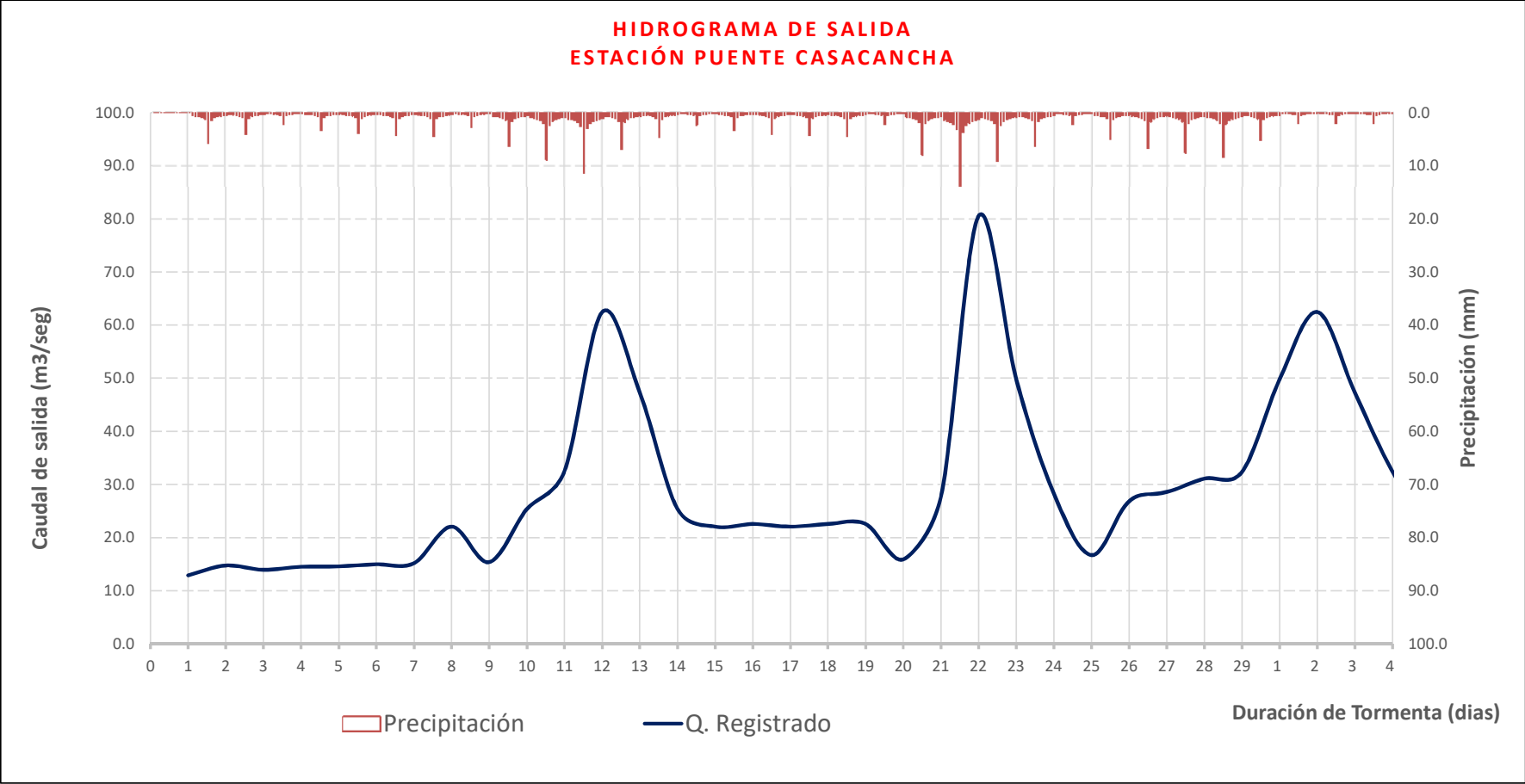
- Modelo ETA-SENMAHI,
- Modelo WRF (Weather Research and Forecasting), y otros.

La mayoría de los modelos de predicción de precipitaciones, requieren de gran información numérica (Temperatura, Velocidad del Viento, etc), las cuales requieren de datos históricos para calibrar los modelos y aplicarlos a determinadas regiones en un área determinada. Para esta investigación, se pretende pronosticar los caudales de crecidas que podrían generarse en la cuenca del río Vinchos, específicamente a la salida del Puente Casacancha; para lo cual, se empleará el registro de precipitaciones reales en la cuenca y los pronósticos de lluvia (precipitaciones en mm) que emite SENAMHI a través de su página web de manera semanal.

Luego de la etapa de calibración y validación de parámetros en la cuenca del Río Vinchos, el programa IBER no fue capaz de reproducir con la misma aproximación otras tormentas, debido fundamentalmente a la escasez de información histórica (precipitaciones y caudales), para poder realizar una adecuada calibración del modelo; sin embargo, el grado de aproximación con el parámetro (LSM: 0.0001) en promedio alcanza un 92% de aproximación respecto a las tres tormentas analizadas, por lo que, se realizarán los pronósticos de caudales, considerando que los parámetros asumidos, son los adecuados y empleando los pronósticos de precipitaciones publicadas en la página web de SENAMHI, las cuales se indican y resumen, en el anexo de esta investigación.

Para el pronóstico de caudales, se emplearan los datos registrados en la etapa de campo de esta investigación; para lo cual, se recopiló información de precipitaciones y caudales registrados en la estación Puente Casacancha, durante diciembre del 2015 a marzo del 2016. En la figura 4.27, se muestra la precipitación y el caudal registrado en la estación Puente Casacancha en la etapa de campo, considerando solo el mes de febrero y marzo del 2016, pues en los meses anteriores las precipitaciones fueron mínimas, incrementos de caudal considerables.

**Figura N° 4.27:**  
 Precipitación y Caudales Registrados (01/02/2016 al 04/03/2016).



Fuente:Elaboración propia.

### 4.4.1 Esquemas de Predicción.

*El análisis preliminar de resultados del modelo IBER, en base a las precipitaciones registradas y a los pronósticos del SENAMHI, para la predicción de caudales de crecida, derivó en la confección de un esquema de pronósticos, que se ilustra en la figura 4.28; dicho esquema, se basa en la actualización de precipitaciones registradas (en la estación Puente Casacancha) y el pronósticos de precipitaciones que emite SENAMHI (semanalmente en la su página Web), los registros de precipitaciones, se actualizan diariamente en la estación Puente Casacancha.*

*De este modo, se realizará el pronóstico de caudales, empleando datos de precipitaciones registradas en la estación Puente Casacancha, entre el 01 de febrero del 2016 al 26 de febrero del 2016, se empleará el pronóstico emitido por SENAMHI entre el periodo 27 de febrero del 2016 al 04 de marzo del 2016, los datos se actualizan diariamente, de este modo se ejecutará el modelo de manera diaria.*

*Teniendo en consideración lo antes expuesto, en las siguientes párrafos, se resume el procedimiento para el pronóstico de caudales y se compara con los caudales reales registrados y modelados.*

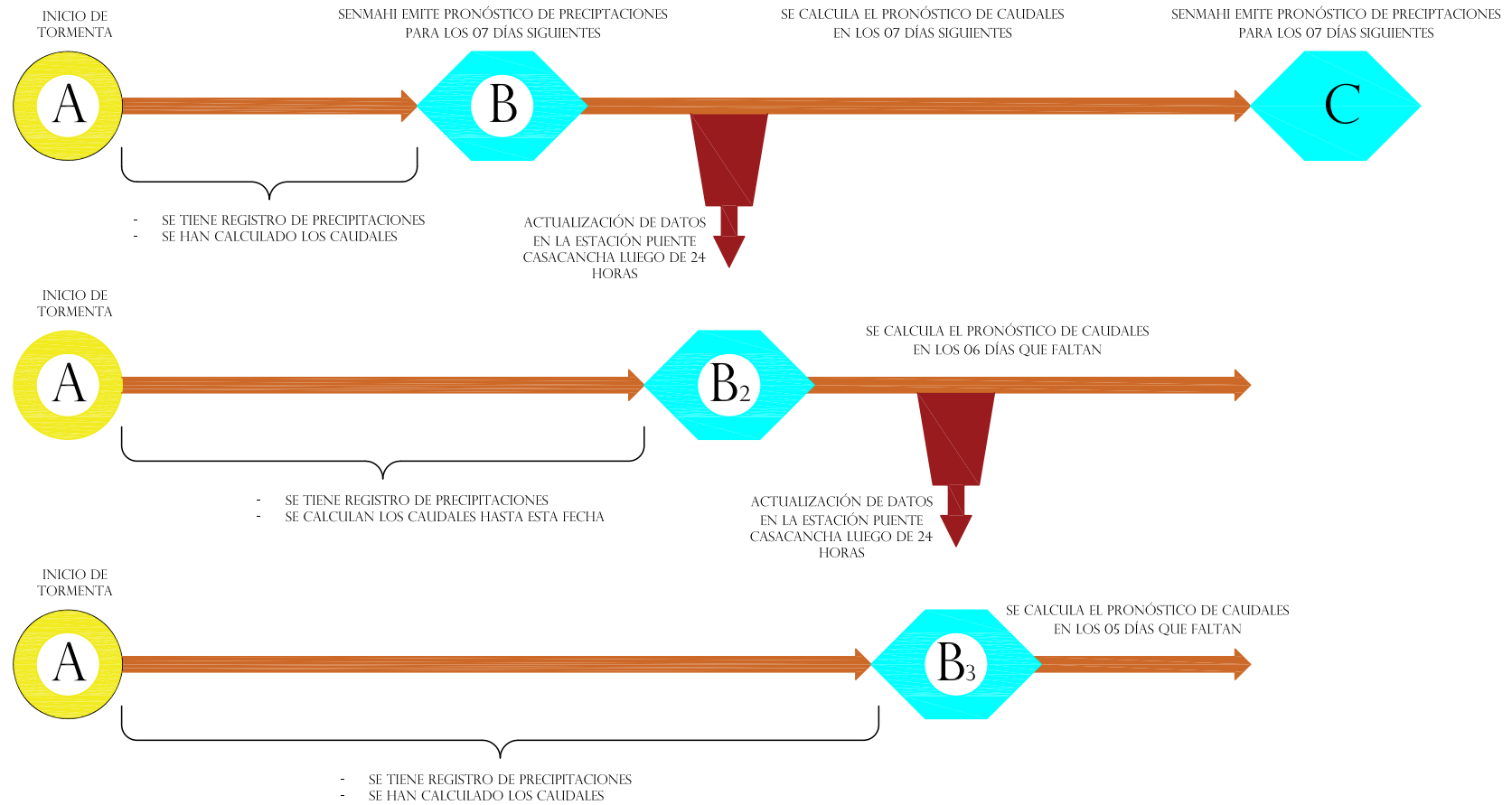
#### *1er Pronóstico.*

- *Se tiene registro de precipitaciones desde el 01/02 hasta el 26/02 del 2016, en este periodo se calculan los caudales REALES, en base a los registros de precipitaciones REALES en la Estación Puente Casacancha.*
- *SENAMHI, emite el pronóstico de precipitaciones para el 27/02 hasta el 04/03 del 2016, en este periodo se calculan los pronósticos de caudales de crecida, en base a los pronósticos de precipitaciones.*

*En la figura 4.29, se observa el Hidrograma REAL de caudales y el hidrograma modelado, además del hietograma de lluvia registrada y pronosticada por SENAMHI. El hidrograma modelado (modelo21), se aproxima al hidrograma real registrado en el Puente Casacancha; sin embargo, esta decae considerablemente a partir del día 27 de febrero y no muestra una continuidad del hidrograma, posiblemente debido a que las predicciones que emite SENAMHI son a nivel macro, es decir grandes áreas y/o regiones topográficas; por lo que, no refleja con exactitud el comportamiento hidrológico en una determinada zona (cuenca rural).*

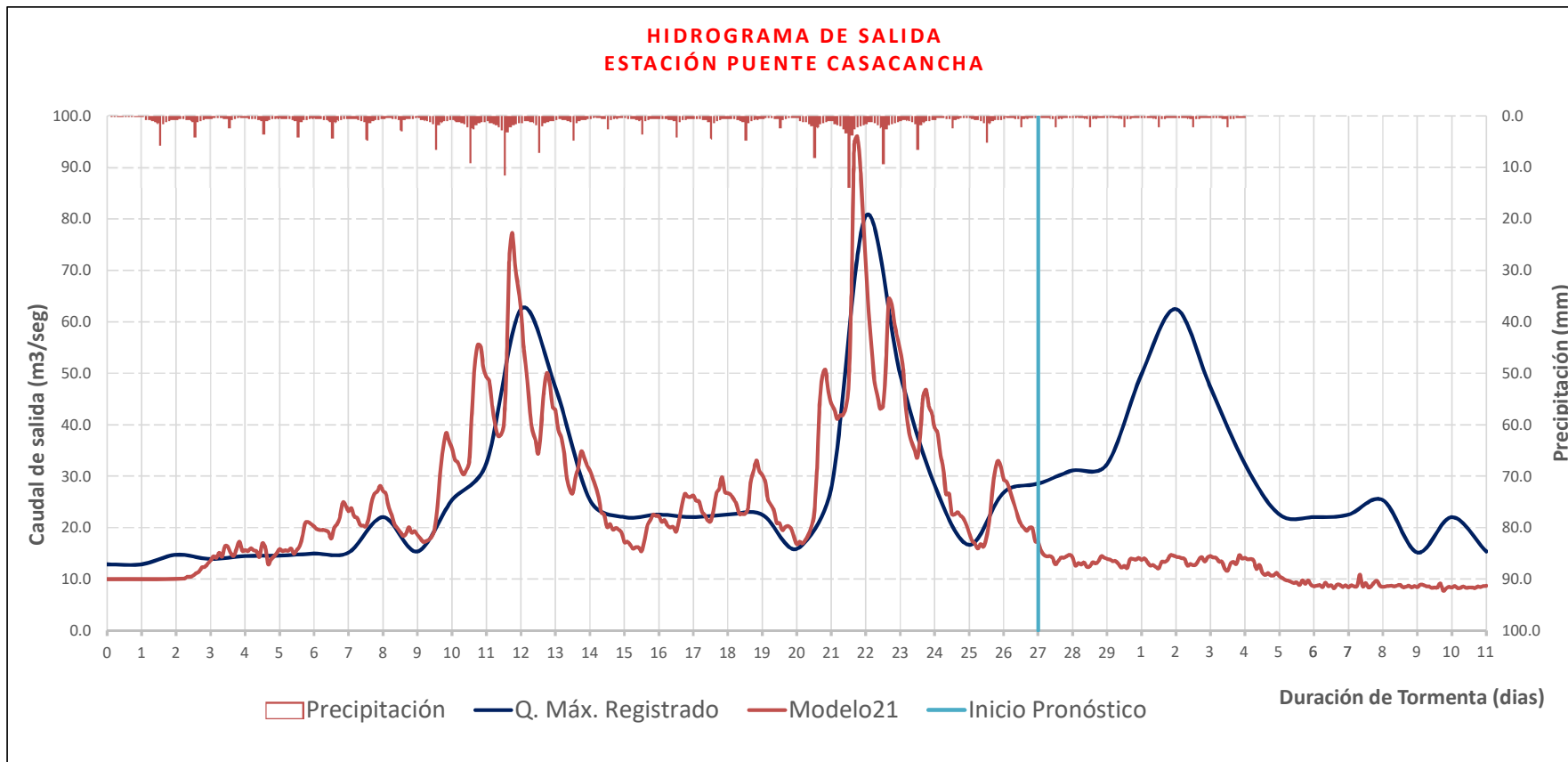
**Figura N° 4.28:**

Esquema de actualización de datos y pronóstico de Caudales utilizando el Modelo IBER empleando pronóstico de Precipitación de SENAMHI.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.29:**  
Primer Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana.



Fuente:Elaboración propia.

*2do Pronóstico (se emite 24 horas después del último pronóstico).*

- *Se tiene registro de precipitaciones desde el 01/02 hasta el 26/02 del 2016, y se actualiza la precipitación producida el 27/02, el cual fue registrado en la Estación Puente Casacancha; por lo que, se realizará una nueva simulación hidrológica considerando datos reales desde el 01/02 al 27/02 del 2016.*
- *Se calculan los caudales REALES registrados a la salida de la Estación Puente Casacancha hasta el 27/02 del 2016.*
- *Se emplea el pronóstico de precipitaciones restantes desde el 28/02 al 04/03 del 2016, emitida por SENAMHI y se calculan pronósticos de caudales de crecida que se produciría en la cuenca del río Vinchos, a partir de la Simulación Hidrológica con el programa IBER.*

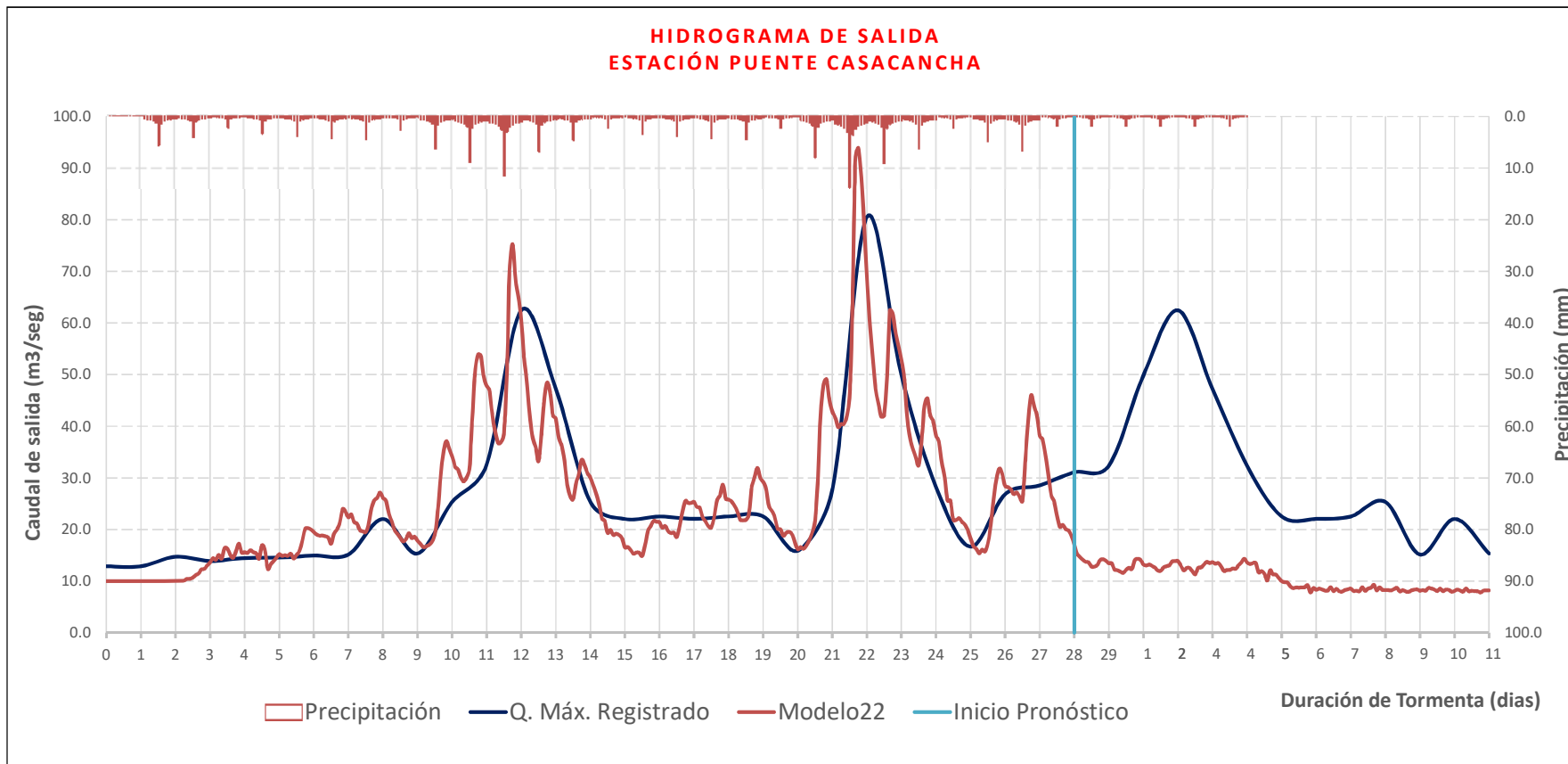
*En la figura 4.30, se observa el Hidrograma REAL de caudales y el hidrograma modelado, además el hietograma de lluvia registrada, actualizada en un día y la precipitación pronosticada por SENAMHI. El hidrograma modelado, al igual que en la etapa anterior, se aproxima al hidrograma real registrado en el Puente Casacancha; sin embargo, de manera similar similar a la etapa anterior, esta decae a partir del día 28 de febrero.*

*3er Pronóstico (se emite 24 horas después del último pronóstico).*

- *Se tiene registro de precipitaciones desde el 01/02 hasta el 27/02 del 2016, y se actualiza la precipitación producida el 28/02, el cual fue registrado en la Estación Puente Casacancha.*
- *Se calculan los caudales REALES a la salida de la Estación Puente Casacancha hasta el 28/02 del 2016.*
- *Se emplea el pronóstico de precipitaciones restantes desde el 29/02 al 04/03 del 2016, emitida por SENAMHI y se calculan pronósticos de caudales de crecida que se produciría en la cuenca del río Vinchos.*

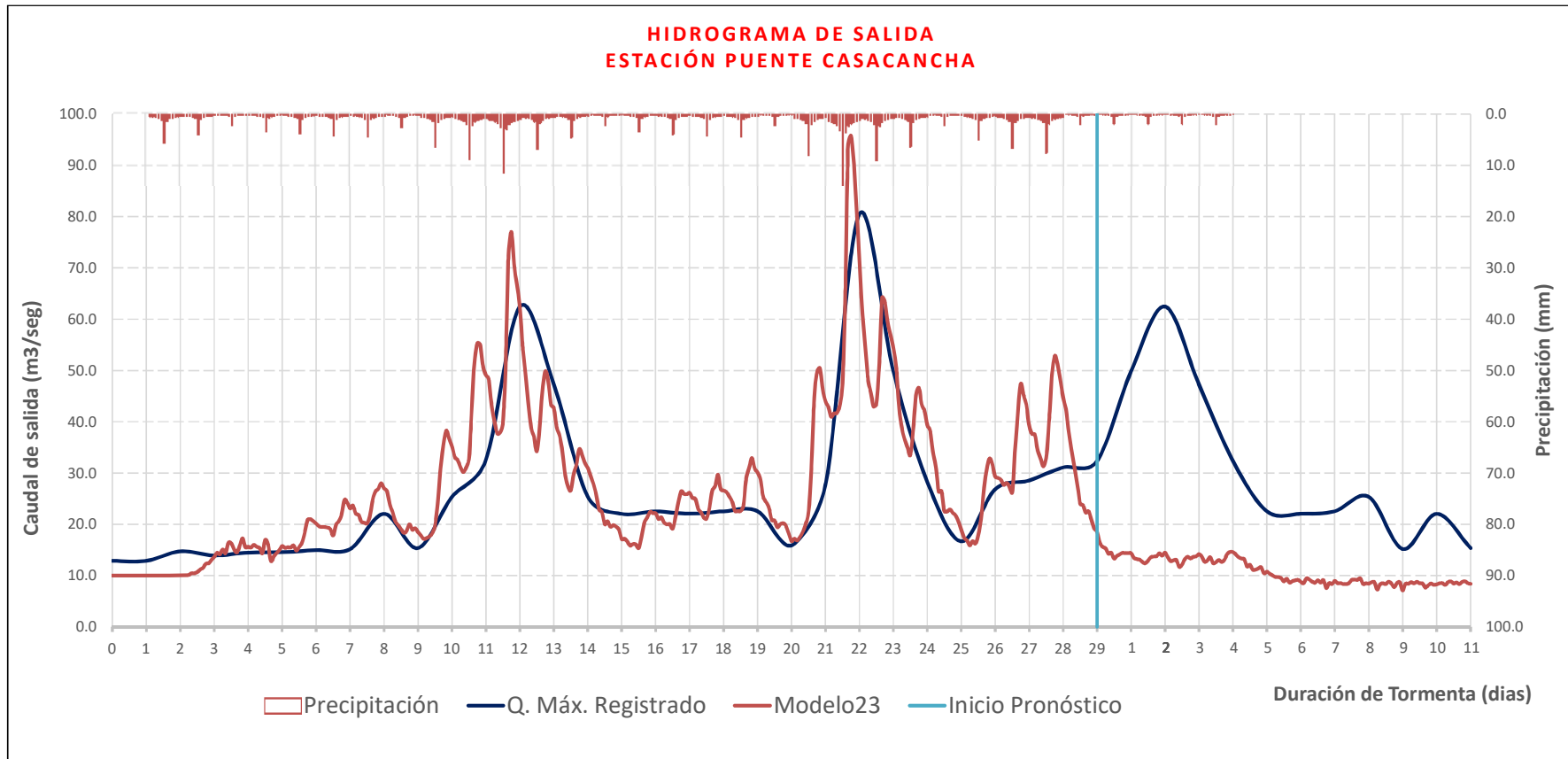
*En la figura 4.31, se observa el Hidrograma REAL de caudales y el hidrograma modelado, además el hietograma de lluvia registrada, actualizada en dos días y la precipitación pronosticada por SENAMHI. El hidrograma modelado, al igual que en las etapas anteriores, se aproxima al hidrograma real registrado en el Puente Casacancha; sin embargo, de manera similar a la etapa anterior, esta decae a partir del 29 de febrero.*

**Figura N° 4.30:**  
Segundo Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.31:**  
Tercer Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana.



Fuente:Elaboración propia.

El 4to, 5to y 6to pronóstico, se obtienen de manera similar a los procedimientos anteriores; por lo que, este procedimiento se torna iterativo hasta que se emite el último pronóstico (7mo pronóstico), en el que se cumple y culmina el ciclo del pronóstico de precipitaciones que emitió SENAMHI (entre el 27/02 al 04/03 del 2016).

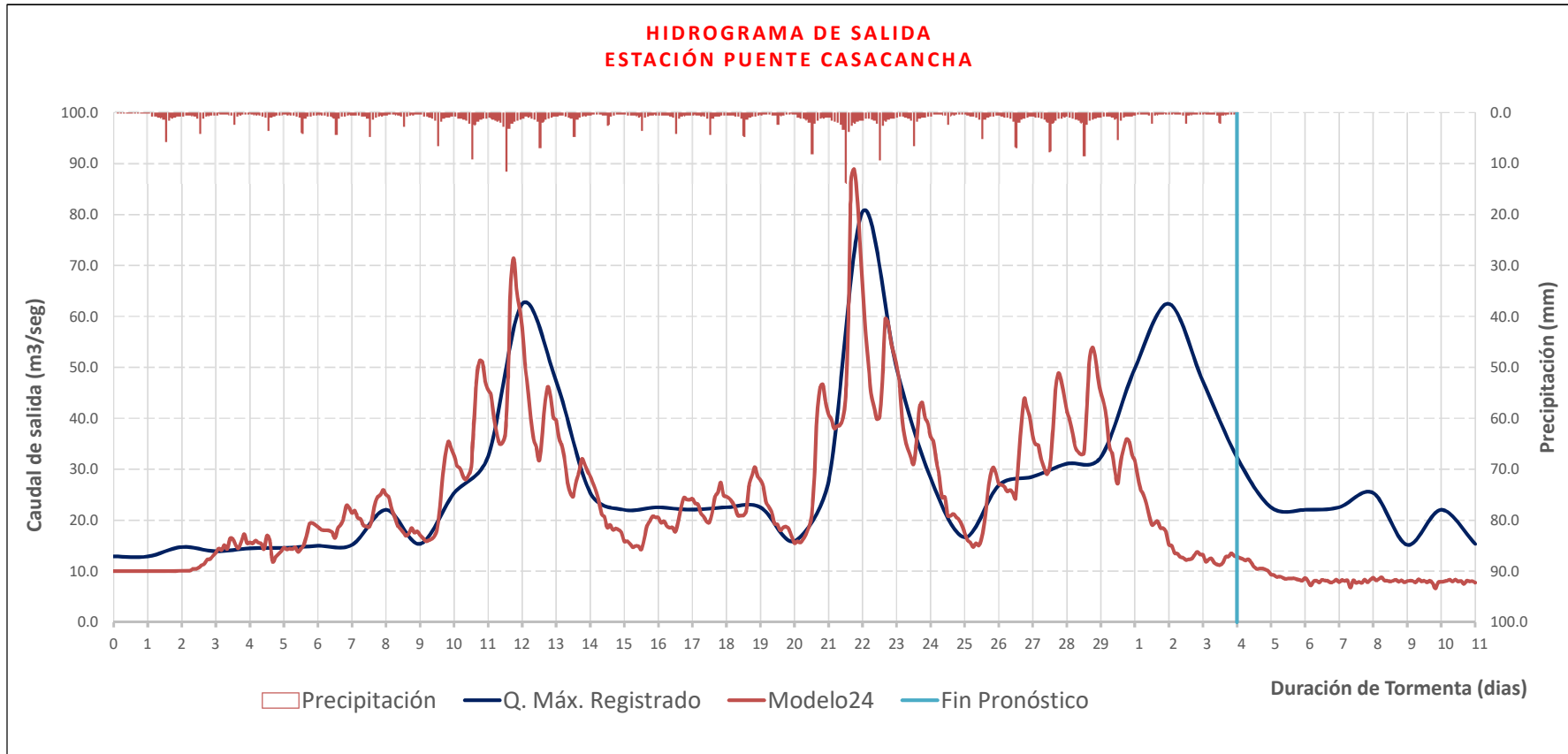
Este proceso se repite hasta el 7mo pronóstico (el cual se emite 24 horas después del último pronóstico), en este último ciclo se tiene:

- Registro de precipitaciones desde el 01/02 al 04/03 del 2016.
- Se calculan los caudales REALES a la salida de la Estación Puente Casacancha hasta el 04/03 del 2016.
- SENAMHI emite un nuevo pronóstico, que comprende entre el periodo 05/03 al 11/03/2016.
- Se calculan pronósticos de caudales en base a los datos de SENAMHI, en esta etapa se repite el ciclo desde 1er Pronóstico.

En la figura 4.32, se observa el Hidrograma REAL de caudales y el hidrograma modelado, además el hietograma de lluvia registrada, actualizada en todos los días pronostico del SENAMHI. El hidrograma modelado, al igual que en las etapas anteriores, se aproxima al hidrograma real registrado en el Puente Casacancha; sin embargo, decae considerablemente a partir del día 30 de lluvia (01/03/2016), hasta el día 33 de lluvia (04/03/2016).

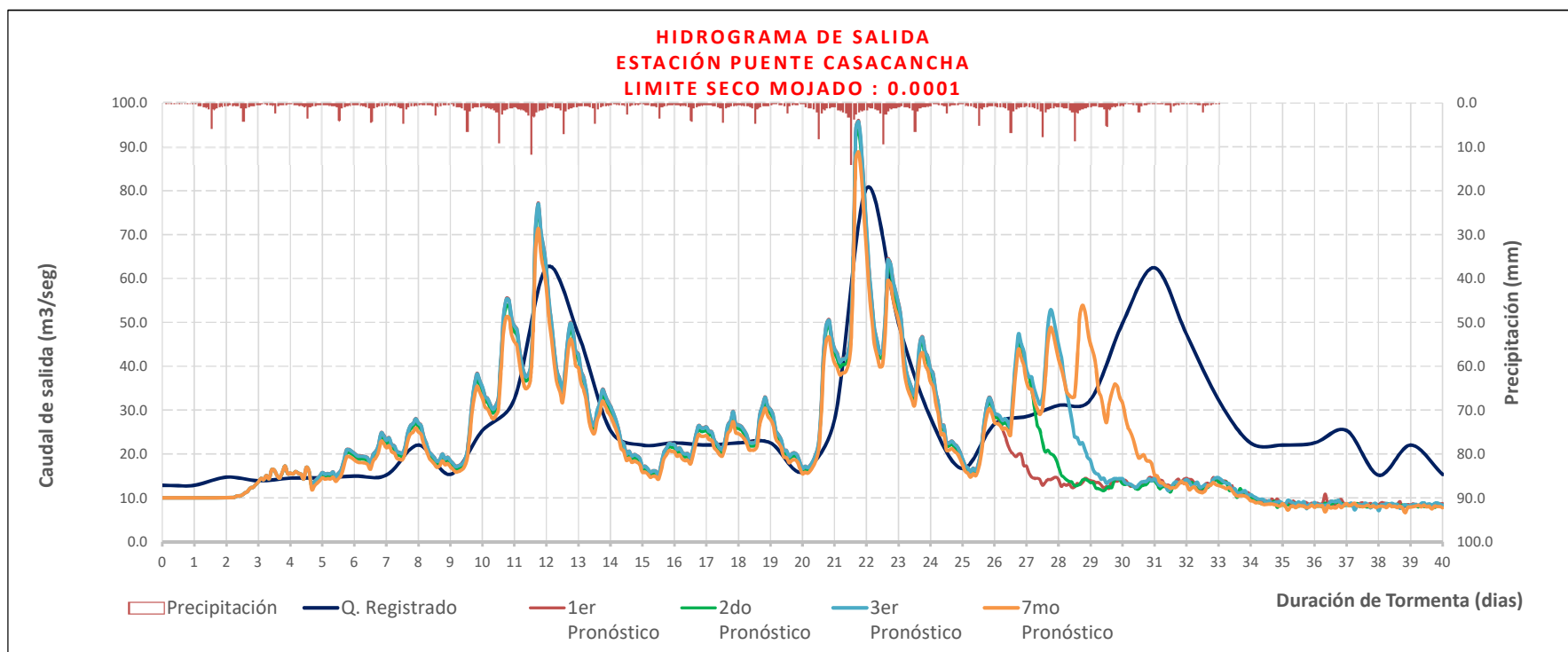
Finalmente, en la figura 4.33, se ilustran la evolución de los caudales modelados y pronosticados en cada una de las etapas de pronóstico, hasta que se repite el ciclo con un nuevo pronóstico semanal de SENMAHI. Los resultados del hidrograma de salida, muestran que los valores son estables y que no varían cuando se actualizan los datos, pero,

**Figura N° 4.32:**  
Séptimo Pronóstico de Caudales de Crecida de la semana.



Fuente:Elaboración propia.

**Figura N° 4.33:**  
Comparaciones de los Hidrogramas de salida.



Fuente:Elaboración propia.

En las figuras anteriores, se observa que existe un tiempo de retardo desde que se produce la máxima precipitación hasta el caudal pico que se genera en la cuenca, esto también se puede considerar como un pronóstico y/o estimación del caudal que se puede registrar en la cuenca aproximadamente unas tres (03) horas después. Para la adecuada modelación y el pronóstico de crecidas, es necesario registrar diariamente las precipitaciones acumuladas en 24 horas.

## **4.5 Evaluación de los resultados obtenidos.**

Los resultados obtenidos luego de la simulación hidrológica con Iber, se evaluarán considerando los datos de precipitaciones registradas en la etapa de campo, pues el hidrograma simulado se asemeja al hidrograma real registrado, no se tomará en cuenta los resultados obtenidos a partir del pronóstico de precipitaciones del SENMAHI, pues como se observa en cada uno de los pronósticos, este hidrograma no se aproxima a los valores reales; sin embargo, con fines ilustrativos se hará el análisis para el periodo respectivo.

La prueba estadística elegida para la evaluación de los resultados, se realizará a partir de la prueba t-Student, considerando los siguientes periodos:

### **4.5.1 Prueba t Student para el periodo 01/02/2016 al 26/02/2016.**

Para la evaluación de los resultados obtenidos, se van a comparar los caudales registrados vs los caudales simulados con el programa Iber, comprendidos entre el periodo 01/02/2016 al 26/02/2016, de tal modo determinar si existe diferencia estadística significativa respecto a sus medias.

El valor estadístico t (-1.565), se encuentra dentro del área de aceptación de la Hipótesis, por lo que, no existe diferencia estadística significativa entre sus medias. Por lo tanto, los resultados obtenidos luego de la simulación hidrológica son correctos.

### **4.5.2 Prueba t Student para el periodo 27/02/2016 al 04/03/2016**

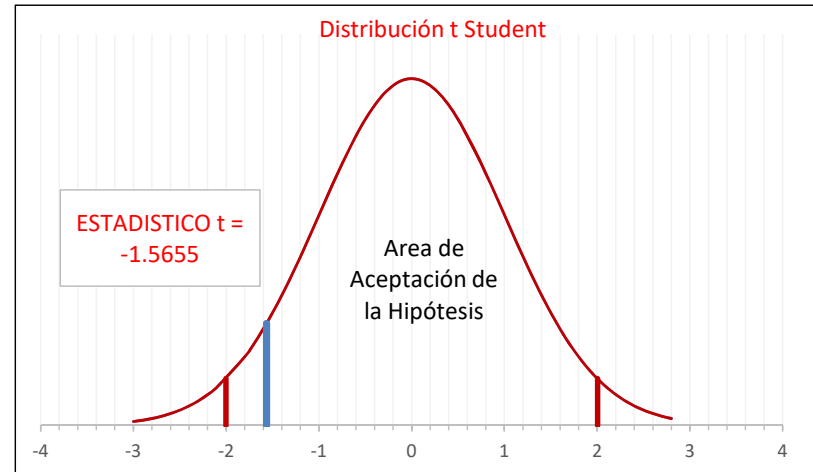
De manera similar a la anterior, se van a comparar los caudales registrados vs los caudales simulados a partir del pronóstico de precipitaciones de SENAMHI, comprendidos entre el periodo 27/02/2016 al 04/03/2016, de tal modo determinar si existe diferencia estadística significativa respecto a sus medias.

El valor estadístico t (4.912), se encuentra fuera del área de aceptación de la Hipótesis, por lo que, si existe diferencia estadística significativa entre sus medias. Por lo tanto, los resultados obtenidos luego de la simulación hidrológica son incorrectos.

**Figura N° 4.34:**

Prueba t-Student para el periodo 01/02/2016 al 26/02/2016.

<b>PARAMETROS ESTADÍSTICOS</b>	<b>Caudal Registrado (m3/seg)</b>	<b>Caudal Modelado (m3/seg)</b>
Media	26.91	34.36
Varianza	241.19	415.59
Observaciones	26.00	26.00
Varianza agrupada	328.39	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	50.000	
<b>Estadístico t</b>	<b>-1.565</b>	
P(T<=t) dos colas	0.123	
<b>Valor crítico de t (dos colas)</b>	<b>2.003</b>	



Fuente:Elaboración propia.

*Se tiene registro de Precipitación desde 01/02 al 26/02/2016.*

$Q_{max.registrado} : 82.00 \text{ m}^3/\text{seg. (día 22/02/2016)}$

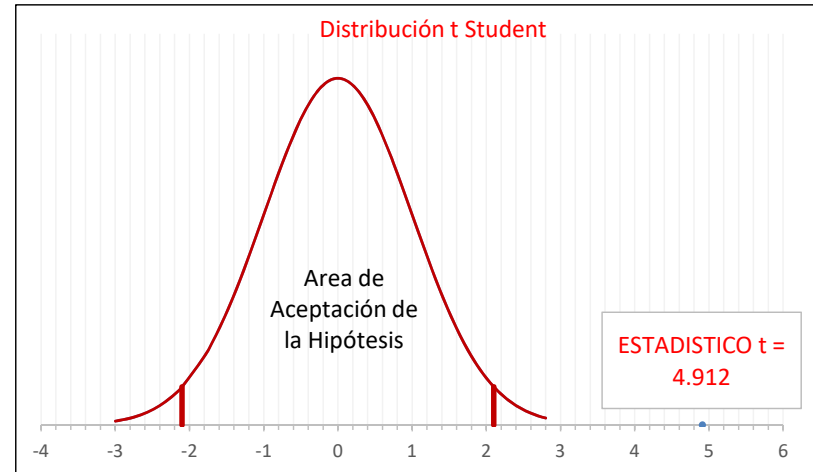
$Q_{max.Simulado} : 94.00 \text{ m}^3/\text{seg. (día 22/02/2016)}$

*El valor estadístico t (-1.565), se encuentra dentro del área de aceptación de la Hipótesis, por lo que, no existe diferencia estadística significativa entre sus medias. Por lo tanto, los resultados obtenidos luego de la simulación hidrológica son correctos.*

**Figura N° 4.35:**

Prueba t-Student para el periodo 27/02/2016 al 04/03/2016.

<b>PARAMETROS ESTADÍSTICOS</b>	<b>Caudal Registrado (m3/seg)</b>	<b>Caudal Modelado (m3/seg)</b>
Media	34.90	14.10
Varianza	178.54	0.77
Observaciones	26.00	26.00
Varianza agrupada	89.66	
Diferencia hipotética de las medias	0.0000	
Grados de libertad	18.000	
<b>Estadístico t</b>	<b>4.912</b>	
P(T<=t) dos colas	0.000	
<b>Valor crítico de t (dos colas)</b>	<b>2.101</b>	



Fuente:Elaboración propia.

*Pronóstico de Precipitaciones (SENAMHI), desde el 27/02 al 04/03/2016.*

$Q_{max.registrado} : 62.00 \text{ m}^3/\text{seg. (día 02/03/2016)}$

$Q_{max.Simulado} : 13.00 \text{ m}^3/\text{seg. (día 02/03/2016)}$

El valor estadístico t (4.912), se encuentra fuera del área de aceptación de la Hipótesis, por lo que, si existe diferencia estadística significativa entre sus medias. Por lo tanto, los resultados obtenidos luego de la simulación hidrológica son incorrectos.

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

## Conclusiones.

El objetivo principal de esta investigación fue adaptar, calibrar y validar el Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 3.2.3, para lo cual fue necesario recopilar datos de precipitaciones y caudales históricos en la cuenca del río Vinchos, además de información topográfica de la cuenca en estudio, identificar los tipos de suelo y el coeficiente de rugosidad de Manning, para esto se solicitó información a la Gerencia Regional de Recursos Naturales y Medio ambiente y a OPEMAN-PERC del Gobierno Regional de Ayacucho. Adicionalmente se realizó una etapa de campo, comprendido entre diciembre del 2015 a marzo del 2016, en la cual se registro datos de precipitaciones y aforo de caudales eligiendo como punto de control la estación Puente Casacancha (ubicada en el Km. 289 de la carretera vía los libertadores).

El pronóstico de caudales se realizó en tres etapas, la primera etapa es denominada calibración del modelo, en el cual se asumió parámetros de tiempo y cálculo, necesarios para realizar la simulación hidrológica, esta etapa se realizó de manera iterativa hasta lograr que el caudal simulado sea igual al caudal máximo registrado, como los resultados no fueron adecuados, se corrigió los parámetros con asesoría de los docentes del FLUMEN y se realizaron nuevas simulaciones, tras el cual se logró una calibración adecuada y aproximada; la segunda etapa se denomina validación de datos, en el cual fue necesario evaluar si los parámetros asumidos en la etapa anterior son capaces de reproducir adecuadamente otras tormentas, cómo la aproximación no fue correcta, fue necesario corregir los parámetros hasta lograr una aproximación entre las tormentas; finalmente la tercera etapa es denominada pronóstico de caudales, para esto se empleó datos de precipitaciones y caudales registrados en la etapa de campo, además del pronóstico de precipitaciones emitidos por SENAMHI en su página web.

Para analizar los resultados obtenidos se realizó pruebas de t-Student, que consiste en evaluar si existen diferencias significativas entre los caudales simulados y los caudales registrados, para el cual se evaluó en dos periodos, el primer periodo comprendió entre el 01 de febrero del 2016 a 27 de febrero del 2016 con datos de precipitaciones reales registradas en la etapa de campo, tras el cual se verificó que NO EXISTE DIFERENCIA ESTADÍSTICA

SIGNIFICATIVAS entre el caudal simulado y el caudal registrado, por lo tanto se acepta los resultados obtenidos; el segundo periodo comprendió entre el 27 de febrero del 2016 al 04 de marzo del 2016 con datos de pronóstico de precipitaciones emitidas por SENAMHI, en el cual se verificó que SI EXISTE DIFERENCIA ESTADÍSTICA SIGNIFICATIVA entre el caudal simulado y el caudal registrado, por lo tanto no acepta los resultados obtenidos.

Por lo tanto, luego de la investigación desarrollada en esta Tesis y a las consideraciones expuestas anteriormente, se puede indicar las siguientes conclusiones:

1. La información imprescindible para la modelación hidrológica en la cuenca Río Vinchos, es la obtención del Modelo Digital de Elevaciones (MDE), la cual fue generada a partir de curvas de nivel, proveniente de las cartas Geográficas Nacionales (IGN); sin embargo, esta información no es exacta, puesto que la topografía de la zona y del país en general, está sujeta constantemente a cambios debido a la intervención del hombre y/o la naturaleza, lo que genera en algunos casos una inadecuada delimitación de la cuenca y de los cauces que la forman. El MDE, fue generado con el programa ArcGIS con un escala de 10m x 10m obteniendo una área total de la cuenca de 1,016 km<sup>2</sup>, posteriormente fue creado en IBER, en el cual se creó una malla de 10,987 elementos a partir de la MDE obtenido en ArcGIS, luego de la simulación hidrológica, se verificó que la discretización de la cuenca realizada era adecuada y suficiente para el pronóstico de caudales.
2. El programa Iber realiza la transformación lluvia-escorrentía, que lo convierte en un modelo de tipo hidrológico distribuido, requiere como dato de ingreso, el registro horario de precipitaciones de una tormenta, los datos recopilados en la zona de estudio son precipitaciones acumuladas diarias, por ello, fue necesario obtener un hietograma de precipitaciones con datos horarios. Para esta investigación se empleó datos de las estación pluviométrica Allpachaca y datos hidrométricos de la estación Puente Casacancha, se analizó la tormenta registrada entre el 01 de marzo al 23 de marzo de 1995, y se construyó curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia), considerando un periodo de retorno de 100 años, este hietograma fue asumido cómo base para el análisis de las otras tormentas en esta investigación.
3. El tratamiento de frentes seco-mojado en IBER es estable, conservativo y no difusivo, es decir, que resuelven adecuadamente los frentes, sin inestabilidades de tipo numérico, el frente seco-mojado es analizada por medio de tres algoritmos que evalúan las distintas situaciones de niveles de agua entre dos celdas adyacentes. Para la primera etapa de calibración, se analizó la tormenta registrada entre el 01 al 23 de marzo del 1995, con un  $Q_{max.registrado}$ : 157.59 m<sup>3</sup>/seg, se realizó la simulación hidrológica asumiendo parámetros de tiempo y cálculo, evaluando los tipos de secado hidrológico, defecto y estricto, el secado tipo Hidrológico, arrojó un  $Q_{max.Simulado}$ :

1,403.47 m<sup>3</sup>/seg., aceptable en comparación con los otros dos tipos de secado (Defecto y estricto) además el tiempo de cálculo fue menor en comparación de los otros dos, el secado tipo Defecto, arrojó un  $Q_{max.Simulado}$ : 4,821.29 m<sup>3</sup>/seg., que supera en demasía el caudal máximo registrado, el secado tipo Estricto, arrojó un  $Q_{max.Simulado}$ : 0.00 m<sup>3</sup>/seg, y el tiempo de cálculo se elevó hasta en 7 veces en comparación a los otros dos métodos. Por lo que, en esta etapa se definió realizar los cálculos posteriores considerando el tipo de secado Hidrológico.

4. Respecto al tiempo de cálculo, en la primera etapa de la calibración se asumió el valor de 360 seg, luego de realizar la simulación hidrológica se verificó que existían oscilaciones a modo de pulsos, se realizó la consulta a los creadores de Iber por medio del foros en su página web, e indican que se debe realizar los cálculos considerando intervalo de tiempo menor, Iber automáticamente reduce este parámetro, sin embargo, en el transcurso puede generar oscilaciones. De este modo, se analizó una segunda etapa en la que se redujo este parámetro a tres valores: 10 seg, 5 seg y 1 seg, luego de analizar el hidrograma de salida, se verificó que el modelo simulado con el parámetro de 1 seg., arroja mejores resultados, y ya no existen los pulsos y oscilaciones. Por lo que, en esta etapa se definió realizar las simulaciones considerando un tiempo de cálculo igual a 1 seg.
5. El tiempo de resultados se incrementó de 3,600 seg a 7,200 seg, sólo con el objeto de analizar una menor cantidad de valores, los cuales no infieren en el cálculo numérico ni matemático de la simulación hidrológica.
6. El coeficiente de estabilidad CFL (Courant-Friedrich-Levy), asumido en la primera etapa de calibración fue de 0.80, luego de realizar la simulación hidrológica los resultados no fueron adecuados, por ello se realizó la consulta a los creadores de Iber e indicaron que, el parámetro CFL evalúa las condiciones de convergencia para la solución de ecuaciones diferenciales por ello se debe trabajar con valores de 0.50 a 0.60, pues valores mayores generan oscilaciones y pulsos en el hidrograma de salida. Consecuentemente, para las posteriores simulaciones se redujo este parámetro al valor de 0.60, aunque el tiempo de cálculo incrementó ligeramente.
7. El parámetro Límite Seco Mojado (LSM), asumido para la primera etapa de la calibración fue de 1cm (0.01), este arrojó resultados inadecuados con pulsos y oscilaciones, luego de realizar la consulta a los creadores de Iber, indican que este valor es la tolerancia con la que evalúa el tratamiento seco-mojado, por lo que, se debe realizar los cálculos con valores menos a 1mm (0.001), para las posteriores etapas de la calibración se realizó los cálculos considerando el valor del parámetro LSM (0.001), logrando la calibración del modelo en comparación con la tormenta

analizada entre el 01 de marzo al 23 de marzo del 1995, con un  $Q_{max.registrado}$ : 157.59 m<sup>3</sup>/seg, obteniéndose un  $Q_{max.simulado}$ : 157.89 m<sup>3</sup>/seg. Sin embargo, en la etapa de validación del modelo, Iber no fue capaz de simular con los mismos parámetros otras tormentas analizadas (dos tormentas), por lo que, fue necesario realizar un ajuste a los parámetros calibrados, el valor del LSM se redujo de 0.001 (1 mm) a 0.0001 (0.1 mm), tras el cual se logró una mejor aproximación de las tormentas analizadas en conjunto, con un grado de aproximación de 92% promediadas entre las tres tormentas.

8. Los coeficientes de rugosidad de Manning para los distintos tipos de suelos, se asumieron a partir de texto de literatura y en base a la inspección realizada en la etapa de campo, pues el análisis de este parámetro es extenso e implica una investigación más detallada. En la tercera etapa de calibración, en vista que el caudal máximo simulado no era semejante al caudal máximo registrado, fue necesario evaluar el coeficiente de rugosidad de Manning puntualmente para el coeficiente del río. El coeficiente de rugosidad de Manning del río asumido fue de 0.025 (se desconoce si este valor fue sobre-estimado o subestimado), con este valor se obtuvo un caudal máximo de 104.19 m<sup>3</sup>/seg, que no se aproxima al caudal máximo registrado (157.59 m<sup>3</sup>/seg), por lo que, se realizó varias simulaciones con valores distintos del coeficiente de rugosidad de Manning del río, concluyendo que con un coeficiente de Manning igual a 0.033 se obtuvo un valor de 157.89 m<sup>3</sup>/seg, se consideró este valor para las siguientes simulaciones hidrológicas.
  
9. Al concluir las etapas de calibración y validación del modelo, se obtuvo un grado de aproximación de 92% promediadas, en el siguiente cuadro se muestra en resumen los parámetros iniciales y los parámetros finales:

**Figura N° 4.36:**  
Resumen de Parámetros calibrados y recalibrados.

Parámetros necesarios para la simulación Hidrológica				Primera Calibración	Validación final
Item	Descripción	Parámetros / Variables	Unid	Valor	Valor
1	Parámetros de tiempo	Intervalo de resultados	seg	3,600.00	7,200.00
		Incremento de tiempo máximo	seg	360.00	1.00
2	Parámetros de Cálculo	CFL		0.80	0.60
		Límite Seco -Mojado	m	0.010	0.0001
		Método de Secado		Hidrológico /Defecto /Estricto	Hidrológico
		Llenado de depresiones			Activo
3	Topografía de la cuenca	Modelo de pérdidas (CSC)	CN	80.00	80.00
		Coef. Rugosidad del río		0.025	0.033

Fuente:Elaboración propia.

10. El pronóstico de caudales, se realizó a partir de los datos de precipitaciones y aforo de caudales registrados en la etapa de campo, entre el 01 de febrero del 2016 a 04 de marzo del 2016, para lo cual, se ha identificado dos periodos, uno con datos de precipitaciones reales registradas en la cuenca y el otro con pronóstico de precipitaciones de SENMAHI que emite de manera semanal, para varias zonas geográficas de nuestro territorio.

El análisis de los pronósticos, se realizó en dos periodos:

- El primer periodo está comprendido entre el 01 de febrero al 26 de febrero del 2016, se tiene registro de precipitaciones reales, además el día 22 de febrero del 2016 se registro un  $Q_{max.}$ : 82.00 m<sup>3</sup>/seg , luego de realizar la simulación hidrológica empleando las precipitaciones reales, se obtuvo un  $Q_{max.simulado}$ : 94.00 m<sup>3</sup>/seg, además el hidrograma simulado se aproxima al hidrograma registrado con algunos picos de diferencia, por lo que, fue necesario realizar pruebas estadísticas para evaluar la calidad de los resultados, al verificar los resultados obtenidos mediante la prueba t-Student, se obtuvo un valor Estadístico  $t = -1.565$ , que se encuentra dentro del área de aceptación de la Hipótesis, que implica que NO EXISTE DIFERENCIA ESTADÍSTICA SIGNIFICATIVA entre los caudales simulados y los caudales registrados.
- El segundo periodo está comprendido entre el 27 de febrero al 04 de marzo del 2016, se tiene registro de precipitaciones reales hasta el 26 de febrero del 2016 y el pronóstico de precipitaciones de SENAMHI entre el 27 de febrero al 04 de marzo del 2016. El día día 02 de marzo del 2016 se registro un  $Q_{max.}$ : 62.00 m<sup>3</sup>/seg, luego de la simulación hidrológica se obtuvo un  $Q_{max.simulado}$ : 13.00 m<sup>3</sup>/seg, además el hidrograma simulado no se aproxima al hidrograma registrado, al verificar los resultados obtenidos mediante la prueba t-Student, se obtuvo un valor Estadístico  $t = 4.912$ , que se encuentra fuera del área de aceptación de la Hipótesis, que implica que SI EXISTE DIFERENCIA ESTADÍSTICA SIGNIFICATIVA entre los caudales simulados y los caudales registrados.

Finalmente, el Modelo Matemático Bidimensional Iber en su versión 2.3.2, es adecuado para realizar simulaciones hidrológicas y pronosticar caudales en la cuenca del río Vinchos, pero, es necesario realizar una adecuada calibración de los parámetros para la simulación, además requiere que los datos de la lluvia ingresados sean adecuados, de tal modo estos puedan reflejar adecuadamente la simulación hidrológica. Se descarta emplear el pronóstico de precipitaciones emitidos por SENMAHI en el boletín de lluvias semanales de su página web, pues son aproximaciones de grandes extensiones topográficas.

## Recomendaciones.

1. No es recomendable un análisis minucioso de la topografía de la cuenca (discretizar la cuenca en un mayor número de elementos), pues implicaría mayores tiempos de cálculo, salvo que los resultados no sean adecuados. Para esta investigación se recomienda hacer simulaciones hidrológicas empleando 10,987 elementos, obteniendo resultados adecuados.
2. En esta investigación se empleó los datos de las estaciones pluviométricas Allpachaca y la estación Hidrométrica Puente Casacancha, con las cuales se obtuvo una calibración adecuada, dentro de los parámetros permisibles, pudiendo ser mejor al emplear un mayor número de estaciones pluviométricas homogéneamente en la cuenca. Por lo que, se recomienda a los gobiernos locales instalar estaciones pluviométricas, en distintos puntos de su jurisdicción, para emplear herramientas modernas que permitan realizar simulaciones hidrológicas con fines de pronóstico y de este modo controlar y/o prevenir los embates de la naturaleza, que generalmente se producen en los meses de diciembre a mayo anualmente ocasionando pérdidas económicas, materiales y vidas humanas.
3. Si analizamos las fórmulas matemáticas, el coeficiente de rugosidad de Manning es inversamente proporcional al caudal. En esta investigación, luego de realizar las simulaciones hidrológicas, se obtuvieron caudales mayores con valores mayores del coeficiente de rugosidad de Manning, ante este hecho se realizó la consulta a los creadores del programa Iber, e indicaron lo siguiente: Los resultados son correctos, en función de la cuenca, un coeficiente de rugosidad mayor puede generar retrasar la onda de propagación y juntarse con otra, de modo que sumadas sean más grandes que con una rugosidad mayor, por lo que, se recomienda realizar un análisis de sensibilidad del coeficiente de Rugosidad de Manning.
4. Se recomienda emplear tiempos de cálculo entre 10 seg a 1 seg, el parámetro Límite Seco Mojado entre 1 mm a 0.1mm, pues con valores pequeños se mejora la estabilidad de los resultados y se evita las oscilaciones y pulsos en los hidrogramas de salida, sin embargo, no es aconsejable emplear valores más pequeños, pues se incrementará el tiempo de cálculo.
5. Los creadores del programa Iber, recomiendan emplear valores de CFL entre 0.45 a 0.60, cuando se realizan los primeros cálculos, es decir, cuando la cuenca aún no está calibrada, posteriormente, cuando se ha logrado calibrar adecuadamente los parámetros de cálculo para la cuenca, es posible incrementar este valor cercano a 0.90, con el objeto de reducir el tiempo de cálculo. Este hecho fue comprobado luego de realizar las simulaciones hidrológicas.

6. SENAMHI, emite pronóstico de precipitaciones semanales en boletines informativos a través de su página web, sin embargo, estos pronósticos son emitidos a nivel macro, es decir, para grandes extensiones topográficas, las cuales no representan con exactitud el comportamiento hidrológica en una cuenca pequeña, por lo que, no es recomendable emplear estos valores para la simulaciones hidrológicas con fines de pronóstico.
7. Para el desarrollo de otras trabajos relacionadas con el tema de esta investigación, se recomienda emplear los parámetros calibrados para la cuenca del río Vinchos, adaptar y/o corregirlos conforme a las condiciones topográficas de la zona donde se pretende realizar las simulaciones hidrológicas.

**Cuadro N° 4.19 :**

Parámetros calibrados para la cuenca del río Vinchos, se recomienda tomar como referencia para futuros temas de investigación relacionados con el tema.

Item	Descripción	Parámetros / Variables	Unid	Valor
1	Parámetros de tiempo	Intervalo de resultados	seg	7,200.00
		Incremento de tiempo máximo	seg	1.00
2	Parámetros de Cálculo	CFL		0.60
		Límite Seco -Mojado	m	0.0001
		Método de Secado		Hidrológico
		Llenado de depresiones		Activo
3	Topografía de la cuenca	Modelo de pérdidas (CSC)	CN	80.00
		Coef. Rugosidad del rio		0.033

Fuente:Elaboración propia.

8. Finalmente, se recomienda a las entidades públicas y privadas, empresas constructoras y otros, emplear el programa Iber con el fin de realizar simulaciones hidrológicas que les permitirá conocer con anticipación un probable evento extremo, que a su vez les permita tomar medidas de contingencias adecuadas para evitar pérdidas económicas y más aún pérdida de vidas humanas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Artículos y libros referidos a la hidrología.

- [2] Aparicio M.F.J., . *Fundamentos de Hidrología de Superficie.*; 2009.
- [4] De Lannoy G, . *Assessment of model uncertainty for soil moisture through ensemble verification. Journal of Geophysical Research, Vol. 111;* 2006.
- [8] ESTRELA Teodoro, . *Modelos matematicos para la evaluación de recursos hídricos. Centro de estudios hidrográficos CEDEX.* 1992.
- [19] Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Gobierno del Perú.*
- [21] Niño Yarko, . *Transporte hidráulico de sólidos: Hidráulica fluvial y transporte de sedimentos, Apuntes de clase. Departamento de Ingeniería Civil - División Recursos Hídricos y Medio Ambiente - Universidad de Chile.* 2005.
- [22] Organización Meteorológica Mundial, O. M. M. *Guía de prácticas meteorológicas. Adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones.* 1994.
- [23] Organización Meteorológica Mundial, O. M. M. *Aspectos ambientales de la gestión integrada de crecidas.*; 2006.
- [32] SENAMHI, . *Evaluación del Modelo ETA/SENAMHI en la previsión de la precipitación durante los periodos lluviosos 2002 y 2003. Revista Peruana Geo-Atmosférica RPGA (1), 108-124.* 2009.

- [33] Thyer Mark., . *Critical evaluation of parameter consistency and predictive uncertainty in hydrological modeling: A case study using Bayesian total error analysis*. *Water Resources Research*; 2009.
- [34] Ven Te CHOW . MAIDMENT David R. MAYS Larry W., . *Hidrología aplicada*. Martha Edna Suarez R., 1994.
- [35] Ven Te CHOW, P. *Hidráulica de Canales Abiertos*. Martha Edna Suarez R., 1994.
- [36] Wendor Chereque Morán, C. *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

## Páginas de Internet.

- [26] Página Web, . *Desborde río Vinchos arrasa con viviendas y cultivos*. *Radio Programas del Perú*. <http://rpp.pe/peru/actualidad/ayacucho-desborde-rio-vinchos-arrasa-con-viviendas-y-cultivos-noticia-661260>.
- [27] Página Web GRRNMA, . *Gerencia Regional de Recursos Naturales y Medio Ambiente*. *Gobierno Regional de Ayacucho*. <http://siar.regionayacucho.gob.pe/personas/gerencia-regional-recursos-naturales-gestion-medio-ambiente>.
- [28] Página Web IGN, . *Instituto Geográfico Nacional*.; <http://www.ign.gob.pe/mision-vision/>.
- [29] Página Web SENAMHI, . *Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología*. *Boletines Hidrológicos*; <http://www.senamhi.gob.pe/?p=0340>.
- [30] Página Web SENAMHI, . *Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología*. *Boletín Semanal de Lluvias*; <http://www.senamhi.gob.pe/load/file/02233SENA-51.pdf>.

## Modelo Matemático Bidimensional Iber.

- [5] E. Bladé - M. Sánchez - H. P. Sánchez - D. Ñiñerola y M. Gómez, . *Modelación Numérica en ríos en régimen permanente y variable, una visión a partir del modelo HEC-RAS*.; 2009.
- [6] E. Bladé y M. Gómez, . *Modelación del Flujo en Lámina Libre sobre Cauces Naturales. Análisis Integrado con Esquemas en Volúmenes Finitos en una y dos Dimensiones*. *Tesis Doctoral*. *Universitat Politècnica de Catalunya*. 2006.
- [9] FLUMEN, U. P. d. C. *Estimación del hidrograma de salida en una cuenca usando un modelo hidrológico distribuido y un modelo hidráulico bidimensional en volúmenes finitos*. *Proyecto de Colaboración Internacional*. 2014.
- [15] Jorge Iván Juárez Dehesa, I. *Estimación del hidrograma de salida en una cuenca usando un modelo hidrológico distribuido y un modelo hidráulico bidimensional de volúmenes finitos*. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*; 2014.

- [17] Manual de Referencia Hidráulico, . *Modelación Bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas*. IBER, Gobierno de España. 2014.
- [31] S. Salsón y A. Pettazzi, . *Influencia de la densidad espacial de estación pluviométricas y de la disponibilidad de datos radar en los hidrogramas de tormenta calculados con un modelo hidrológico distribuido: Aplicación a una cuenca de 24 km<sup>2</sup> en el noreste de España*. IV Jornada de Ingeniería del Agua; 2015.

## Topografía de la cuenca.

- [10] Gobierno Regional de Ayacucho, . *Plan de uso Sostenible de Recursos Naturales Altoandinos y Prevención de Efectos Climatológicos Adversos - Vinchos*. Gobierno Regional de Ayacucho, y otras Instituciones públicas y privadas. 2006.
- [11] Gobierno Regional de Ayacucho Gerencia Regional de Recursos Naturales y Gestión del Medio Ambiente, . *Fisiografía, Suelo y Capacidad de Uso Mayor. Desarrollo de capacidades en zonificación ecológica económica y ordenamiento territorial en la Región Ayacucho*. 2012.
- [20] Municipalidad Distrital de Vinchos, M. *Instalación de los servicios de Protección ante crecidas del río Vinchos en los sectores de Casacancha, Anchacc Wasi, San José de Mayobamba, San Luis de Picha y Zona urbana de Vinchos, distrito de Vinchos-Huamanga-Ayacucho*. Expediente Técnico del Proyecto; 2015.

## Pronóstico de crecidas.

- [1] ALDANA Angel, . *Avances en previsión de crecidas*. Centro de estudios Hidrográficos CEDEX. Madrid, España. 2006.
- [3] CAPONI Claudio, . *El papel de prevision hidrometereológica en la gestión de crecidas*. Jornadas Iberoamericanas sobre inundaciones y desastres naturales. 2005.
- [12] GONZALES Ricardo . VARGAS Ximena. LOPÉZ Andrés. BELMAR Luis, . *Sistema de alerta de crecidas en el río Biobío. Uso recursivo de un modelo de redes neuronales*. III Encuentro de aguas. 2001.
- [13] Grinia J. Ávalos Roldán, . *Evaluación del modelo Eta/SENAMHI en la previsión de la precipitación durante los periodos lluviosos 2002 y 2003*. Servicio Nacional de Metereología e Hidrología. 2009.
- [14] HAMILL Thomas M., . *Interpretation of Rank Histograms for Verifying Ensemble Forecasts*. Monthly Weather Review. 2000.
- [16] LAIO F. y TAMEA S., . *Verification tools for Probabilistic forecasts of continuous hydrological variables*. Hydrology and Earth System Sciences. 2007.
- [18] MASCARO Giuseppe. DEIDDA Roberto. HAMILL Thomas M., . *A New Verification Method to Ensure Consistent Ensemble Forecasts Thorough Calibrated Precipitation Downscaling Models*. Monthly Weather Review. 2008.

## Trabajos de Tesis Referenciales.

- [7] Enver Samuel Alvarado Rodríguez, T. *Modelación del proceso Lluvia Escorrentía usando Sistemas de información Geográfica. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil*; 2004.
- [24] Pablo A. Mendoza Zúñiga, T. *Pronóstico de Caudales de crecida mediante un modelo Hidrológico Distribuido y la asimilación de datos observados. Memoria para optar el Título de Ingeniero Civil*; 2010.
- [25] Pablo Lagos Enriquez, T. *Diseño de un modelo de pronóstico de crecidas en la Subcuenca del río Shullcas. Tesis de maestría en Física*; 2007.

” *El valor de una educación universitaria no es el aprendizaje de muchos datos, sino el entrenamiento de la mente para pensar.*

— **Albert Einstein**

CAPÍTULO **A**

## Anexo: Recopilación de datos.

El Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 2.3.2, para realizar las simulaciones hidrológicas y obtener el Hidrograma de caudales, requiere el ingreso del hietograma de la tormenta. Por ello, es necesario la obtención de hietogramas, para esto, fue necesario recopilar todos los datos posibles de las precipitaciones y caudales registradas en la cuenca del río Vinchos; por lo que, como primer paso se identificó la Estación Puente casacancha, ubicada aproximadamente en el km 289 de la carretera Vía los Libertadores, esta estación cuenta con registros mensuales de caudales máximos, además, se identifico la Estación Allpachaca, que cuenta con registros de precipitaciones diarias acumuladas.

Para las simulaciones hidrológicas, el Modelo Matemático Bidimensional IBER en su versión 2.3.2, requiere el ingreso del hietograma de la tormenta para la obtención del Hidrograma de caudales. Para la obtención de hietogramas, fue necesario recopilar todos los datos posibles de las precipitaciones y caudales registradas en la cuenca del río Vinchos; por lo que, como primer paso se identificó la Estación Puente casacancha, ubicada aproximadamente en el km 289 de la carretera Vía los Libertadores, esta estación cuenta con registros mensuales de caudales máximos, además, se identifico la Estación Allpachaca, que cuenta con registros de precipitaciones diarias.

Recordemos que el objeto de la Tesis, es el pronóstico de caudales, por ello fue necesario recopilar toda la información hidrométrica referente en la cuenca de estudio; por lo que, se identificó la Estación Puente Casacancha, que dispone de datos hidrométricos entre enero de 1991 a abril del 2001, la tabla 1.1 , muestra el registro de caudales máximos en la

Estación Puente Casacancha. Además, se identificó la estación pluviométrica Allpachaca, que cuenta con un registro de precipitaciones en los archivos de la Represa Cuchoquesera; por lo que, fue necesario definir las tormentas necesarias, para las etapas de calibración y validación de los parámetros del modelo hidrológico, para esta investigación se tomarán en cuenta los siguientes datos registrados:

1. marzo del año 1992, que produjo un caudal de 30.81 m<sup>3</sup>/seg.
2. marzo del año 1993, que produjo un caudal de 52.02 m<sup>3</sup>/seg.
3. marzo del año 1995, que produjo un caudal de 157.59 m<sup>3</sup>/seg.

Una vez identificado el mes, año y el caudal máximo registrado en la cuenca del río Vinchos, fue necesario identificar las tormentas que produjeron tales eventos; por lo que, se solicitó información pluviométrica al Gobierno Regional de Ayacucho, específicamente de la estación pluviométrica Allpachaca y otras cercanas al área de influencia de la cuenca del río Vinchos; sin embargo, no fue posible acceder a la información digital de datos históricos de precipitaciones, por temas administrativos, burocráticos y reglamentarios del GRA; por lo que, fue necesario recopilar la información manual de los archivos impresos que se tienen en la Represa Cuchoquesera.

De los archivos del Gobierno Regional, específicamente de la Represa Cuchoquesera, se identificó la Estación Allpachaca del cual se recopiló información de precipitaciones, la falta de disponibilidad de mayores datos hecho limitó bastante el análisis para esta investigación, recogiéndose sólo la información mínima necesaria, conforme al siguiente resumen:

1. Tormenta del 25/02/1992 al 18/03/1992, que produjo un caudal de 30.81 m<sup>3</sup>/seg.
2. Tormenta del 01/03/1993 al 20/03/1993, que produjo un caudal de 52.02 m<sup>3</sup>/seg.
3. Tormenta del 01/03/1995 al 23/03/1995, que produjo un caudal de 157.59 m<sup>3</sup>/seg.

En la tabla 1.2, se tiene el registro de precipitaciones de la Estación Allpachaca, obtenido de los archivos en la Represa Cuchoquesera; los cuales, se emplearán para la simulación hidrológica en las etapas de calibración y validación de parámetros con fines de pronósticos de crecidas. La falta de datos históricos, limita esta investigación al uso de una estación pluviométrica; por lo que, se asumirá que el comportamiento hidrológico en la cuenca del río Vinchos, se asemeja al comportamiento hidrológico de la Estación Allpachaca; esto es un hecho ideal y no práctico.

**Cuadro N° 1.1 :**  
Registro de Caudales máximos (m3/seg), estación Puente Cascancha.

ESTACION	:	<b>PUENTE CASACANCHA</b>			
Distrito	:	Vinchos	Latitud :	13° 18' S	
Provincia	:	Huamanga	Longitud :	74° 21' W	
Departamento	:	Ayacucho	Elevación :	3,290 msnm	

Mes Año	Registros Máximos Mensuales (m3/seg)											
	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
1991	39.5	41.3	59.0	16.3	15.1	8.1	4.0	3.7	3.4	5.1	6.8	6.5
1992	15.1	44.8	30.8	5.0	3.3	4.2	4.2	6.1	3.6	12.9	7.4	5.7
1993	60.2	64.1	52.0	26.2	23.6	7.0	4.3	3.3	4.1	12.0	19.7	32.3
1994	162.3	144.2	114.6	61.2	16.4	5.3	4.6	3.2	3.1	3.4	8.0	13.6
1995	24.8	90.5	157.6	20.0	5.4	2.8	2.7	2.2	7.2	2.7	15.2	37.6
1996	66.2	59.5	70.3	58.6	12.0	5.3	3.4	5.1	3.5	2.9	6.6	58.7
1997	28.6	32.9	26.3	13.6	6.7	2.6	2.4	5.3	16.1	11.4	17.5	21.4
1998	38.3	31.6	31.0	32.3	14.1	4.3	2.4	2.4	2.0	3.4	30.2	22.0
1999	30.1	37.7	31.9	27.7	21.9	4.3	3.5	2.5	4.1	10.7	4.2	16.6
2000	51.2	137.0	139.6	35.4	8.9	8.1	3.9	4.6	3.0	12.5	5.3	121.7
2001	41.1	36.6	34.0	28.3								
Máximo mensual (m3/seg)	162.31	144.23	157.59	61.16	23.65	8.14	4.58	6.09	16.10	12.87	30.20	121.68

Fuente: PERC - OPEMAN.

Luego de haber definido las tormentas y contar con registros de precipitaciones, es necesario construir un hietograma base; que es un dato necesario para las simulaciones con el programa IBER, la escases de datos limita el análisis preliminar necesario; por lo que, se obtendrá un hietograma base a partir de la tormenta registrada entre el 01 de marzo al 23 de marzo del año 1995, la cual asumiremos como un hietograma unitario para todas las tormentas que se analizarán en esta investigación (Calibración, Validación y Pronóstico de crecidas).

Para las etapas de la calibración y validación del modelo, la figura 1.1, muestra el hietograma base calculado a partir de la tormenta de marzo del 1995, asumida en esta investigación como **hietograma unitario**. Este hietograma unitario se multiplicará por las precipitaciones totales diarias, para obtener hietogramas diarios para las tormentas analizadas, la cual contará con datos de precipitaciones horarias (cada 3,600 seg).

**Cuadro N° 1.2 :**

Registro de Precipitaciones durante la etapa de campo (diciembre del 2015 a marzo del 2016) en la Estación Allpachaca - Datos Históricos,

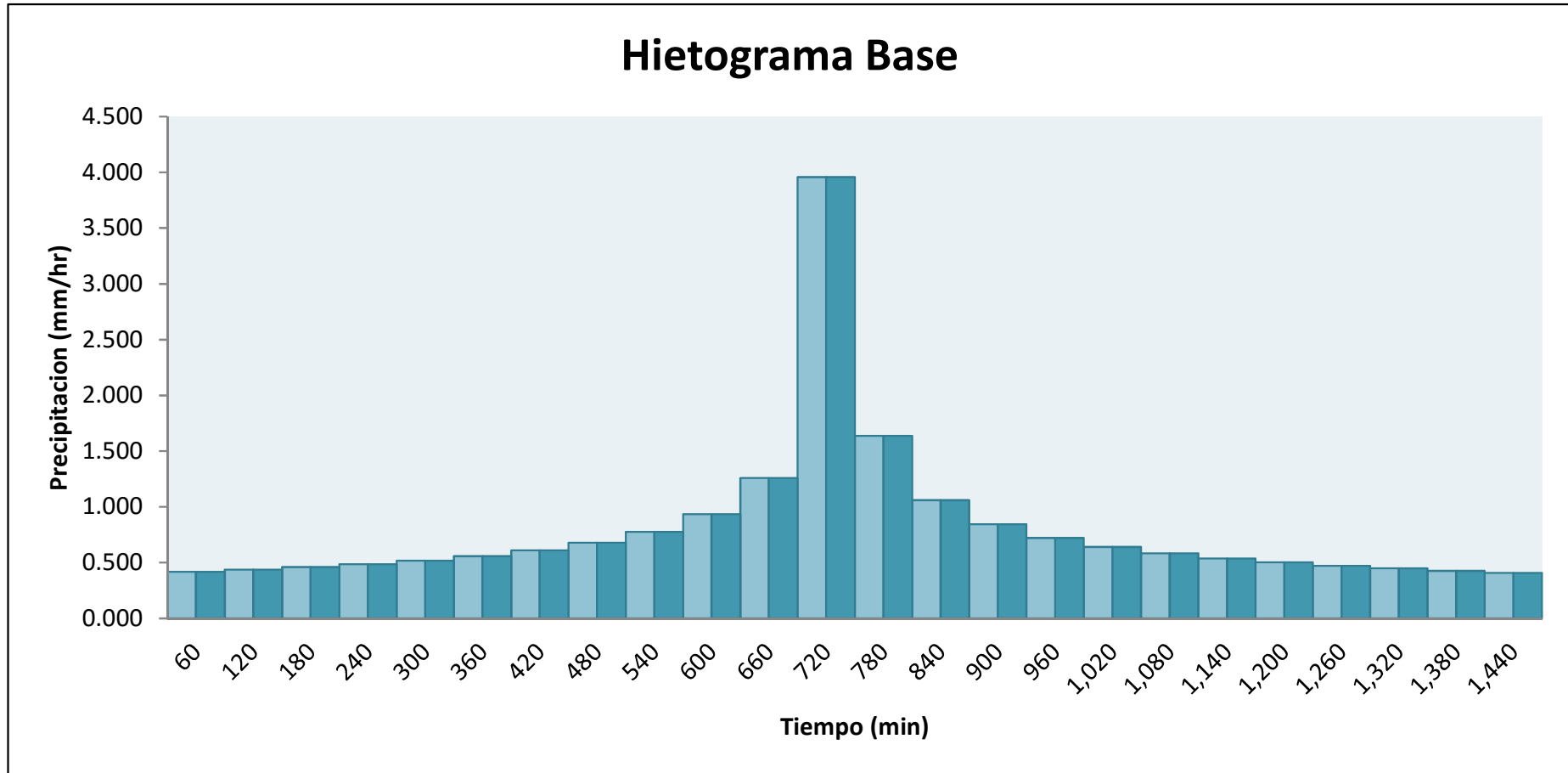
ESTACION	:	<b>ALLPACHACA</b>		
Distrito	:	Chiara	Latitud :	13° 23' S
Provincia	:	Huamanga	Longitud :	74° 16' W
Departamento	:	Ayacucho	Elevacion :	3,541 msnm

Año	1992		1993	1995
Mes	Feb	Mar	Mar	Mar
Día				

1		1.8	3.2	3.5
2		2.4	3.8	7.5
3		1.6	1.8	4.6
4		3.6	6.0	8.9
5		2.6	4.5	2.1
6		3.5	6.5	6.4
7		3.2	5.2	7.8
8		2.3	5.9	6.4
9		2.2	4.5	12.5
10		1.3	1.9	11.3
11		2.5	2.1	10.0
12		3.4	2.1	14.7
13		4.3	2.3	14.8
14		3.1	3.3	13.6
15		4.3	4.0	9.0
16		2.5	5.6	6.2
17		2.8	4.3	2.1
18		1.3	5.9	3.2
19			2.3	1.8
20			2.6	1.5
21				0.8
22		0.6		1.4
23		1.6	3.0	1.0
24			3.9	
25	1.2		2.6	
26	3.4		3.1	1.4
27	3.1		2.2	1.0
28	4.3		3.7	
29	2.7			
30				
31			1.8	
<b>Total mensual (mm)</b>	<b>14.70</b>	<b>50.90</b>	<b>98.10</b>	<b>153.50</b>

Fuente:Elaboración propia.

Figura N° 1.1:  
Hietograma Base empleado en esta investigación para las distintas etapas.



Fuente:Elaboración propia, a partir de la tormenta registrada del 01 al 23 de marzo del año 1995.

## Anexo: Registros de datos - etapa de campo.

Durante el desarrollo de esta investigación, se instaló un pluviómetro en la Estación Puente Casacancha, en el cual se registró datos de precipitaciones durante el periodo comprendido entre el 08 de diciembre del 2015 al 28 de marzo del 2016, contando en algunos casos con precipitaciones nulas y otras de intensidad regular. Durante los meses de noviembre y diciembre del 2015 y enero, febrero y marzo del 2016, periodo en el cual normalmente se registran las máximas precipitaciones anuales, se tuvo la presencia del Fenómeno El Niño, por el cual las lluvias fueron escasas en la sierra, no pudiendo registrarse lluvias extraordinarias ni caudales de crecidas considerables; sin embargo, se registraron caudales máximos de 65.51 m<sup>3</sup>/seg.

En la Tabla 2.1, se resume el registro de precipitaciones que se tomó de la Estación Puente Casacancha instalada para esta investigación, las lecturas se registraron de manera diaria y constante. En la figura 2.1, se muestra el pluviómetro instalado para esta investigación, mientras que la figura 2.2, muestra el detalle y esquema para la instalación de un pluviómetro.

Para el registro de caudales, fue necesario realizar aforos en la estación Puente Casacancha, se empleó el método del flotador, las lecturas se realizaron de manera constante una vez al día, en la figura 2.3 se muestra el aforo del caudal en el Puente Casacancha; mientras que la figura 2.4, muestra el esquema la sección transversal del lecho del río.

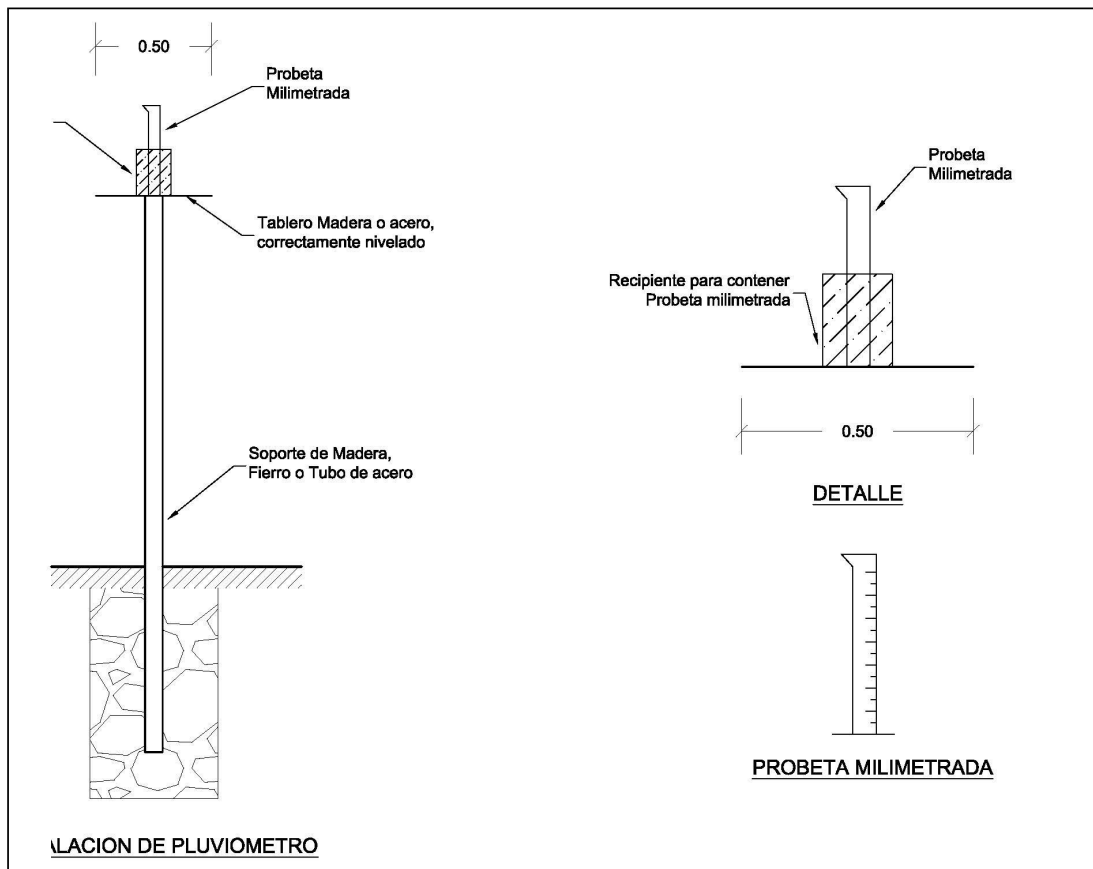
Luego de la etapa de campo, se procesaron los datos en gabinete, obteniendo los

**Figura N° 2.1:**  
 Instalación del pluviómetro en la Estación Puente Casacancha.



Fuente:Elaboración propia (Ubicación puente Casacancha)

**Figura N° 2.2:**  
 Gráfico para la instalación del pluviómetro.



Fuente:Elaboración propia (Ubicación puente Casacancha)

**Cuadro N° 2.1 :**  
Registro de Precipitaciones en la Estación Puente Casacancha - Etapa de campo.

ESTACION	:	<b>PUENTE CASACANCHA</b>			
Distrito	:	Vinchos		Latitud :	13° 18' S
Provincia	:	Huamanga		Longitud :	74° 21' W
Departamento	:	Ayacucho		Elevacion :	3,290 msnm

Año	2015		2016	
Mes	Dic	Ene	Feb	Mar
Día				
1		0.0	0.0	5.2
2		0.0	5.7	2.0
3		0.0	4.1	2.0
4		0.0	2.3	2.0
5		0.0	3.4	0.0
6		0.0	4.0	0.2
7		0.0	4.2	4.0
8		0.0	4.5	0.0
9		0.0	2.7	0.0
10		0.0	6.3	9.1
11		0.0	8.8	0.0
12		2.5	11.3	0.0
13		0.0	6.8	4.8
14		0.0	4.6	0.1
15	0.4	0.0	2.4	0.0
16	0.0	0.0	3.5	0.0
17	0.8	0.0	4.0	0.0
18	0.0	4.1	4.3	0.0
19	24.9	0.4	4.5	3.4
20	0.0	0.0	2.3	0.0
21	12.8	5.2	7.9	8.7
22	12.5	0.0	13.6	0.3
23	6.3	0.0	9.1	12.5
24	12.4	0.0	6.3	0.0
25	2.3	0.0	2.3	0.5
26	0.0	2.7	5.0	0.0
27	3.4	0.0	6.7	2.7
28	20.8	0.0	7.5	0.9
29	0.0	0.0	8.4	0.0
30	0.0	0.0		0.0
31	0.0	0.0		0.0
<b>Total mensual (mm)</b>	<b>96.7</b>	<b>15.0</b>	<b>156.4</b>	<b>58.4</b>

Fuente:Elaboración propia (periodo diciembre-2015 a marzo-2016)

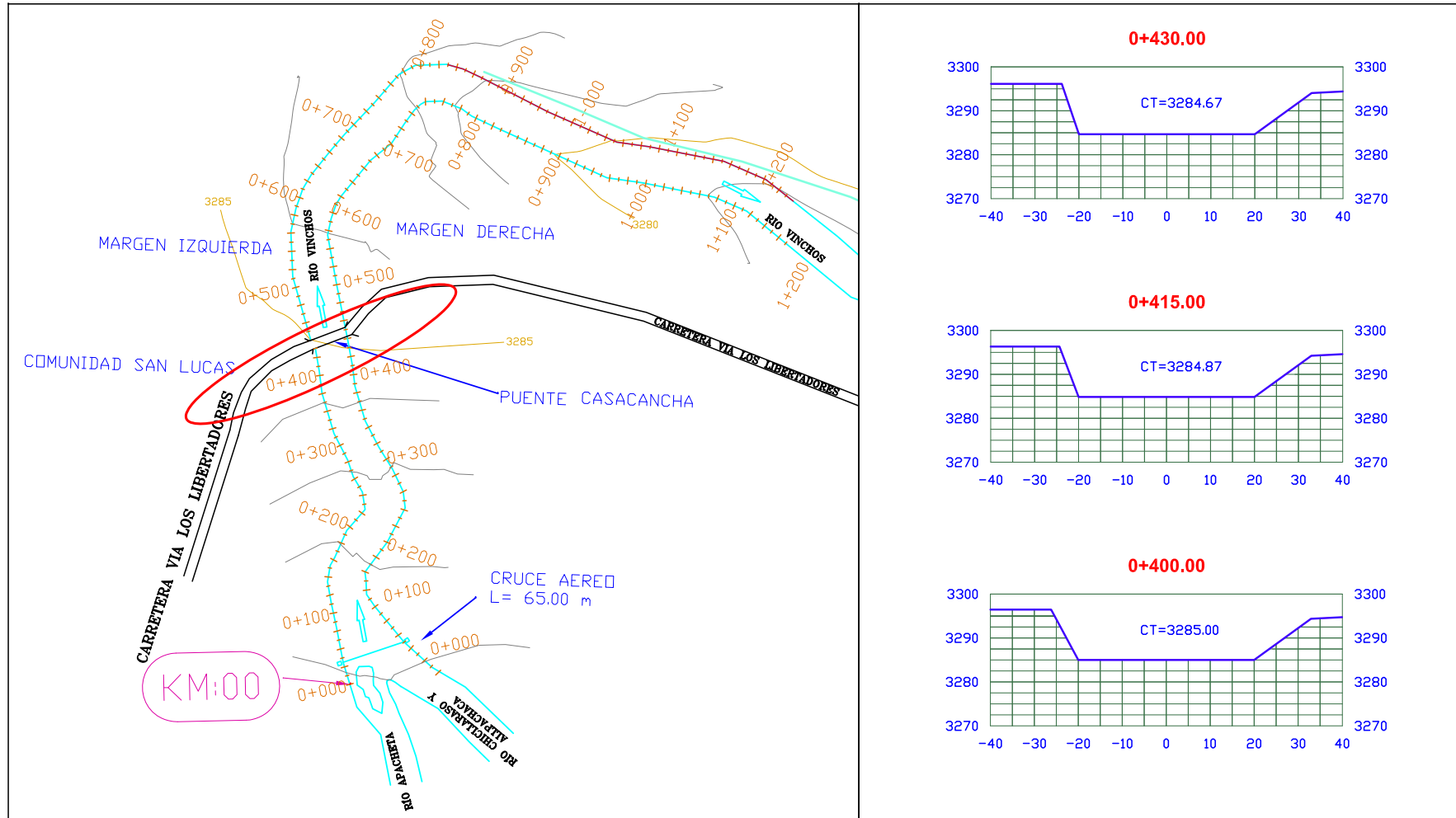
**Figura N° 2.3:**  
Aforo del caudal en el río Vinchos.



Fuente:Elaboración propia (ubicado en el puente casacancha).

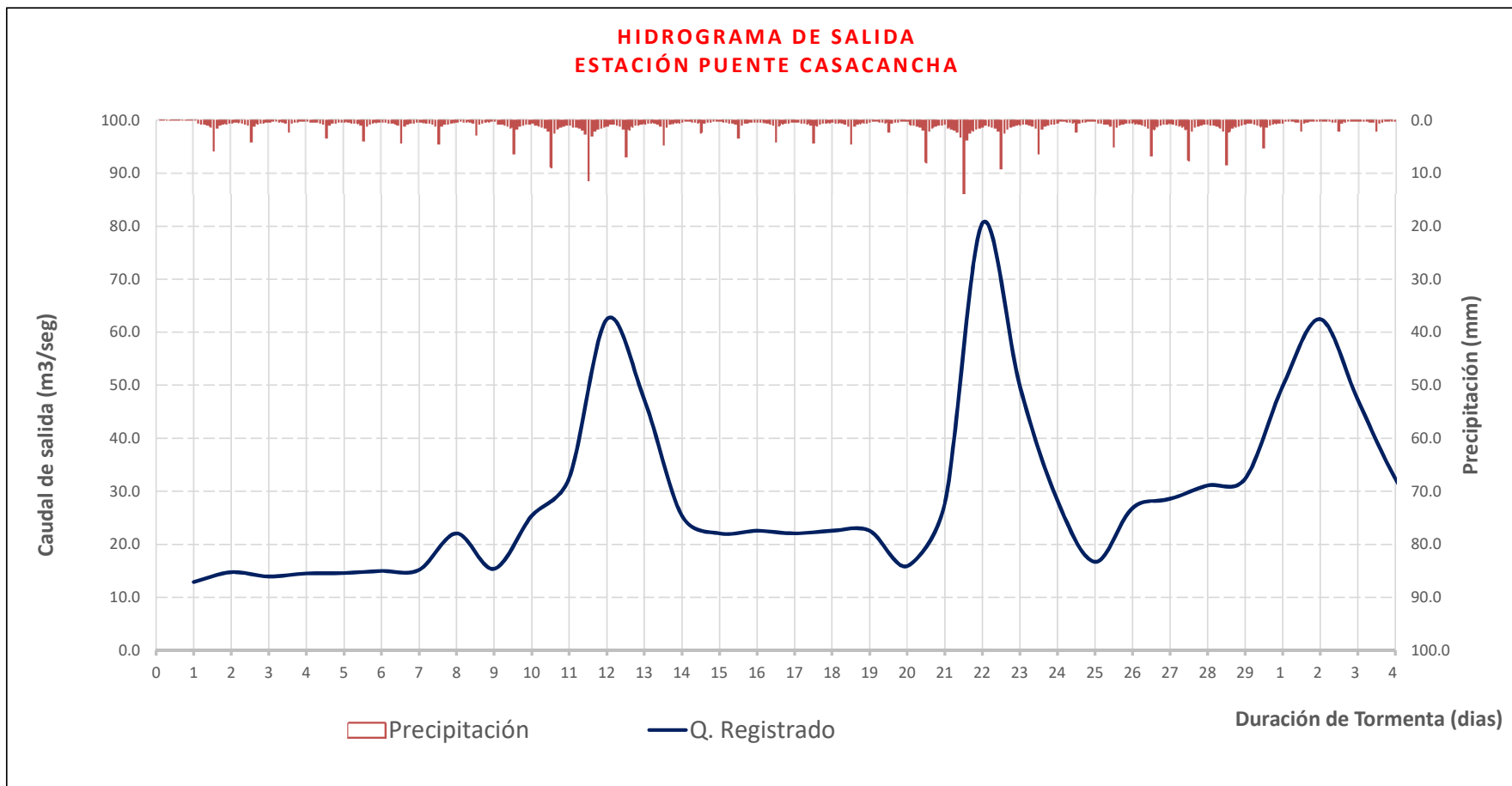
caudales en la Estación del Puente Casacancha, la tabla 2.2 muestra el registro de caudales que se registraron en la etapa de campo. Finalmente la figura 4.27, muestra una gráfica superpuesta de la precipitación y el caudal registrado en la cuenca, en el periodo 01 de febrero al 04 de marzo del 2016, este periodo se empleará para la etapa de pronóstico de caudales.

Figura N° 2.4:  
Sección transversal del lecho del rio Vinchos.



Fuente:Elaboración propia (ubicado en el puente casacancha).

**Figura N° 2.5:**  
Gráfico de precipitaciones y caudales registrados en la etapa de campo.



Fuente:Elaboración propia (periodo 01 de febrero al 04 de marzo del 2016).

**Cuadro N° 2.2 :**

Registro de Caudales en la Estación Puente Casacancha - Etapa de campo.

-

ESTACION	:	<b>PUENTE CASACANCHA</b>		
Distrito	:	Vinchos	Latitud :	13° 18' S
Provincia	:	Huamanga	Longitud :	74° 21' W
Departamento	:	Ayacucho	Elevacion :	3,290 msnm

Año	2015	2016		
Mes	Dic	Ene	Feb	Mar
Día				

1		15.0	12.9	49.8
2		14.6	14.7	62.5
3		14.3	13.9	47.3
4		14.2	14.5	32.4
5		14.1	14.6	22.5
6		10.8	15.0	22.0
7		21.5	15.2	22.5
8		15.5	22.0	25.4
9		10.6	15.4	15.2
10		11.4	25.4	22.0
11		12.2	32.5	15.4
12		10.9	62.5	
13		12.6	47.3	
14		12.1	25.4	
15	11.0	15.1	22.0	
16	10.4	13.4	22.5	
17	11.5	12.6	22.0	
18	13.2	11.8	22.5	
19	26.2	24.8	22.5	
20	28.1	25.6	15.9	
21	29.9	28.7	27.6	
22	33.3	18.8	80.5	
23	31.9	18.1	49.8	
24	27.6	15.3	28.2	
25	26.2	12.5	16.7	
26	24.8	13.7	26.8	
27	23.4	13.7	28.6	
28	22.0	12.2	31.1	
29	22.4	12.2	32.4	
30	25.2	11.7		
31	15.9	24.6		
<b>Máximo Caudal (m3/seg)</b>	<b>33.3</b>	<b>28.7</b>	<b>80.5</b>	<b>62.5</b>

Fuente:Elaboración propia (periodo diciembre-2015 a marzo-2016)

## Anexo: Emisión de pronósticos de SENAMHI.

SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología), a través de su página web, emite pronósticos de precipitaciones de manera semanal; por lo que, para esta investigación se empleo el pronóstico de lluvias publica en el boletín Semanal N° 44 2015-2016.

Los datos que se emplearon del Boletín N° 44 2015-2016, es el pronóstico de precipitaciones, comprendidos entre el 27 de febrero al 04 de marzo del 2016, se resumen en los siguiente:

- Precipitación pronosticada para el día 27 de febrero del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 28 de febrero del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 29 de febrero del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 01 de marzo del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 02 de marzo del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 03 de marzo del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.
- Precipitación pronosticada para el día 04 de marzo del 2016, es de 1-2 mm de lluvia.



PERÚ

Ministerio  
del Ambiente

Servicio Nacional de  
Meteorología e Hidrología  
del Perú - SENAMHI

N°44 2015-2016

# BOLETÍN SEMANAL DE LLUVIAS

## Regiones Andina y Amazónica

Informe de Lluvias de la semana del  
15 al 21 de febrero de 2016

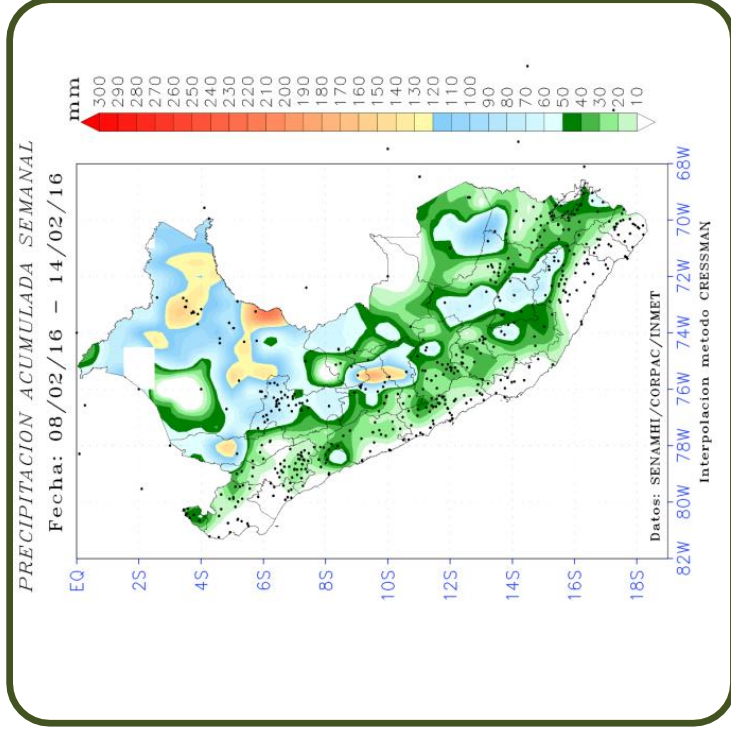
Pronóstico de Lluvias para la semana del 27 de  
febrero al 04 de marzo de 2016



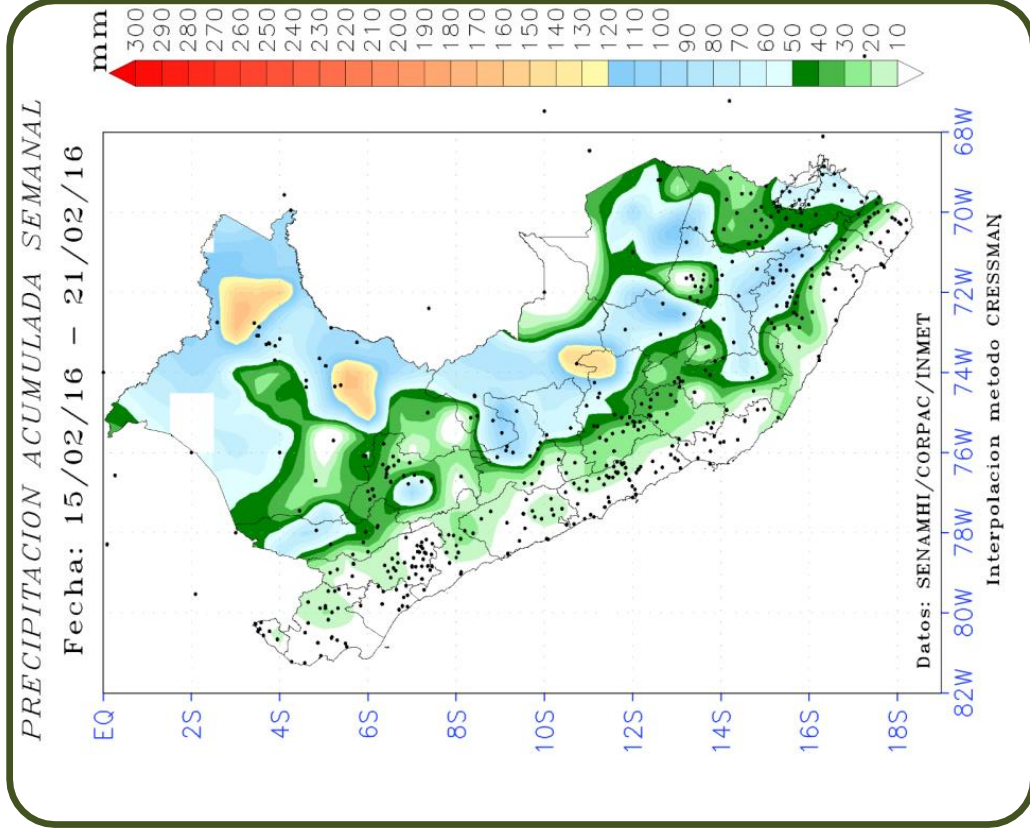
SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA  
E HIDROLOGÍA DEL PERÚ

# Monitoreo de lluvias en la semana del 15 al 21 de Febrero del 2016\*

**Mapa de la semana anterior**



**Mapa de la semana actual**



**Mapa 1: Precipitación acumulada del 08 al 14 de Febrero de 2016**

La semana del 15 al 21 de febrero, al igual que la semana anterior, concentró los mayores registros de precipitación en la Amazonía peruana: selva norte (Amazonas, Loreto, San Martín) y selva central (Huánuco, Ucayali, Pasco y Junín) con acumulados que superaron los 140mm/semana, mientras que acumulados por debajo de 120mm/semana se registraron en algunas zonas de la selva sur (Cusco y Madre de Dios). Asimismo, la sierra sur occidental (Ayacucho, Apurímac y Arequipa) registró precipitaciones de hasta 110mm/semana. En la zona norte se presentaron eventos de precipitación ligera que no superaron los 10mm/semana.

**Mapa 2: Precipitación acumulada del 15 al 21 de Febrero de 2016**

\* Los mapas y gráficos del presente boletín se realizaron con datos disponibles hasta el 21/02/2016



# Monitoreo de lluvias en la semana del 15 al 21 de Febrero del 2016

Cuadro 1: Localidades en **selva** con mayor acumulado semanal de lluvias

LOCALIDAD	DEPARTAMENTO	mm de lluvia/ semana
FRANCISCO DE ORELLANA	LORETO	186.9
FLOR DE PUNGA	LORETO	178.4
SAN ALEJANDRO	UCAYALI	138.1
LA DIVISORIA	HUANUCO	137.2
TINGO MARIA	HUANUCO	134.7
PONGO DE CAYNARACHI	SAN MARTÍN	132.9
PUCALLPA	UCAYALI	123.0
PUERTO OCOPA	JUNÍN	120.4
PUNCHANA	LORETO	114.8

Cuadro 2: Localidades en **sierra** con mayor acumulado semanal de lluvias

LOCALIDAD	DEPARTAMENTO	mm de lluvia/ semana
IMATA	AREQUIPA	126.3
ISLA TAQUILE	PUNO	115.0
DESAGUADERO	PUNO	110.0
PORPERA	AREQUIPA	107.3
LA ANGOSTURA	AREQUIPA	97.2
MADRIGAL	AREQUIPA	92.8
POMACANCHI	CUSCO	92.5
CAYLLOMA	AREQUIPA	90.2
HUARAYA MOHO	PUNO	90.0
HUANCANE	PUNO	86.9

Durante la semana (del 15 al 21 de Febrero), al igual que la semana anterior, las precipitaciones más importantes se registraron en la selva norte, en los departamentos de Loreto (Flor de Punga, Francisco de Orellana y Punchana) y San Martín (Pongo de Caynarachi) con acumulados de hasta 186.9 mm/semana. Asimismo, en la Selva Central, Ucayali (San Alejandro y Pucallpa) y Huánuco (Tingo María y La Divisoria) registraron valores de precipitación de hasta 138.1 mm/semana.

Por otro lado en la Sierra, Arequipa (Imata, Porpera, La Angostura, Madrigal y Caylloma), Cusco (Pomacanchi) y Puno (Isla Taquile, Desaguadero, Huaraya Mocho y Huancané) registraron los mayores valores de precipitación teniendo un máximo de 126.3 mm/semana.

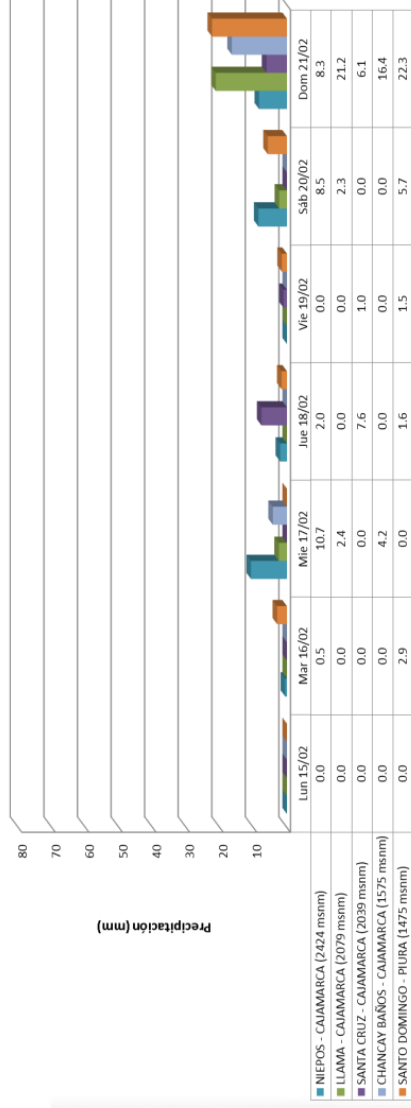


# Gráfico de series semanales de precipitaciones

## Lluvias en la Sierra Norte

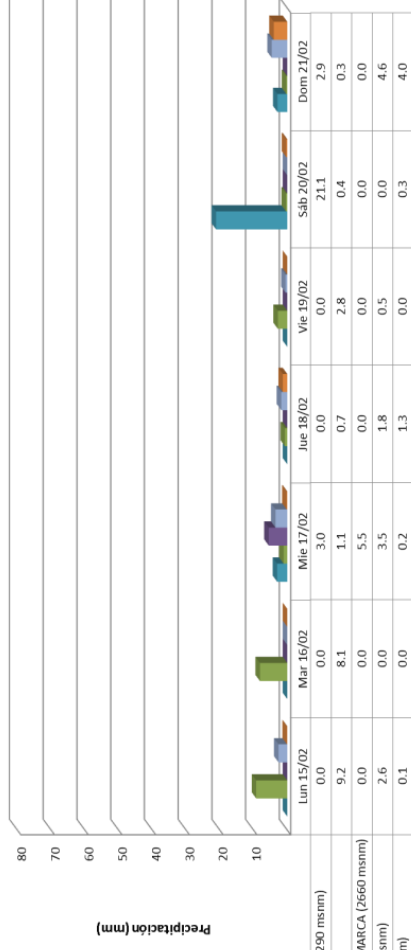
### Sección Occidental

(Altitud de las estaciones consideradas: 1475 - 2424 msnm)



### Sección Oriental

(Altitud de las estaciones consideradas: 2426 - 3290 msnm)



## Sierra Norte

Durante el 15 al 21 de febrero, se evidenció una disminución de la frecuencia e intensidad de la precipitación en la región a comparación de la semana anterior. Los acumulados más resaltantes fueron de **22, 3 mm en Santo Domingo (Piura), 21,2 mm en Llama (Cajamarca) y 21,1 mm en Huamachuco (La Libertad)**.

Al 21 de febrero, la precipitación en la sección oriental alcanzó en promedio un acumulado de **44% respecto a su normal, en tanto, la sección occidental alcanzó un 45 %**.

Nota: Análisis realizado con una fuente de 35 estaciones del SENAMHI.

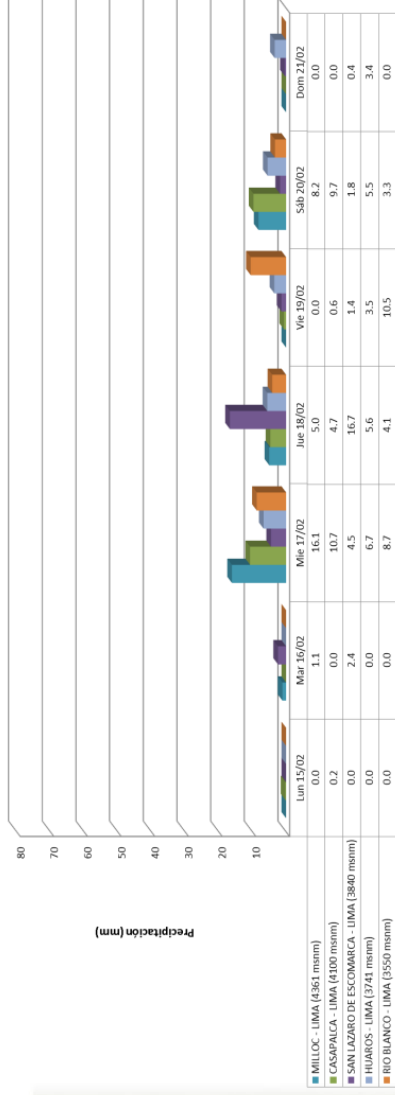


# Gráfico de series semanales de precipitaciones

## Lluvias en la Sierra Central

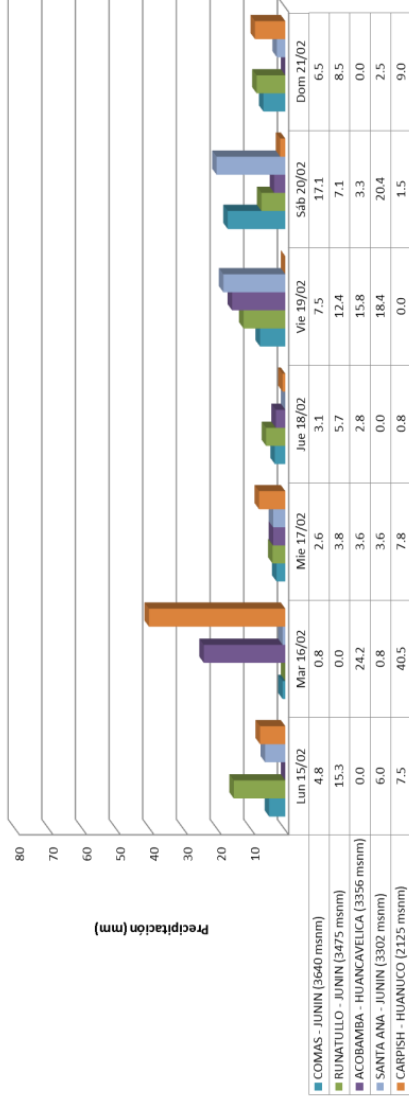
### Sección Occidental

(Altitud de las estaciones consideradas: 3550 - 4361 msnm)



### Sección Oriental

(Altitud de las estaciones consideradas: 2125 - 3640 msnm)



## Sierra Centro

Los acumulados diarios de precipitación fueron muy parecidos a la semana anterior, tanto en intensidad como en frecuencia. Los acumulados más sobresalientes fueron de 40,5 mm en Carpish (Huánuco) y 24,2 mm en Acobamba (Huancavelica), ambos el martes 16 de febrero.

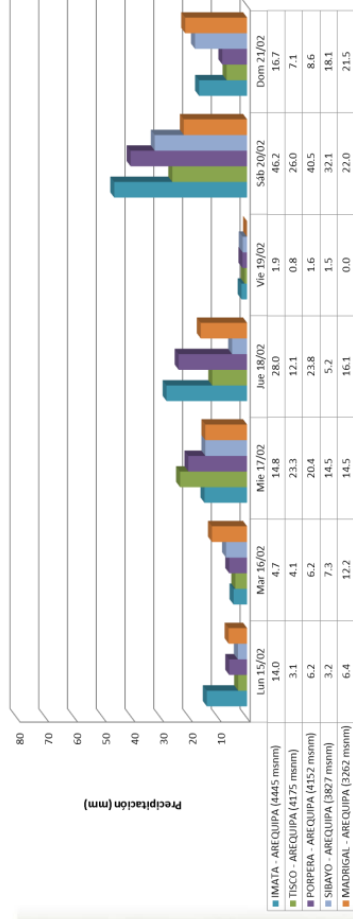
Al 21 de febrero, la precipitación en la sección **oriental alcanzó en promedio un acumulado de 65% respecto a su normal, en tanto, la sección occidental alcanzó un 59 %**.



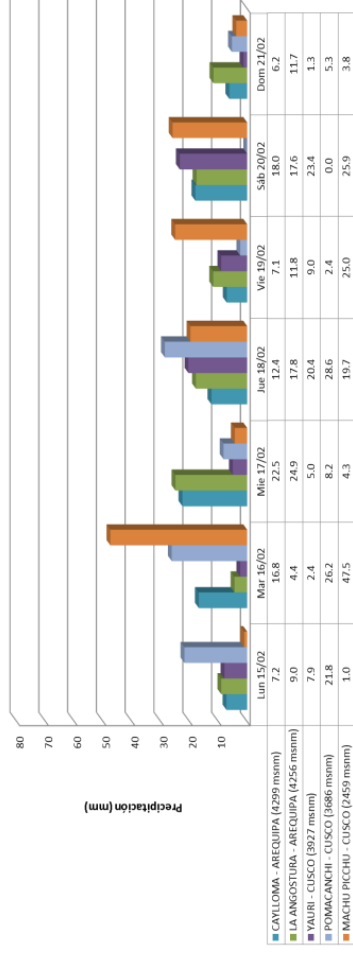
# Gráfico de series semanales de precipitaciones

## Lluvias en la Sierra Sur

**Sección Occidental**  
(Altitud de las estaciones consideradas: 3262 - 4445 msnm)

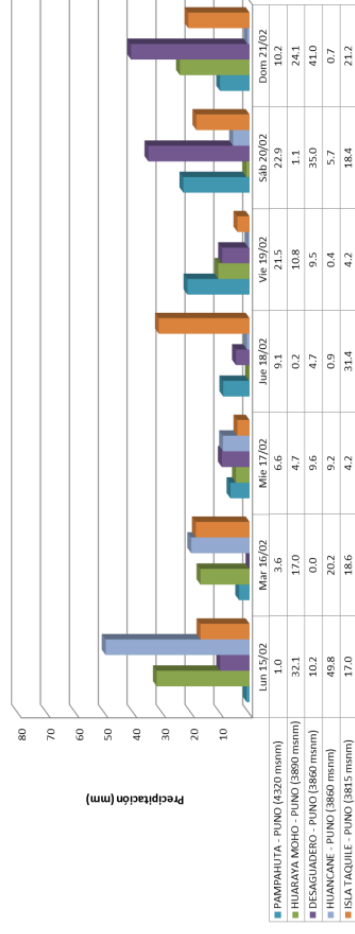


**Sección Oriental**  
(Altitud de las estaciones consideradas: 2459 - 4299 msnm)



### Altiplano

(Altitud de las estaciones consideradas: 3815 - 4320 msnm)



## Sierra Sur

Durante la semana, las lluvias persistieron en toda la región, particularmente en zonas sobre los 3800 msnm en Arequipa, Cusco y Puno. Donde los acumulados fueron de **46,2 mm en Imata (Arequipa), 47,5 mm en Machu Picchu (Cusco) y 49,8 mm en Huancané (Puno)**.

Al 21 de febrero, la precipitación en la sección occidental alcanzó en promedio un acumulado de **42 %** respecto a su normal, la sección oriental un **63 %** y el Altiplano alcanzó un **68 %**.

Nota: Análisis realizado con una fuente de 127 estaciones del SENAMHI

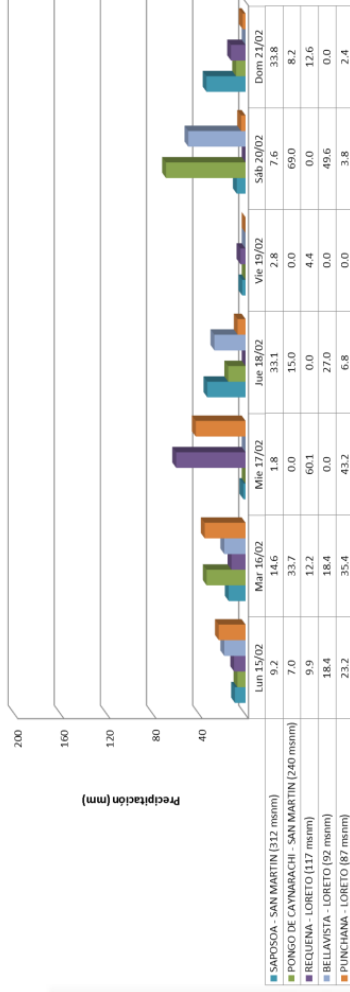


# Gráfico de series semanales de precipitaciones

## Lluvias en la Selva

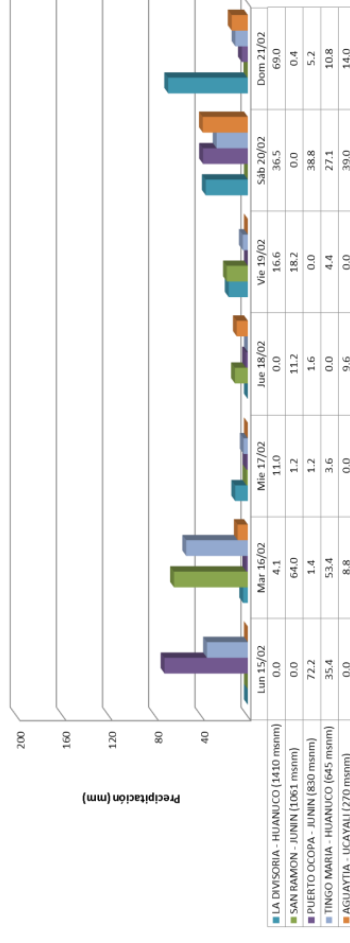
### Selva Norte

(Altitud de las estaciones consideradas: 87 - 312 msnm)



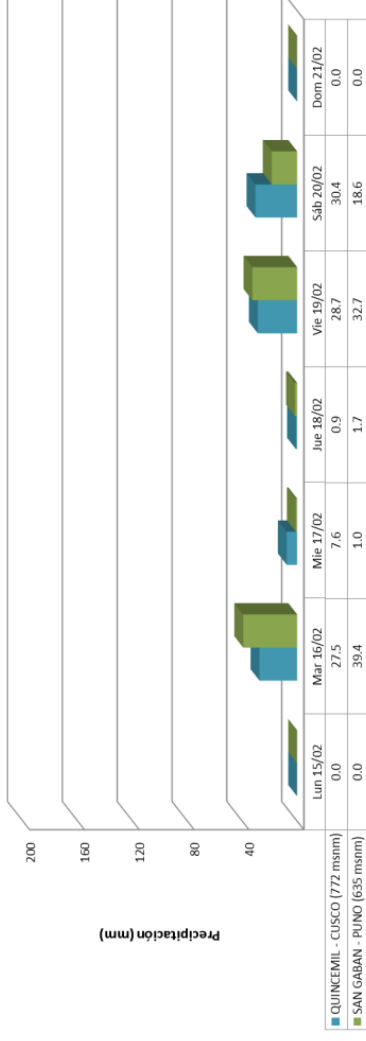
### Selva Central

(Altitud de las estaciones consideradas: 270 - 1410 msnm)



### Selva Sur

(Altitud de las estaciones consideradas: 635 - 772 msnm)



## Selva

En la semana de 15 al 21 de febrero, se observó una ligera disminución de precipitación en toda la región, particularmente en la selva sur. Los acumulados más resaltantes fueron de 69 mm en Pongo de Caynarachi (San Martín), 72,2 mm en Puerto Ocopa (Junín) y 39,4 mm en San Gaban (Puno).

Al 21 de febrero, la precipitación en la selva norte alcanzó en promedio un acumulado de 69% respecto a su normal, la selva central alcanzó un 65 % y la selva, un 61%.

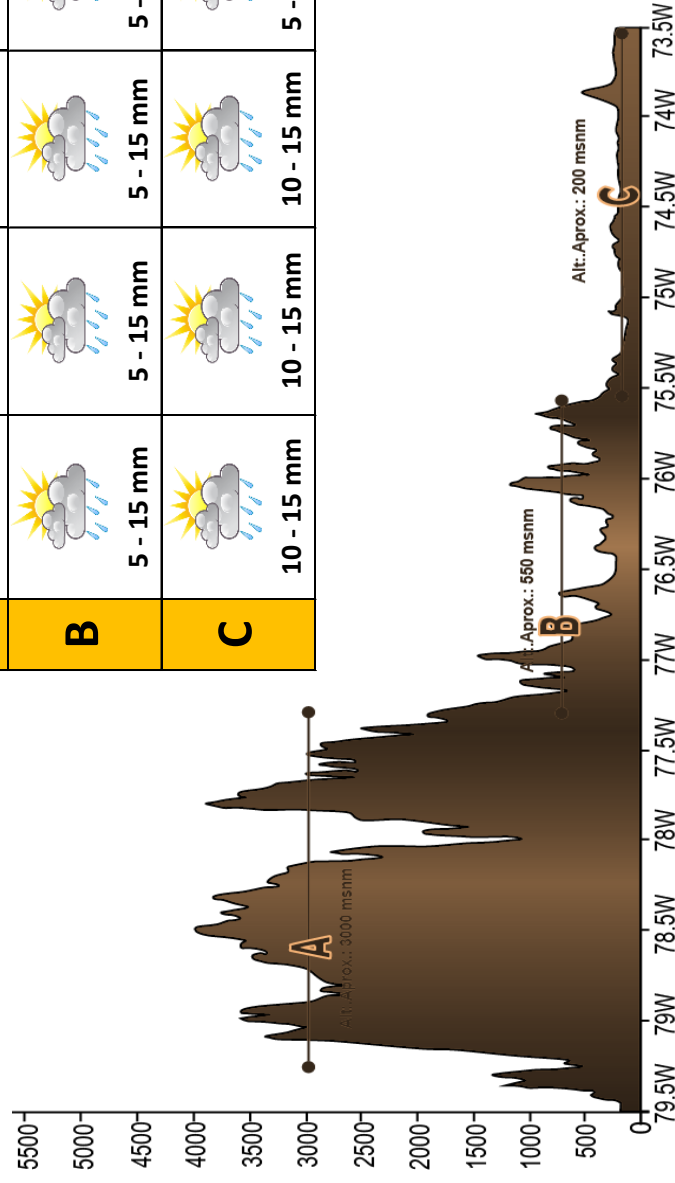
Nota: Análisis realizado con una fuente de 56 estaciones del SENAMHI.



# Pronóstico de precipitaciones para la semana del 27 de febrero al 04 de marzo 2016

## ZONA NORTE

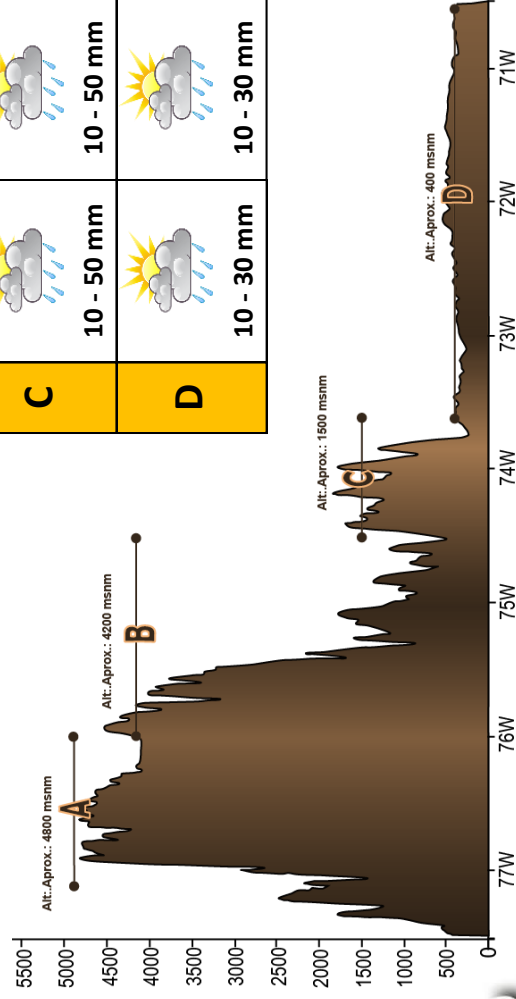
	Sábado 27	Domingo 28	Lunes 29	Martes 01	Miércoles 02	Jueves 03	Viernes 04
A	 1-5mm	 1-5mm	 1-5mm	 1-5mm	 1-5mm	 1-5mm	 1-5mm
B	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm
C	 10 - 15 mm	 10 - 15 mm	 10 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 10 - 15 mm



# Pronóstico de precipitaciones para la semana del 27 de febrero al 04 de marzo 2016





























## ZONA CENTRO

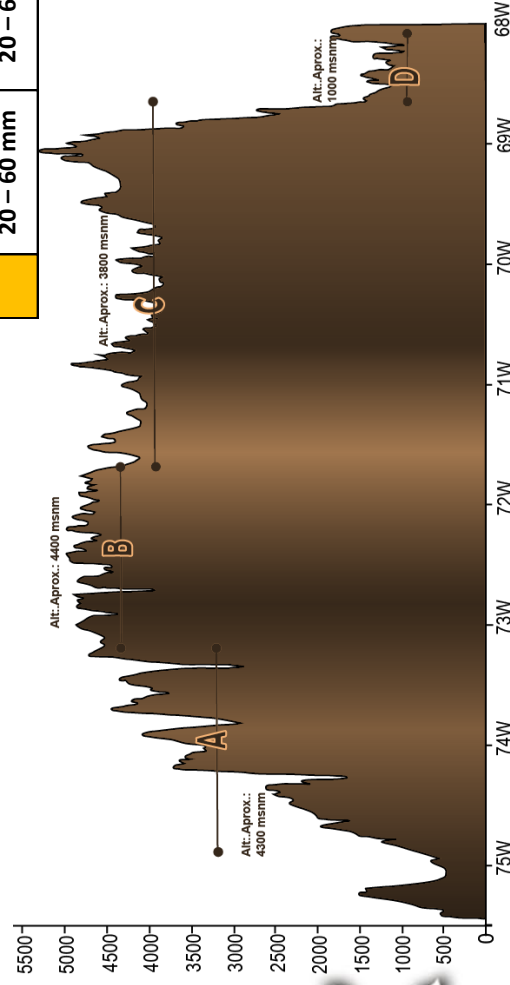
	Sábado 27	Domingo 28	Lunes 29	Martes 01	Miércoles 02	Jueves 03	Viernes 04
A	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 5 - 15 mm	 1 - 10 mm	 1 - 10 mm
B	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm	 5 - 10 mm	 5 - 10 mm	 5 - 10 mm	 5 - 10 mm
C	 10 - 50 mm	 10 - 50 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm
D	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm	 5 - 20 mm



# Pronóstico de precipitaciones para la semana del 27 de febrero al 04 de marzo 2016

## ZONA SUR

	Sábado 27	Domingo 28	Lunes 29	Martes 01	Miércoles 02	Jueves 03	Viernes 04
A	 1 - 2 mm	 1 - 5 mm	 1 - 15 mm	 1 - 15 mm	 1 - 10 mm	 1 - 10 mm	 10 - 30 mm
B	 1 - 5 mm	 1 - 5 mm	 1 - 15 mm	 1 - 15 mm	 1 - 10 mm	 1 - 10 mm	 10 - 30 mm
C	 5 - 25 mm	 5 - 25 mm	 1 - 15 mm	 1 - 15 mm	 1 - 10 mm	 1 - 10 mm	 1 - 15 mm
D	 20 - 60 mm	 20 - 60 mm	 20 - 40 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm	 10 - 30 mm



# LLUVIA ACUMULADA ENTRE EL 27 DE FEBRERO AL 04 DE MARZO

En el mapa se presentan las áreas de precipitación pronosticada para la semana del 26 de febrero al 04 de marzo de 2016.

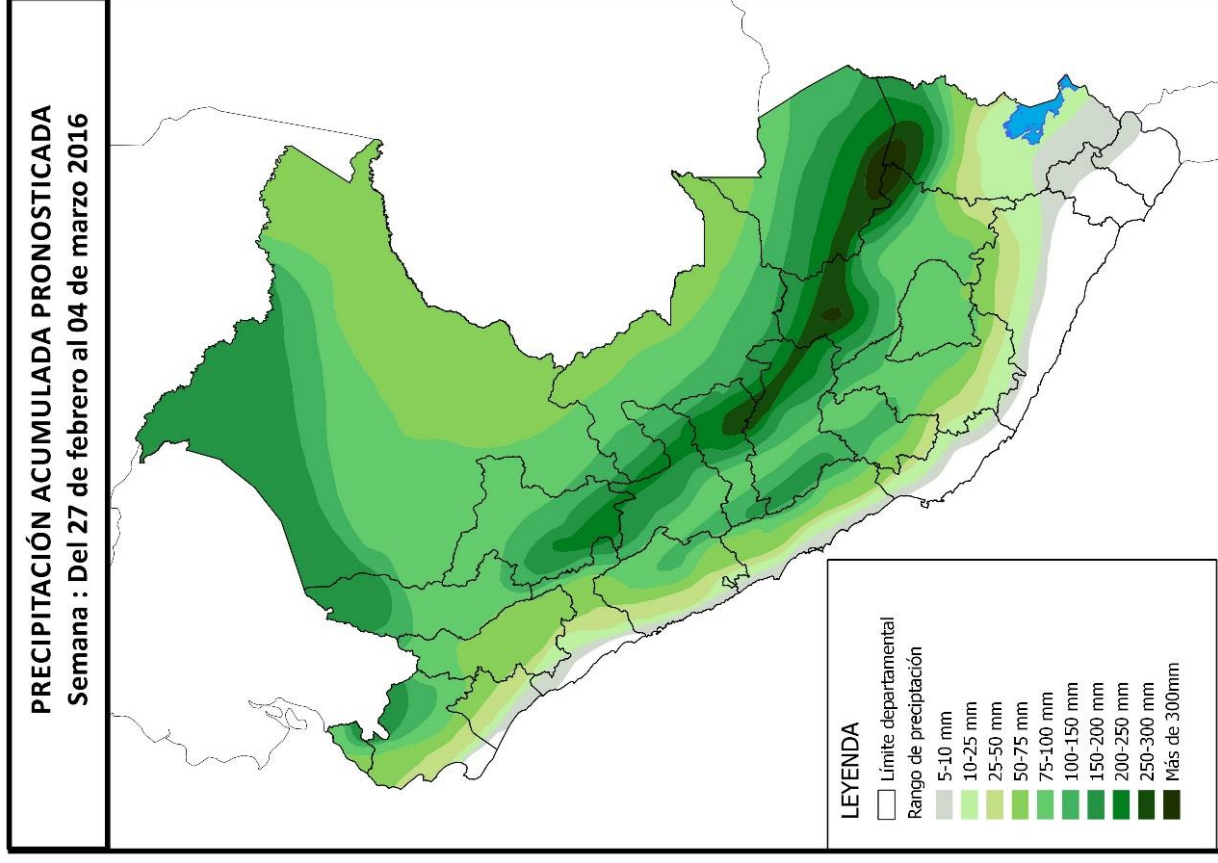
En la próxima semana se prevén precipitaciones con acumulados distribuidos de la siguiente manera:

Costa, con precipitaciones de mayor acumulado en la zona norte al este de la Región Tumbes y zonas de Piura. En la zona central probabilidad alta de lluvia ligera al final de la semana de pronóstico, zona sur con baja probabilidad de lluvia ligera.

Sierra, en la vertiente occidental, los mayores acumulados se presentarán en Región Piura y la Región Lima (zonas altas), en la vertiente oriental los mayores acumulados se presentarán en la zona central de las Regiones de Huánuco, Pasco y Junín.

Selva alta desde San Martín hasta Puno con precipitaciones moderadas a fuertes en los primeros días del pronóstico, selva baja con acumulados significativos al noreste de la Región Loreto.

**NOTA:** Las áreas que se encuentran coloreadas en el mapa son áreas probables de ocurrencia de precipitación. Este pronóstico está basado en modelos numéricos, datos observados y el análisis de los pronosticadores del SENAMHI.



Mapa del pronóstico semanal de lluvia acumulada





<http://www.senamhi.gob.pe>

Recomendamos revisar el último  
[“AVISO VIGENTE”](#)

Si desea recibir semanalmente este boletín  
[SUSCRIBIRSE AQUÍ](#)

**Jr. Cahuipe 785 – Jesús María, Lima 11**

Central telefónica: 51 1 6141414

Atención al cliente: 51 1 4702867

Pronóstico: 51 1 6141407

Climatología: 51 1 6141414 anexo 461

Consultas y sugerencias: [clima@senamhi.gob.pe](mailto:clima@senamhi.gob.pe)

[pronosticador@senamhi.gob.pe](mailto:pronosticador@senamhi.gob.pe)

# CAPÍTULO D

## Anexo: Fotografías.

La etapa de campo comprendió entre diciembre del 2015 a marzo del 2016, periodo en el cual se realizó el reconocimiento del terreno, identificación de la topografía, evaluación de los desastres causados por la crecida del río Vinchos. En las siguientes imágenes, se muestran los trabajos realizados en la etapa de campo, según el siguiente resumen:

- Registro de precipitaciones en la Estación Puente Casacancha.
- Aforo del caudal realizado en la Estación Puente Casacancha.
- Imágenes del lecho del río para determinar los coeficientes de rugosidad de Maninnig.
- Principales inundaciones ante la crecida del cauce del río Vinchos.

**Figura N° 4.1:**  
Estación Puente Casacancha, Aforo de Caudal.



Fuente:Elaboración propia (ubicado 10m aguas arriba del Puente Casacancha).

**Figura N° 4.2:**  
Estación Puente Casacancha, Aforo de Caudal.



Fuente:Elaboración propia (ubicado 10m aguas arriba del Puente Casacancha).

**Figura N° 4.3:**  
Estación Puesto Casacancha, Registro de Precipitaciones.



Fuente:Elaboración propia (ubicado en el centro poblado de San Lucas, a 100m del Puesto Casacancha).

**Figura N° 4.4:**  
Río Vinchos, evaluación de los coeficientes de Rugosidad a lo largo del río.



Fuente:Elaboración propia (riberas del río, en la parte alta del centro poblado de Vinchos).

**Figura N° 4.5:**  
Rio Vinchos, evaluación de los coeficientes de Rugosidad a lo largo del río.



Fuente:Elaboración propia (riberas del río, en el parte baja del centro poblado de Vinchos).

**Figura N° 4.6:**  
Algunas inundaciones producidas en la cuenca del río Vinchos por caudales extraordinarios.



Fuente:Elaboración propia (riberas del río, en el centro poblado San Luis de Picha).

**Figura N° 4.7:**  
Algunas inundaciones producidas en la cuenca del rio Vinchos por caudales extraordinarios.



Fuente:Elaboración propia.