

UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**Análisis de las Precipitaciones y Caudales para el Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial en la
Micro Cuenca Sahuanay de la Ciudad de Abancay**

Presentado por:

Grober Carlin Almiron Ortiz

Para optar el Título de Ingeniero Civil

Abancay, Perú

2023



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA MICRO CUENCA SAHUANAY DE LA CIUDAD DE ABANCAY”

Presentado por **Grober Carlin Almirón Ortiz**, para optar el Título de:

INGENIERO CIVIL

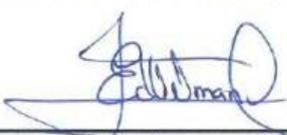
Sustentado y aprobado el 22 de junio del 2023 ante el jurado evaluador:

Presidente:



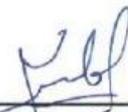
Dr. Edwar Ilasaca Cahuata

Primer Miembro:



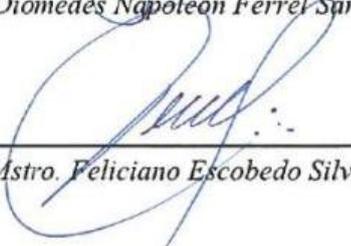
Dr. Edgar Zenón Vilca Mansilla

Segundo Miembro:



Mtro. Diomedés Napoleón Ferrel Sarmiento

Asesor:



Mstro. Feliciano Escobedo Silva



A Dios, Nuestro Padre Celestial por guiarme en el buen camino del bien y darme fuerzas, sabiduría durante toda mi formación académica.

A la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac, Facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil por permitirme ser profesional.

A mi asesor Mgt. Ing. Feliciano Escobedo Silva, por el apoyo que me brindo con sus conocimientos y experiencia en el desarrollo de la presente tesis.

A los Docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, que durante mi proceso de formación académica compartieron sus enseñanzas y sus sabios consejos.



Dedicatoria

A MIS PADRES.

A mis queridos Padres Vicente Almirón Chiclla y Fortunata Ortiz Espinoza por el apoyo incondicional que me brindaron en la etapa de mi formación profesional, por sus sabios consejos, su aliento y por haberme dado la vida.

A MIS HERMANOS.

Jessica y Yimi Alexis quienes supieron alentarme en cada momento hasta lograr el objetivo de ser profesional.



“Análisis de las Precipitaciones y Caudales para el Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial en la Micro Cuenca Sahuanay de la Ciudad de Abancay”

Línea de investigación: Ingeniería de la construcción

Esta publicación está bajo una Licencia Creative Commons



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
RESÚMEN.....	2
ABSTRACT	3
CAPÍTULO I.....	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.1. Descripción del problema	4
1.2. Enunciado del Problema	5
1.2.1. Problema general	5
1.2.2. Problemas específicos	5
1.3. Justificación de la investigación	5
CAPÍTULO II.....	6
OBJETIVOS E HIPÓTESIS.....	6
2.1. Objetivos de la investigación	6
2.1.1. Objetivo general	6
2.1.2. Objetivos específicos.....	6
2.2. Hipótesis de la investigación	6
2.2.1. Hipótesis general	6
2.1.1 Hipótesis específicas	6
2.3. Operacionalización de variables	7
CAPÍTULO III.....	8
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	8
3.1. Antecedentes.....	8
3.1.1 Antecedentes locales	11
3.2. Marco teórico.....	12
3.2.1. Ciclo Hidrológico	12
3.2.2. Geomorfología de la cuenca Sahuanay	14
3.2.3. La estación meteorológica.....	26
3.2.4. Información grillada PISCOp.....	28
3.2.5. Análisis estadístico	29
3.2.6. Determinación del periodo de retorno y probabilidad de ocurrencia.....	40
3.2.7. Análisis de tormentas	43
3.2.8. Tiempo de Concentración (Tc).....	45



3.2.9. Hietogramas de diseño	46
3.2.10. Cálculo de caudales máximos	47
3.2.11. Modelo con el software Hec Hms	50
3.3. Marco conceptual	56
CAPÍTULO IV	59
METODOLOGÍA	59
4.1. Tipo y nivel de investigación	59
4.1.1. Tipo de investigación	59
4.2. Nivel de investigación	59
4.3. Diseño de investigación	59
4.4. Población y muestra	59
4.4.1. Población	59
4.4.2. Muestra	62
4.5. Técnica e instrumentos	62
CAPÍTULO V	63
RESULTADOS Y DISCUSIONES	63
5.1. Análisis de resultados	63
5.1.1. Geomorfología de la cuenca Sahuanay	63
5.1.1.5 Tiempo de Concentración (Tc)	71
5.1.2. Información meteorológica de precipitación	73
5.1.3. Análisis de precipitación	83
5.1.4. Análisis de precipitación máxima	87
5.2. Cálculo de caudales máximos en la micro cuenca Sahuanay	113
5.2.1. Métodos usados para cuantificación de caudales	113
5.3. Modelación de la micro cuenca Sahuanay	120
5.3.1. Modelo con el software Hec Hms	120
5.3.2. Hidrograma	120
5.3.3. Análisis de Transformación Lluvia Escorrentia en UH	129
5.4. Contrastación de hipótesis	139
5.4.1. Hipótesis específica 01	139
5.4.2. Hipótesis específica 02	140
5.4.3. Hipótesis específica 03	140
5.5. Discusión	141
5.5.1. Análisis de infraestructura hidráulica de drenaje existente	141



CAPÍTULO VI	144
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	144
6.1. Conclusiones	144
6.2. Recomendaciones	146
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	147
ANEXOS	153



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 — Operacionalización de Variables	7
Tabla 2 — Valores del coeficiente de Compacidad e interpretación	16
Tabla 3 — Clasificación de Pendiente de Cuencas	20
Tabla 4 — Valores <i>Kn</i> para la prueba de datos dudosos, nivel de significancia 10%	30
Tabla 5 — Prueba de Kolmogorov-Smirnov.....	35
Tabla 6 — Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores.....	40
Tabla 7 — Valores de R, en función de T y n	42
Tabla 8 — Valores de Periodo de Retorno (T) en años.....	43
Tabla 9 — Valores de los grupos hidrológicos	56
Tabla 10 — Codificación Pfastetter	61
Tabla 11 — Parámetros Geométricos de la unidad hidrográfica (UH) micro cuenca Sahuanay.....	63
Tabla 12 — Parámetros de forma micro cuenca Sahuanay y sus unidades hidrográficas (UH).....	64
Tabla 13 – Parámetros de Relieve Unidades Hidrográficas	70
Tabla 14 — Parámetros de la red Hidrográfica Sahuanay	71
Tabla 15 — Cálculo de tiempos de concentración por varias metodologías.....	72
Tabla 16 — Estaciones Meteorológicas disponibles	73
Tabla 17 — Prueba de normalidad	77
Tabla 18 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO	78
Tabla 19 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO	79
Tabla 20 — Prueba de normalidad para estación San Antonio	80
Tabla 21 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO	81
Tabla 22 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO	82
Tabla 23 — Correspondencia unidad hidrográfica (UH) y precipitaciones	83
Tabla 24 — Valores de Periodo de Retorno (T) en años.....	89
Tabla 25 — Precipitaciones máximas de cada año en 24 horas (mm)	91
Tabla 26 — Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona alta (P1).....	92
Tabla 27 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona alta (P1)	93
Tabla 28 — Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona media (P2).....	95
Tabla 29 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona media (P2)	96
Tabla 30 — Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona baja (P3).....	98



Tabla 31 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona baja (P3)	99
Tabla 32 — Funciones de distribución que mejor se ajustaron.....	100
Tabla 33 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona alta (P1).....	101
Tabla 34 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona media (P2).....	102
Tabla 35 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona baja (P3).....	103
Tabla 36 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona alta (P1)	104
Tabla 37 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona media (P2)	105
Tabla 38 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona baja (P3)	106
Tabla 39 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona alta (P1).	107
Tabla 40 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona media (P2)	108
Tabla 41 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona baja (P3)	109
Tabla 42 — Coeficientes de periodo (T) y duración (d), para cálculo de Intensidad (I)..	110
Tabla 43 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona alta (P1)	110
Tabla 44 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona media (P2)	111
Tabla 45 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona baja (P3)	112
Tabla 46 — Valores de la tabla de Creager.....	114
Tabla 47 — Determinación del caudal método de Creager.....	115
Tabla 48 — Valores de Coeficiente de Reducción.....	116
Tabla 49 — Coeficiente de curva de caudal CF.....	117
Tabla 50 — Determinación del caudal método de Mac Math.....	119
Tabla 51 — Cálculo del caudal máximo metodologías tradicionales	119
Tabla 52 — Componentes para el modelamiento de UH.....	123
Tabla 53 — Hietograma de diseño zona alta (P1).....	124
Tabla 54 — Hietograma de diseño zona media (P2).....	125
Tabla 55 — Hietograma de diseño zona media (P3).....	126
Tabla 56 — Asignación de Hietogramas a las UH.....	128
Tabla 57 — Asignación de Uniones (Junctions).....	134
Tabla 58 — Asignación de elementos tipo Reach (enlaces)	136
Tabla 59 — Resumen de caudales picos en m ³ /s por tramos.....	138



Tabla 60 — Información para análisis hidráulico de infraestructura de drenaje existente	142
Tabla 61 — Análisis de tramos de drenaje existente.....	143
Tabla 62 — funciones de distribución que mejor se ajustaron.....	145
Tabla 63 — Matriz de Consistencia	154
Tabla 64 — Información de SENAMHI	157
Tabla 65 — Estación Map Granja San Antonio	159
Tabla 66 — Coordenadas Geográficas de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI de las zonas alta (P1), media (P2), y baja (P3) de micro cuenca Sahuanay.....	159
Tabla 67 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona alta (P1) micro cuenca Sahuanay.....	160
Tabla 68 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona media (P2) micro cuenca Sahuanay	161
Tabla 69 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona media (P3) micro cuenca Sahuanay	162



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 — Esquema del ciclo hidrológico.....	12
Figura 2 — Codificación Pfasttetter.....	13
Figura 3 — Método del Rectángulo Equivalente.....	18
Figura 4 — Factor forma de una cuenca.....	19
Figura 5 — Mapa de Pendientes micro cuenca Sahuanay.....	21
Figura 6 — Ejemplo de Curva Hipsométrica.....	21
Figura 7 — Características de las curvas Hipsométricas en el ciclo erosivo.....	22
Figura 8 — Esquema del número de orden de un río según Horton y Strahler.....	25
Figura 9 — Red de Estaciones Hidrometeorológicas en el Perú al 2022.....	26
Figura 10 — Red de estaciones utilizadas a escala nacional para la elaboración de PISCOp con porcentajes de datos por estación considerando el período 1981-2016.....	29
Figura 11 — Riesgo de por lo menos una Excedencia del Evento de Diseño durante la Vida Útil.....	42
Figura 12 — Ejemplo de hietograma de precipitaciones.....	47
Figura 13 — Transformación de Lluvia Escorrentía.....	50
Figura 14 — Modelo de Perdidas del SCS.....	51
Figura 15 — Modelo de Perdidas del SCS (2).....	53
Figura 16 — Hidrograma Unitario y Principio de Superposición.....	53
Figura 17 — Principio de Superposición de hidrogramas.....	54
Figura 18 — Ecuación de Continuidad.....	54
Figura 19 — Transito de Avenidas.....	55
Figura 20 —modelo conceptual.....	55
Figura 21 — Ubicación Política y Distrital.....	60
Figura 22 — Micro Cuenca Sahuanay (UH 499928).....	61
Figura 23 — Codificación Pfasttetter Micro Cuenca Sahuanay.....	62
Figura 24 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999281).....	65
Figura 25 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999282).....	65
Figura 26 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999283).....	66
Figura 27 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999284).....	66
Figura 28 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999285).....	67
Figura 29 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999286).....	67
Figura 30 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999287).....	68



Figura 31 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999288)	68
Figura 32 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999289)	69
Figura 33 — MAP Abancay precipitación total mensual (observados).....	74
Figura 34 — MAP Abancay precipitación máxima en 24 hrs (observados).....	74
Figura 35 — MAP Granja San Antonio Precipitación Total Mensual.....	74
Figura 36 — MAP Granja San Antonio Precipitación Máxima en 24 hrs (Observados) ..	75
Figura 37 — Comparación Precipitación Máxima en 24 horas (Data Observada vs PISCO) ABANCAY	75
Figura 38 — Comparación Precipitación Total Mensual (Data Observada vs PISCO) ABANCAY	76
Figura 39 — Comparación Precipitación Máxima en 24 horas (Data Observada vs PISCO) GRANJA SAN ANTONIO	76
Figura 40 — Comparación Precipitación Total Mensual (Data Observada vs PISCO) GRANJA SAN ANTONIO	76
Figura 41 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay Adaptado de SENAMHI	78
Figura 42 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay Adaptado de SENAMHI	79
Figura 43 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay Adaptado de SENAMHI	81
Figura 44 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay.....	82
Figura 45 — Precipitación Total Anual	84
Figura 46 — Precipitación Máxima en 24 horas.....	84
Figura 47 — Régimen Pluviométrico Anual.....	85
Figura 48 — Régimen Pluviométrico Anual (P1).....	86
Figura 49 — Régimen Pluviométrico Anual (P2).....	86
Figura 50 — Régimen Pluviométrico Anual (Barras).....	87
Figura 51 — Riesgo de por lo menos una Excedencia del Evento de Diseño durante la Vida Útil	89
Figura 52 — Distribución que más se ajusta para P1 (EV1 GUMBEL).....	94
Figura 53 — Distribución que más se ajusta para P2 (Log Pearson III).....	97
Figura 54 — Distribución que más se ajusta para P3 (NORMAL).....	100
Figura 55 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona alta (P3).....	111
Figura 56 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona media (P2)	112
Figura 57 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona baja (P3)	113



Figura 58 — Regiones hidrográficas de Creager (Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú.....	114
Figura 59 — Caracterización de condicione climatologías, permeabilidad y pendiente de la cuenca	116
Figura 60 — Coeficiente de gasto para zona de permeabilidad P3.....	118
Figura 61 — Tiempo base para regímenes tropicales y de transición.....	118
Figura 62 — Transformación de Lluvia Escorrentía.....	120
Figura 63 — Definición Topológica de las UH, uniones (J), corrientes (R) y Sumidero (O)	122
Figura 64 — Hietograma de Precipitación para P1 en mm.	125
Figura 65 — Hietograma de Precipitación para P2 en mm.....	126
Figura 66 — Hietograma de Precipitación para P3 en mm.....	127
Figura 67 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 4999281 (HEC HMS 4.10	129
Figura 68 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 4999282 (HEC HMS 4.10	130
Figura 69 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499923 (HEC HMS 4.10..	130
Figura 70 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499924 (HEC HMS 4.10..	131
Figura 71 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499925 (HEC HMS 4.10..	131
Figura 72 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499926 (HEC HMS 4.10..	132
Figura 73 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499927 (HEC HMS 4.10..	132
Figura 74 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499928 (HEC HMS 4.10..	133
Figura 75 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499928 (HEC HMS 4.10..	133
Figura 76 — Hidrograma en la unión J1 (HEC HMS 4.10).....	134
Figura 77 — Hidrograma en la unión J2 (HEC HMS 4.10).....	135
Figura 78 — Hidrograma en la unión J3 (HEC HMS 4.10).....	135
Figura 79 — Hidrograma en la unión J4 (HEC HMS 4.10).....	136
Figura 80 — Hidrograma en el punto de aforo (O) (HEC HMS 4.10)	137
Figura 81 — Modelamiento Hidrológico Cuenca Sahuanay (HEC HMS 4.10)	138
Figura 82 — Ubicación de puntos de análisis (Google Earth Pro)	141
Figura 83 — Solicitud de acceso a información de SENAMHI	155
Figura 84 — Inicio de la falla geológica ocurrido en el año 2012 en el sector de Chuyllurpata ubicada en la micro cuenca de Sahuanay	163
Figura 85 — Vista panorámica de la falla geológica en el sector de Chuyllurpata	163
Figura 86 — Quebrada de la laguna de Ampay en temporada de estiaje.....	164
Figura 87 — Inicio de obras de drenaje y protección	164
Figura 88 — Dimensiones de la obra de drenaje y protección.....	165



Figura 89 — Tramo de obra de drenaje a 700 m del inicio (aguas abajo)	165
Figura 90 — Tramo de obra de drenaje a 2000 m del inicio (aguas abajo) puente Maucacalle.....	166
Figura 91 — En el tramo de puente Maucacalle al punto final del canal, se observa viviendas al pie de dicho canal de protección	166
Figura 92 — En el tramo de puente Maucacalle al punto final del canal, se observa viviendas al pie de dicho canal de protección	167
Figura 93 — Tramo de obra de drenaje a 2500 m del inicio (aguas abajo) ref. arco.....	167
Figura 94 — Fin de canales de drenaje y protección en la AV. 4 de noviembre.....	168
Figura 95 — Tomando datos de coordenadas UTM con GPS en la AV. 4 de noviembre.....	168



INTRODUCCIÓN

La presente investigación nace a partir de la necesidad de una metodología adecuada para la cuantificación de caudales de avenida en la Micro cuenca, entendiendo que este significa la variable más importante en el diseño de estructuras hidráulicas en este caso obras de drenaje y protección.

Los efectos causados por una mala estimación de un caudal de avenida para el diseño de una estructura hidráulica son a menudo catastróficos trayendo a su paso pérdidas económicas y sociales.

Es en este contexto el caudal máximo toma mayor relevancia, sin embargo, la estimación del caudal de diseño ha sido motivo de controversia, pues los caudales de diseño son proyecciones a futuro (periodo de retorno), en función del riesgo de falla que podría ocasionar sobre una estructura de drenaje.

El problema se acrecienta en el sentido que las cuencas en nuestra región no se encuentran adecuadamente monitoreadas, es decir no se cuenta con información hidrométrica (aforo de caudales) y la información pluviométrica (precipitaciones) es escasa, Por lo que en la presente tesis se ve la necesidad de utilizar procedimientos indirectos que tienen como variables principales la precipitación máxima en 24 horas con datos provenientes de PISCO (Peruvian Interpolated data of the SENAMHI's Climatological and hydrological Observations). que es un producto de precipitaciones diarias del SENAMHI (SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA). Y por otro lado la información de cobertura vegetal y suelos provenientes de la ZEE (Zonificación Ecológica Económica del Perú) para obtener el grado de impermeabilidad de la cuenca (Curva Número).

La presente investigación aplica conceptos tradicionales de hidrología de cuencas, y metodologías semiempíricas de generación de caudales máximos de avenida para luego compararlos con el modelamiento hidrológico con la metodología de Curva Numero del SCS (SOIL CONSERVATION SERVICE).

Finalmente, con los caudales obtenidos se hace el análisis de la infraestructura de drenaje existente, en términos de su capacidad hidráulica y velocidades permisibles de acuerdo al material de constitución.

RESÚMEN

En el presente trabajo de investigación se hace un estudio y análisis de las precipitaciones pluviales en la micro cuenca Sahuanay para obtener un caudal máximo y con ello determinar el diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial, también evaluar el diseño del sistema de drenaje pluvial existente de la micro cuenca Sahuanay, dicha micro cuenca fue analizada sus parámetros morfométricos. Así mismo se recopiló información de datos pluviométricos de SENAMHI de dos estaciones la MAP Abancay y MAP Granja San Antonio, encontrándose datos escasos para poder realizar estudios por ello se obtuvieron datos del producto PISCOp de SENAMHI validando la información satelital de PISCOp de precipitación con datos observados de las estaciones MAP Abancay y MAP Granja San Antonio, obteniéndose indicadores estadísticos satisfactorios lo que es un indicativo que el producto PISCOp se puede utilizar en este tipo de trabajos. De acuerdo a la información extraída por PISCOp se ha distinguido en la micro cuenca Sahuanay 3 sectores a los que hemos denominado zona alta, zona media y baja. Se ha definido el periodo de retorno en función al riesgo de falla de las estructuras, el valor obtenido es 87 años, sin embargo, asumimos 100 años de periodo de retorno.

Los modelos probabilísticos utilizados permitieron definir mediante las pruebas de Kolmogorov las distribuciones estadísticas que más se ajusta a los datos, para el caso de las 3 series, en el caso de las dos primeras la distribución que más se ajusta es la de Gumbel y la tercera a la distribución normal, además las precipitaciones para distintas duraciones fueron estimadas utilizando la metodología de Dyck y Peschke. Se han obtenido seguidamente las curvas IDF (Intensidad, Duración y Periodo de Retorno). Se ha hecho uso de métodos tradicionales de cuantificación de caudales como el método Creager, Sistema Dipeo y Mac Math, se observa que existe mucha dispersión entre estos por lo que como valor promedio se ha obtenido $50.57\text{m}^3/\text{s}$. Así mismo se realizó la modelación de la micro cuenca con el software Hec Hms obteniéndose un caudal pico máximo de $43.10\text{ m}^3/\text{s}$. Como respuesta al estudio evaluación de máximas avenidas por la metodología de Curva Numero para un tiempo de retorno de 100 años, se concluye que el rio de la micro cuenca Sahuanay presentan caudales de mayor consideración.

Palabras clave: *Precipitaciones, caudales máximos, modelamiento hidrológico, gestión de cuencas, drenaje pluvial.*

ABSTRACT

In the present research work, a study and analysis of the pluvial precipitations in the Sahuanay micro basin is made to obtain a maximum flow and thereby determine the hydraulic design of the pluvial drainage system, also evaluate the design of the existing pluvial drainage system of the Sahuanay micro basin, said micro basin was analyzed for its morphometric parameters. Likewise, information was collected from SENAMHI rainfall data from two stations, MAP Abancay and MAP Granja San Antonio, finding insufficient data to be able to carry out studies, for this reason data from the SENAMHI PISCOp product was obtained, validating the PISCOp satellite information on precipitation with observed data. from the MAP Abancay and MAP Granja San Antonio stations, obtaining satisfactory statistical indicators, which is an indication that the PISCOp product can be used in this type of work. According to the information extracted by PISCOp, 3 sectors have been distinguished in the Sahuanay micro-basin, which we have called the high zone, the middle zone and the low zone. The return period has been defined based on the risk of failure of the structures, the value obtained is 87 years, however, we assume a 100-year return period.

The probabilistic models used made it possible to define, through the Kolmogorov tests, the statistical distributions that best fit the data, in the case of the 3 series; in the case of the first two, the distribution that best fits is that of Gumbel and the third to the normal distribution, in addition the precipitations for different durations were estimated using the Dyck and Peschke methodology. The IDF curves (Intensity, Duration and Return Period) have then been obtained. Traditional flow quantification methods have been used, such as the Creager method, Dipeo System and Mac Math, it is observed that there is a lot of dispersion between them, so that the average value of $50.57 \text{ m}^3/\text{s}$ has been obtained. Likewise, the modeling of the micro basin was carried out with the Hec Hms software, obtaining a maximum peak flow of $43.10 \text{ m}^3/\text{s}$. In response to the study evaluating maximum floods by the Number Curve methodology for a return time of 100 years, it is concluded that the river of the Sahuanay micro-basin presents flows of greater consideration.

Keywords: *Rainfall, maximum flows, hydrological modeling, watershed management, storm drainage.*



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

En la actualidad como también en años pasados por causa de las fuertes precipitaciones pluviales ocurren las inundaciones por el desborde de ríos y quebradas a consecuencia del incremento del caudal, llevándose todo lo que encuentre dentro del cauce original ocasionando calles inundadas, viviendas destruidas, entre otros; por ello es importante conocer la intensidad máxima de precipitación pluvial para estimar los caudales de diseño que nos permitan predimensionar adecuadamente las infraestructuras hidráulicas(CÓRDOVA-CARMEN, 2015).

La micro cuenca Sahuanay es uno de los principales afluentes del río Mariño, cuenca donde se asentó la ciudad de Abancay, por lo que es importante realizar un análisis del comportamiento hídrico de la micro cuenca. Sin embargo, el principal problema es que no existe información hidrométrica que permita realizar dicho análisis. Por lo que se tiene que recurrir a metodologías indirectas haciendo uso de las precipitaciones y modelos de transformación lluvia escorrentía(ZÁRATE, 2023).

Debido a la deforestación y al crecimiento de las zonas urbanas existe la tendencia al incremento de los caudales debido a una mayor escorrentía por la deforestación y la pavimentación de calles y urbanizaciones ya no permiten la infiltración de las lluvias.

En consecuencia a ello los sistemas de desagüe diseñados en años anteriores están colapsando por la mayor escorrentía en las cuencas recolectoras, estos hechos son más visibles durante las estaciones lluviosas como es el caso de Abancay en los meses de noviembre a abril, por lo que es necesario el rediseño de todas las alcantarillas que colectan las aguas pluviales en la quebrada Chinchichaca provenientes de la microcuenca Sahuanay, se aclara que esta micro cuenca es componente de la cuenca del río Mariño constituido por las microcuencas: Ñacchero, Colcaque, Marcahuasi, Hatunpata, y Anishuayco – Alízar.

1.2. Enunciado del Problema

1.2.1. Problema general

¿El análisis de las precipitaciones y caudales permitirán el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Qué funciones de distribución de probabilidades se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?
- ¿Cuál es el caudal máximo de las precipitaciones en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay para un período de retorno de 100 años?
- ¿Cuál es la capacidad hidráulica las obras existentes de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?

1.3. Justificación de la investigación

La ocurrencia de fuertes precipitaciones pluviales generó inundaciones dentro de los últimos años, no solo causaron desborde de la quebrada Sahuanay, sino que también dañaron importantes extensiones de áreas de cultivo, así como infraestructuras civiles, incluyendo las vías de comunicación, hechos que se resumen en pérdidas económicas exorbitantes. Por esa razón, la investigación busca cuantificar los caudales para realizar un adecuado análisis y gestión de la micro cuenca Sahuanay, debido a que esta micro cuenca es un importante afluente de la ciudad de Abancay.

Asimismo, los resultados de la investigación permitirán estudios posteriores para ser replicadas en cuencas vecinas.

CAPÍTULO II

OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1. Objetivos de la investigación

2.1.1. Objetivo general

Determinar las precipitaciones y caudales para el diseño y construcción del sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

2.1.2. Objetivos específicos

- Determinar las funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.
- Estimar los caudales máximos de diseño para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.
- Determinar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje pluvial existentes en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

2.2. Hipótesis de la investigación

2.2.1. Hipótesis general

El análisis de las precipitaciones y caudales determina el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

2.2.2. Hipótesis específicas

- La distribución Gumbel, Log Pearson III y Normal son funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

- El caudal máximo obtenido es mayor a 40 m³/s para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.
- Las obras de drenaje pluvial existentes no se encuentran diseñadas para el caudal máximo en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

2.3. Operacionalización de variables

Tabla 1 — Operacionalización de Variables

Variables	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
VI. Análisis de las Precipitaciones y Caudales	<ul style="list-style-type: none"> • Precipitación máxima en 24 horas • Intensidad de precipitación • Tiempo de concentración en el área 	<p>Milímetros de lluvia máxima en un día</p> <p>Periodo de retorno</p> <p>Impermeabilización del suelo</p>	<p>Información pluviométrica (mm)</p>
VD. Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial	<ul style="list-style-type: none"> • Distribución de probabilidad • Precipitaciones máximas. • Estado actual del sistema de drenaje pluvial 	<p>Distribución de probabilidad que mejor se ajusta.</p> <p>Análisis de registros pluviométricos de SENAMHI</p> <p>Inspección visual del funcionamiento del sistema de drenaje pluvial.</p>	<p>(mm)</p> <p>Caudales afluentes (m³/s)</p> <p>Diseño hidráulico (m, m²)</p>

CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

3.1. Antecedentes

a) Antecedentes internacionales

RODRIGUEZ SÁCHEZ (2013), en su tesis de maestría con título: “Nuevas Tendencias en la Gestión del Drenaje Pluvial en una Cuenca Urbana” Que en la modelación de las redes de saneamiento no se da el énfasis que corresponde en las zonas urbanas debido a la complejidad de llevar un buen plan de saneamiento en donde se planteen medidas de prevención como: aumentar los colectores, instalación de depósitos de detención, plantear por separado el sistema de drenaje pluvial con el sistema de desagüe, así mismo a todo esto se suma las deficientes sistemas desagüe que ocasiona mayores responsabilidades los gestores o encargados de brindar el servicio de saneamiento. Además, el investigador manifiesta que el estudio de “Nuevas Tendencias en la Gestión del Drenaje Pluvial en una Cuenca Urbana” es un sistema que en un tiempo de periodo largo puede dar buenos resultados en la planeación de inversión pública. También señala en la Cuenca Varea de estudio realizado que incrementando la permeabilidad en la pavimentación puede reducir los caudales máximos generados con la precipitación pluvial.

ÁVILA et al. (2015), en su especialización en Recursos Hídricos titulado “Comparación de los Métodos Racional e Hidrograma Unitario para el Cálculo de Caudales en Sectores Hidrológicos Rurales en el Departamento del Tolima”. Concluye lo siguiente: en el resultado obtenido de este estudio se puede ver la evaluación de caudales por el método racional genera un gasto con valores picos (entre 67% y 112% superior) superando al método de hidrograma unitario que es aplicable para superficies mayores a 2.5 km² y precipitaciones con periodo de retorno para 25 años. Por otra parte, también se aclara que el método racional se aplica para áreas menores a 2.5Km²; si este se aplicara en áreas mayores se excederían en el dimensionamiento de las obras de drenaje incrementando costos en proyectos de inversión en esta área. Para cuencas mayores a 2.5 km² es

recomendable usar el método hidrograma unitario para poder estimar caudales más próximos a la realidad, además el programa HEC-HMS nos ayuda a obtener caudales para este tipo de áreas mayores.

b) Antecedentes nacionales

ROJAS MARMOLEJO (2018), mediante su investigación: “Cálculo De Precipitaciones y Caudales de Diseño de Sistemas de Drenaje Pluvial Urbano en Zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho”. Al concluir afirma lo siguiente: Los datos obtenidos de SENAMHI como las precipitaciones máximas anuales deben cumplir la cantidad mínima de 20 años para hacer la investigación hidrológica, el investigador considero en el rango de 10 a 15 años. El objetivo principal de la investigación es proporcionar los métodos para poder determinar la precipitación y caudales de diseño en sistemas de drenaje pluvial, que evidentemente se encuentran en la norma “OS. 060 Drenaje Pluvial Urbano - 2014” como proyecto. Al calcular la precipitación de diseño para otros tiempos de retorno se realizó una corrección de intervalo fijo con el objetivo de lograr valores más próximos de las precipitaciones con la realidad, una investigación realizada de estaciones pluviométricas tomando como dato lluvias anuales máximos, nos indica que las lluvias son aumentadas en un 13%. Al mismo tiempo para la determinación de precipitaciones con caudal pico se utilizó los coeficientes relacionados a la lluvia con una duración de 24 horas que se encuentran en la norma “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje 2014”.

Además, en la elaboración de las curvas IDF de subcuencas por el método de análisis estadístico, sea elegido las estaciones meteorológicas que cuentan con los valores picos de precipitaciones de diseño para diferentes tiempos de retorno. La investigadora agrega que las precipitaciones máximas anuales de las subcuencas de estudio señalan que los tiempos con mayor precipitación en la sierra central se encuentran en los meses de diciembre, enero y febrero. Estos datos podemos hallar en los registros mensuales proporcionados por SENAMHI. Al calcular la precipitación efectiva, éstas se tomaron valores a partir de las curvas de escurrimiento (N) dichos datos para zona urbana están entre 81 y 88, los cuales están de acuerdo al tipo de uso de suelo y del lugar de investigación.

CULQUI NUÑEZ (2018), en su tesis titulada: “Cálculo de precipitaciones y caudales para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en el ámbito del

distrito de Soritor, provincia de Moyobamba – San Martín, aplicando el proyecto de norma técnica OS.060 del año 2014”. Terminada su tesis concluyo lo siguiente: Para el distrito de Soritor es de mucha importancia el cálculo de precipitaciones y caudales de diseño porque influirá en el diseño de sistema drenaje pluvial urbano, se determinó los caudales de escurrimiento de los colectores con los criterios básicos de diseño de acuerdo a la a norma técnica OS.060 del 2014 que esta como proyecto.

Estos datos pluviométricos brindados por SENAMHI de la estación CO-SORITOR es fundamental en el trabajo de investigación, se tuvo un registro de 49 años de 1970 al 2018 en los cuales ubo datos que faltaba ello es un límite para poder realizar el estudio con mayor precisión acorde a la zona, a causa de esto se empleó el método de regresión lineal por la proximidad de dos estaciones meteorológicas la cuales son: la estación CO-JEPELACIO y la estación CO-MOYOBAMBA las que tienen similares escenarios en climatología, además sus coeficientes de correlación es de 0.88 y 0.96 proporcionalmente. De los datos pluviométricos se observó que en el mes de febrero del año 2018 la precipitación de alta intensidad en 24 horas fue de 140.80mm próximo a los cálculos realizado en el estudio que fue de 145.45mm para un tiempo de retorno de 40 años, en síntesis, podemos indicar que el tiempo de retorno de diseño es aprobado.

Es recomendable usar los métodos y parámetros de la norma técnica OS.060 del 2014 que esta como proyecto, porque permite determinar los caudales máximos de diseño como también precipitaciones efectivas muy próximos a la realidad. Es muy importante el estudio de las cuencas urbanas como el estudio hidráulico e hidrológico para prevenir inundaciones y colapso de alcantarillado pluvial, el investigador reitera la importancia de los estudios mencionados porque las entidades públicas al momento de ejecutar proyectos de pavimentación y alcantarillado de drenaje pluvial lo hacen si previos estudios de estos temas y esto genera un problema en un futuro ante el crecimiento de la ciudad por la impermeabilización de los suelos con las diferentes obras.

VASQUEZ BERRIOS (2016), en su tesis “Diseño del sistema de alcantarillado pluvial urbano para la urbanización nueve de abril y sector los jardines, distrito de Tarapoto, provincia y región de san Martín” Afirma lo siguiente: El trabajo de investigación realizado se utilizará para la ejecución de dichas obras de estudio el cual beneficiara directamente a los residentes de esta zona de investigación, la

topografía y datos de precipitación son fundamentales en el diseño de estructuras pluviales. El estudio y proceso de información de datos hidrológicos ara determinar la intensidad máxima es importante para calcular el caudal de diseño, con estos valores podemos dimensionar proyectos de obras de drenaje pluvial, de esta manera evitando daños que puede ocasionar las máximas precipitaciones pluviales, para este estudio se utilizó el método racional en los caudales de diseño para los proyectos de drenaje pluvial. También el autor recomienda la independización de aguas pluviales con aguas residuales y al momento de ejecutar se haga junto con las pistas y veredas, las aguas de lluvia de las viviendas sen evacuadas directamente a las cunetas.

ROJAS Y HUMPIRI (2016), en su tesis con título: “Evaluación, Diseño y Modelamiento del Sistema de Drenaje Pluvial de la Ciudad de Juliaca con la Aplicación del Software SWMM”. En sus conclusiones sostiene lo siguiente: Los parámetros hidrológicos se toma un tiempo de retorno de 25 años y una precipitación pico de 55 mm. Se aplico el método Distribución Gamma de 2 Parámetros con series estacionales de 6 horas para el hietograma de diseño. Así mismo se tomó en cuenta los valores para el coeficiente n de Manning para aguas superficie en suelos no permeable $n = 0.012$ (hormigón–asfalto) y $n = 0.13$ para subcuencas permeables (pasto natural). El coeficiente n de Manning en canales es $n = 0.013$ (pavimentos) y $n = 0.011$ (tubería de PVC), también son mínimas las pendientes tomadas valores en su mayoría de 0.0003 y 0.002.

c) Antecedentes locales

El ANA (2016), realizó un estudio cuyo objetivo fue la estimación de caudales máximos ordinarios dentro del periodo de 100 años en las quebradas del río Mariño en la ciudad de Abancay, para de este modo, identificar y delimitar el ancho de la faja marginal, por tal razón, se utilizaron como medio de evaluación a las unidades hidrográficas de las quebradas que presentan afluencia en el río Mariño, las cuales son: Ñacchero, Sahuanay, Marcahuasi, Puruchaca y Colcaqui, La estimación de la crecida máxima de caudales se realizó a partir del Modelo de Simulación Hidrológica Hec HMS y el Modelo de Simulación Hidráulica conocido como IBER, además del Modelo Hidrológico IILA, empleado para la cuantificación de la precipitación máxima durante 24 horas, investigación realizada bajo la participación técnica del Instituto Ítalo-Latinoamericano-IILA,

el Servicio de Meteorología, en adelante SENAMHI, y de la Universidad Nacional de Ingeniería, halando como resultado que, las quebradas afluentes en el río estudiado, presentaron caudales de alta consideración, ya que en su transcurso logran afectar a las viviendas que fueron construidas en la faja marginal o comúnmente llamado borde.

3.2. Marco teórico

3.2.1. Ciclo Hidrológico

Según CHEREQUE MORÁN (2003), comprende el conjunto de modificaciones que sufre el agua, en cuanto a su forma y estado. Por lo tanto, asume que el ciclo hidrológico es altamente indispensable y relativo en el Perú, ya que la presencia de inundaciones y sequías son de alta frecuencia durante un año gracias al constante

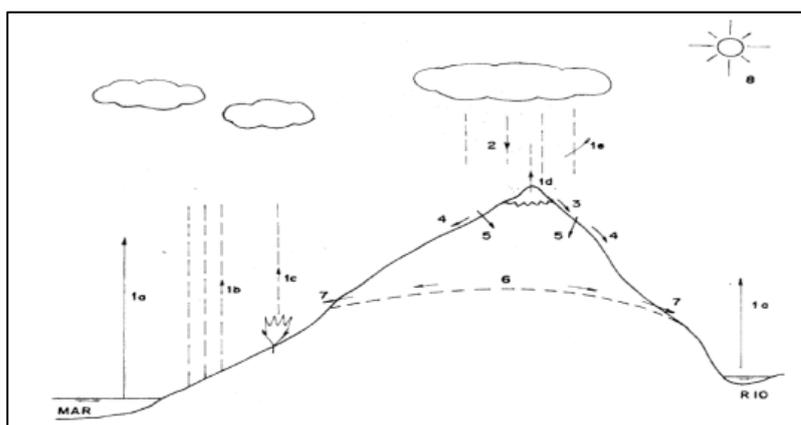


Figura 1 — Esquema del ciclo hidrológico

Extraído de: (CHEREQUE MORÁN 2003)

- (1a) evaporación desde superficies de agua (mares, ríos, lagos, etc.)
- (1b) evaporación desde superficies húmedas de suelo
- (1c) evaporación desde las plantas (transpiración)
- (1d) evaporación desde la nieve
- (1e) evaporación desde la precipitación misma
- (2) precipitación en forma de lluvia, granizada o nevada
- (3) fusión
- (4) escorrentía
- (5) infiltración
- (6) capas de agua subterránea
- (7) manantiales

(8) rayos solares

3.2.2. Cuenca Hidrográfica

Para MARTÍNEZ BARBÁCHANO (2023), es la unidad morfológica superficial del agua que se ubica dentro de una zona producida por las lluvias, conocida como parteaguas. Además, como parte de la teoría se le da el equivalente a una línea imaginaria de unión de puntos de mayor valor en altitud entre dos laderas contiguas, pero de exposición opuesta, tomando en consideración el punto más alto de la cuenca hasta la zona hipsométricamente más baja o punto de emisión. Dentro de una cuenca se pueden realizar la delimitación de subcuencas; denominadas parteaguas secundarios.

3.2.3. Sistema Pfafstetter

El sistema Pfafstetter es un método utilizado para la descripción de la anatomía regional de las redes hidrográficas de drenaje, bajo el uso de códigos jerarquizados en dígitos decimales, su importancia radica en la identificación de las subcuencas multiniveles, que son procesadas mediante Sistemas de Información Geográfica, en adelante SIG (PONCE, 2022).

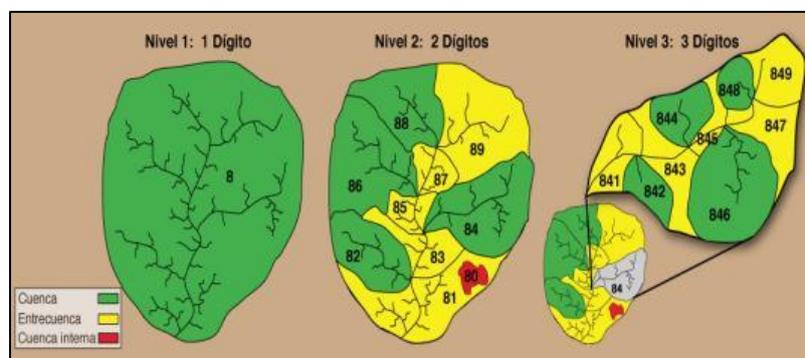


Figura 2 — Codificación Pfafstetter

Extraído de: (PONCE, 2022).

La asignación de códigos dentro de este sistema, se realiza de la siguiente manera:

- Rastreo de aguas arriba en función al largo del cauce principal, por lo tanto, se realiza la medición desde la salida o boca de cuenca, para la identificación de los cuatro afluentes de mayor área de drenaje, la clasificación de las subcuencas se realiza bajo la asignación de dígitos pares: 2,4,6 y 8, número que va aumentando según su curso aguas arriba.

- Las subcuencas intermedias, que son las que contribuyen las entradas laterales al cauce principal, tienen clasificación con dígitos impares: 1, 3, 5 y 7, que también va incrementado según su curso aguas arriba.
- Finalmente, el último dígito impar: 9, es para la clasificación de la subcuenca cabecera, que cumple su papel de tributaria a la cuenca intermedia 7.

3.2.4. Geomorfología de la cuenca Sahuanay

Para el estudio de cuencas, es necesario entender que se encuentra definida no solo por la forma, sino que también por el relieve y drenaje de agua, es por ello que se cuenta con parámetros establecidos, en base a funciones matemáticas, lo que permite la clasificación de cuencas. En tal sentido, los parámetros son: geométricos, de forma, de relieve y de red hidrográfica (DÍAZ CALERO, 2013).

3.2.4.1. Parámetros geométricos

- a) **Área de la cuenca (A):** área que se obtiene después de la delimitación de la cuenca, presenta proyección horizontal, sin embargo, posee forma altamente irregular, su registro se realiza expresado en kilómetros cuadrados a excepción de las cuencas menores o pequeñas, que son expresadas en hectáreas (ROQUE QUIROZ, 2023).

Por otro lado, el área de drenaje, llamado también como superficie a un punto, es un tipo de parámetro conocido como plan métrico que, HARIDAS-GOWDA et al. (2023), lo consideran como el área plana que se delimita por la divisoria de aguas, considerando que los escurrimientos fluviales y amplitud de fluctuaciones son influenciadas directamente por el tamaño de la cuenca, actualmente, se pueden encontrar una gran variedad de softwares que ayudan a la determinación eficiente y exacta de longitudes y superficies de las cuencas, entre ellos se encuentran a los SIGs: ILWIS, ARGIS, IDRISI, y a los CADs: AUTO CAD, LANDDESKTOP, VECTOR WORK, ETC.

- b) **Perímetro de la cuenca (P):** es la longitud de la línea curva que se toma desde el límite exterior de la cuenca que se encuentra proyectada de manera horizontal, para su cálculo se utilizan paquetes computacionales (IBÁÑEZ ASENSIO et al., 2011), por su parte, el

DGAS (1978), refirió que esta longitud presenta influencia en el tiempo de concentración de la cuenca.

- c) **Parámetros de forma:** comprende a los índices o coeficientes que se emplean en la cuantificación del movimiento y respuestas del agua entendidos como hidrogramas, que son resultado de las precipitaciones (TRAGSA 1994). Es preciso mencionar que la forma de la cuenca presenta influencia en la marcha y tiempo de escurrimiento del agua, además de las descargas y características de las crecientes, por lo que, según el DGAS (1978), existen dos parámetros:
- d) **Coefficiente de compacidad o Índice de Gravelius (kc):** para CAMINO et al. (2018), comprende a la relación que existe entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de la circunferencia, éste último presenta equivalencia con el área de la cuenca estudiada, por lo que responde a la aplicación de la siguiente fórmula:

$$Ic = \frac{P}{P_o} = \frac{P}{2*\sqrt{\pi*A}} = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \quad (1)$$

Donde:

Kc: Coeficiente de Gravelius.

P: Perímetro de la cuenca en km.

A: Superficie de la cuenca en km²

Por su parte, MONCADA Y WILLEMS (2020), mencionó que el índice de compacidad refleja la influencia que presenta el perímetro y el área de una determinada cuenca sobre la esorrentía dentro de las características hidrográficas. Por lo que, si el coeficiente o Kc es igual a uno, la cuenca será de forma circular, mientras que, si este valor es superior, la forma será alargada, por lo que presentan menor posibilidad de ser cubiertas por tormentas, situación que afecta la respuesta resultante de un río.

Ante ello, ROCHA ECHALAR, AQUINO ROCHA Y CAYO CHILENO (2023), indico que cuanto más cercano a uno se encuentre el coeficiente, la cuenca es de mayor compacto, por lo que la concentración del agua será menor, en tanto, las avenidas importantes presentarán mayor velocidad en su generación.



Para ALCÁZAR (2007), la clasificación de la forma de cuencas se determina de la siguiente manera:

- $1.00 \leq K_c \leq 1.25$: Cuencas redondas (forma circular);
 $1.25 \leq K_c \leq 1.50$: Cuencas ovaladas (forma elipsoidal);
 $1.50 \leq K_c \leq 1.75$: Cuencas oblongas (más largas que anchas).

Tabla 2 — Valores del coeficiente de Compacidad e interpretación

K_c	Forma de la Cuenca	Tendencia a Crecidas
1.00 – 1.25	De casi redonda a oval redonda	Alta
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga	Media
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular	Baja

Extraído de: (SÁNCHEZ ,1987)

- e) **Rectángulo equivalente o Rectángulo de Gravelius:** según CAÑIBANO Y GANDINI (2018), es la representación de la cuenca a partir de la transformación geométrica de la forma heterogénea hacia un rectángulo con el mismo área y perímetro, además de contener la misma distribución de altura y terreno en referencia a las condiciones de cobertura. Cabe mencionar que, en el rectángulo, las líneas o rectas paralelas, son la equivalencia de las curvas de nivel que se transformaron. El tamaño de la cuenca expresado en Km y Km² siempre y cuando el L y l son el lado mayor y menor del rectángulo, de manera respectiva y equivalente al perímetro y tamaño de la cuenca, por lo que se presenta un resultante:

$$A = Ll \quad (2)$$

$$P = 2(L + l) \quad (3)$$

Donde:

A: Superficie de la cuenca en km²

P: Perímetro de la cuenca en km.

L: Longitud del lado mayor del rectángulo en km.

l : longitud del lado menor del rectángulo en km.

Por lo tanto, el índice de Gravelius (Índice de Compacidad) es:

$$I_c = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \quad (4)$$

Donde:

Ic: Índice de Compacidad o de Gravelius

A: Superficie de la cuenca en km²

P: Perímetro de la cuenca en km.

Sustituyendo A y P en la ecuación y despejando se obtienen:

$$L = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{I_c} \right)^2} \right] \quad (5)$$

$$l = \frac{I_c \sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{I_c} \right)^2} \right] \quad (6)$$

Donde:

L: Longitud del lado mayor del rectángulo en km.

l : longitud del lado menor del rectángulo en km.

Ic: Índice de Compacidad o de Gravelius

A: Superficie de la cuenca en km²

En la casuística de que existan dos rectángulos con similar equivalencia, se está frente a un comportamiento hidrológico análogo, ya que existe un clima, tipo y distribución de suelos, además que tanto la vegetación y la red de drenaje sean comparables (DÍAZ DELGADO, et al., 1999).



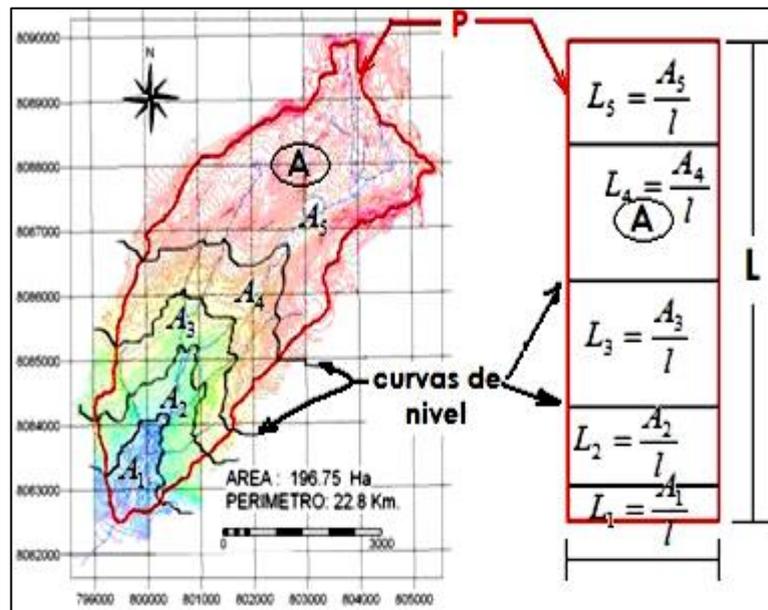


Figura 3 — Método del Rectángulo Equivalente

Extraído de: (CAHUANA,2009)

f) Factor de Forma (F_f)

Fue definido por FALCÓN CRUZ et al. (2018), como el cociente entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud del cauce principal:

$$F_f = \frac{B}{L_c} \quad (7)$$

Donde:

F_f : Factor de forma

B: Ancho promedio de la cuenca, en km

L_c : Longitud de la cuenca en km

Ancho promedio de la cuenca:

$$B = \frac{A}{L_c} \quad (8)$$

Donde:

B: Ancho promedio de la cuenca, en km

A: Área de la cuenca en km^2

L_c : Longitud de la cuenca en km

L_c = Longitud de la cuenca, representado por la distancia medida en línea recta, entre el punto de inicio o salida y el punto de mayor lejanía.



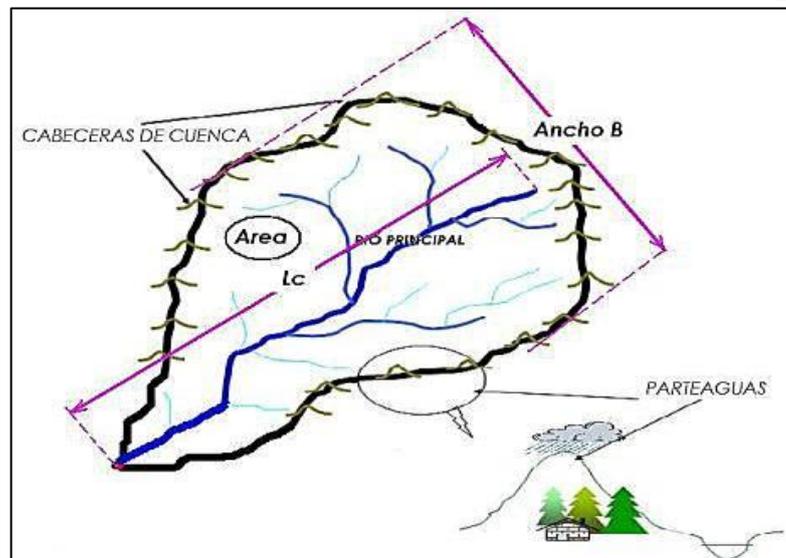


Figura 4 — Factor forma de una cuenca

Extraído de: (FALCÓN CRUZ et al. 2018)

CABRERA MOLINA et al. (2003), sugirió este factor de forma adimensional, como índice de la forma de una cuenca; este índice o su recíproco han sido usados extensamente como indicadores de la forma del hidrograma unitario. Para un círculo $F_f = \pi / 4 = 0.79$; para un cuadrado con la salida en el punto medio de uno de los lados, $F_f = 1$; y para el cuadrado con la salida en la esquina, $F_f = 0.5$.

Según RODRÍGUEZ et al. (2018), si existe una cuenca que presenta factor de forma mayor a otra, se está frente a una mayor probabilidad de existencia de tormenta intensa y, por el contrario, si existe un valor menor del factor, la tendencia de concentrar lluvias intensas es menor.

3.2.4.2. Parámetros de relieve

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores; entre los más utilizados son: pendiente de la cuenca, índice de pendiente, curvas Hipsométricas, histograma de frecuencias altimétricas y relación de relieve (CAICEDO TORO et al. 2021).

Refiere TRAGSA (1994) que, la influencia del relieve sobre el hidrograma es aún más evidente. Así, a una mayor pendiente corresponderá una menor duración de concentración de las aguas de escorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

CASTILLO CRUZ Y MEDRANO PÉREZ (2023), refiere que la velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua depende la pendiente de sus canales fluviales, y que a mayor pendiente mayor velocidad, definiendo tres tipos de pendiente: Media, Ponderada y Equivalente constante. Se define la Pendiente Media de la Cuenca, la Curva Hipsométrica y la Altura Media, respectivamente.

a) Pendiente Media de la cuenca (S)

La pendiente media de la cuenca tiene una importante pero compleja relación con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces. Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas. Existen diversos criterios para evaluar la pendiente media de una cuenca, entre las que se destacan son: criterio de Alvord, criterio de Horton, y procesamiento en programas GIS (ZAVALA-CRUZ et al. 2016). El valor de la pendiente permite clasificar el relieve o topografía del terreno según la tabla

Tabla 3 — Clasificación de Pendiente de Cuencas

Pendiente (%)	Tipo de terreno
2	Plano
5	Suave
10	Accidentado medio
15	Accidentado
25	Fuertemente accidentado
50	Escarpado
>50	Muy escarpado

Extraído de: (ZAVALA-CRUZ et al. 2016).

Procesando las imágenes ASTER DEM con el programa computacional ARCGIS se obtuvo la pendiente promedio de las subcuencas:



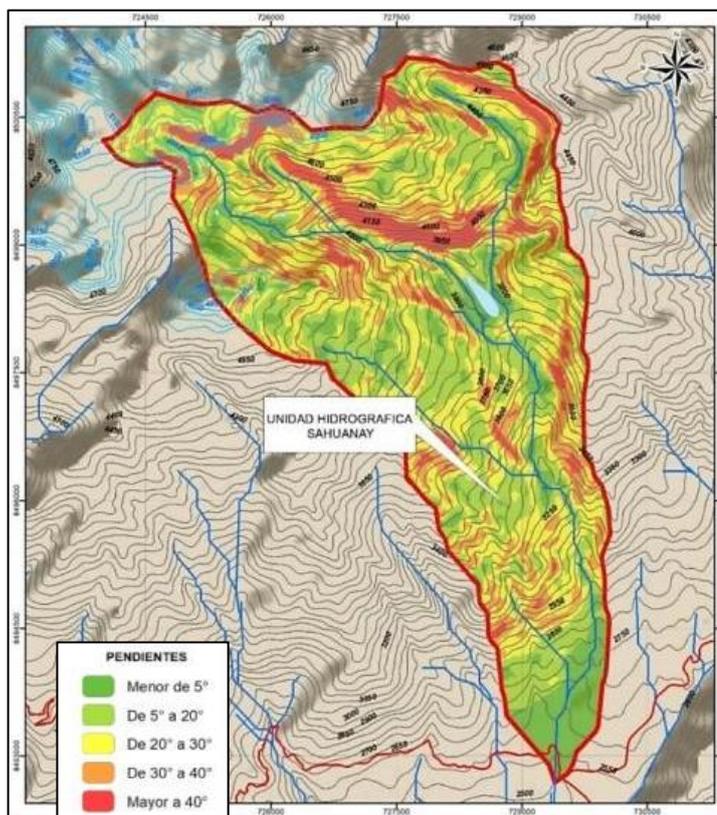


Figura 5 — Mapa de Pendientes micro cuenca Sahuanay
Extraído de: ARC MAP 10.4.1

b) Curva Hipsométrica

Según GARCÍA GARCÍA, SALINAS Y BLANDÓN CHAVARRÍA (2021), es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en km^2 que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares.

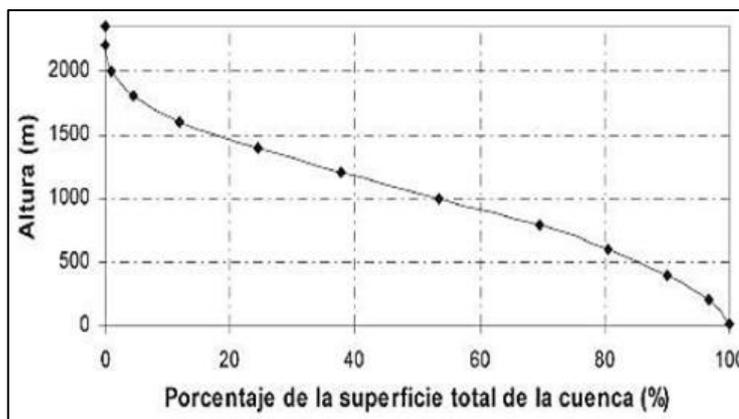


Figura 6 — Ejemplo de Curva Hipsométrica

Extraído de: (GARCÍA GARCÍA, SALINAS Y BLANDÓN CHAVARRÍA, 2021)

c) Construcción de Curva Hipsométrica

Para CAICEDO TORO et al. (2021), construir la curva hipsométrica se utiliza un mapa con curvas de nivel, el proceso es como sigue:

- Se marcan sub áreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo, de 100 en 100 m.
- Con el planímetro ó software adecuado (AutoCad, Idrisi, Ilwis, Arc Gis, etc), se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca.
- Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
- Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre esas altitudes.

Según CERNA-CUEVA et al. (2022), la siguiente muestra tres curvas hipsométricas correspondientes a tres cuencas hipotéticas, que tienen potenciales evolutivos distintos. La curva superior (A) refleja una cuenca con un gran potencial erosivo; la curva intermedia (B) es característica de una cuenca en equilibrio; y la curva inferior (C) es típica de una cuenca sedimentaria. Quedando así, representan distintas fases de la vida de los ríos:

- Curva A: Cuenca en fase juventud
- Curva B: Cuenca en fase madurez
- Curva C: Cuenca en fase de vejez

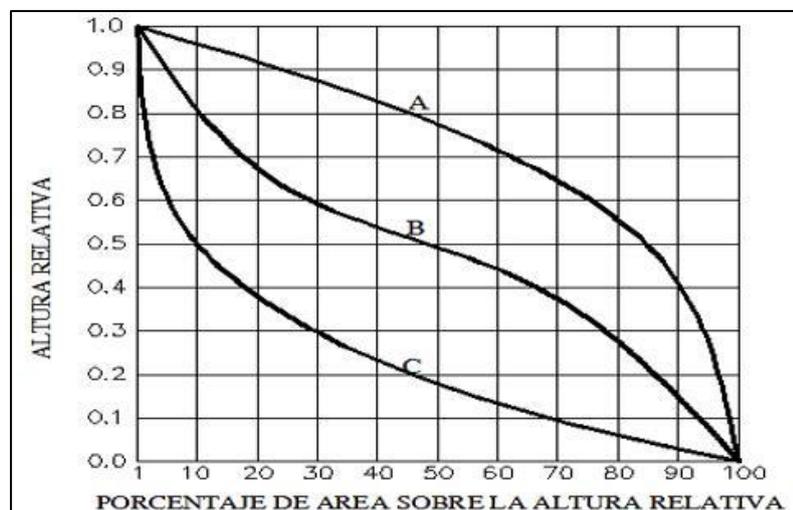


Figura 7 — Características de las curvas Hipsométricas en el ciclo erosivo

Extraído de: (CAICEDO TORO et al., 2021)

d) Altura Media de la Cuenca (Hm)

La altitud media de una cuenca es aquella para la cual el 50% del área de la misma está situado por encima de dicha altitud y el 50% se encuentra por debajo, se determina a partir de la curva hipsométrica (VARGAS et al. 2020).

$$Hm = \frac{\sum(h_i * s_i)}{A} \quad (9)$$

Donde:

Hm: Altitud media en msnm

h_i : Altitud media de cada área parcial limitada por curvas de nivel consecutivas en msnm.

S_i : Área parcial entre curvas a nivel en km^2

A: Área total de la cuenca en km^2

3.2.4.3. Parámetros de la red hidrográfica

La red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y subterráneos de la cuenca (MÉNDEZ-GUTIÉRREZ et al. 2019).

El Sistema de drenaje DGAS (1978), está constituido por un curso principal y sus tributarios. Por lo general, cuanto más largo sea el curso de agua principal, más bifurcaciones tendrá la red de drenaje. Se define la Pendiente del Cauce Principal, Grado de Ramificación, Densidad de Drenaje, y el Tiempo de Concentración respectivamente.

a) Pendiente del Cauce Principal (Sm)

Se pueden definir varias pendientes del cauce principal, la pendiente media, la pendiente media ponderada y la pendiente equivalente.

$$Sm = \frac{(H_{\max} - H_{\min})}{L} * 100 \quad (10)$$

Donde:

Sm : Pendiente media en %

H_{\max} : Cota máxima en m

H_{\min} : Cota mínima en m

L : Longitud del río en m



La pendiente media (S_m): relación entre la altura total del cauce principal (cota máxima, $H_{máx}$ menos cota mínima, $H_{mín}$) y la longitud del mismo, L .

b) Grado de Ramificación (GR)

Para CAICEDO TORO et al. (2021), es un número que refleja el grado de ramificación de la red de drenaje. Existen diversos criterios para el ordenamiento de los cauces de la red de drenaje en una cuenca hidrográfica; según:

DGAS (1978), manifiesta que, para determinar el Grado de Ramificación, GR, de un curso principal se considera el número de bifurcaciones que tienen sus tributarios, asignándoles un orden a cada uno de ellos en forma creciente, desde el inicio de la divisoria hasta llegar al curso principal, de manera que el orden atribuido a este indique en forma directa el grado de ramificación del sistema de drenaje.

El sistema de Horton, este sistema comprende:

- Los cauces de primer orden (1) son aquellos que no poseen tributarios.
- Los cauces de segundo orden (2) tienen afluentes de primer orden.
- Los cauces de tercer orden (3) reciben influencia de cauces de segundo orden, pudiendo recibir directamente cauces de primer orden.
- Un canal de orden n puede recibir tributarios de orden $n-1$ hasta 1.

Esto implica atribuir mayor orden al río principal, considerando esta designación en toda su longitud, desde la salida de la cuenca hasta sus nacientes (DGAS, 1978).

El sistema de Strahler

para evitar la subjetividad de la designación en las nacientes determina que:

- Todos los cauces serán tributarios, aun cuando las nacientes sean ríos principales.
- El río en este sistema no mantiene el mismo orden en toda su extensión.
- El orden de una cuenca hidrográfica está dado por el número de orden del cauce principal.

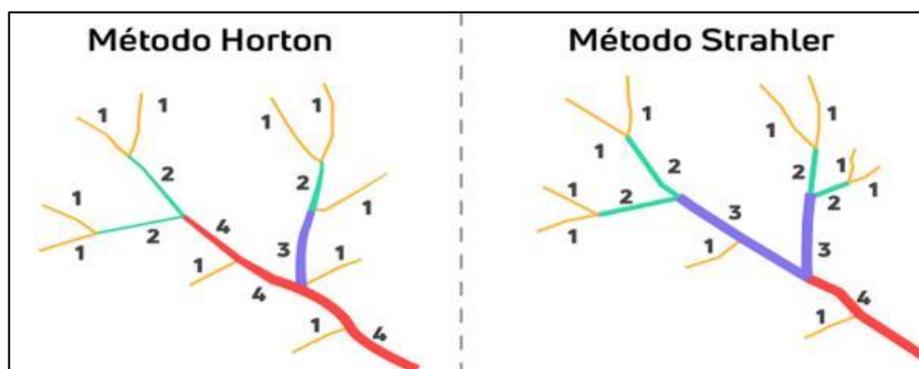


Figura 8 — Esquema del número de orden de un río según Horton y Strahler
 Extraído de: (CAICEDO TORO et al., 2021)

MÉNDEZ-GUTIÉRREZ et al. (2019), refiere que el orden de las corrientes de agua, refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una hoya, haciendo la siguiente definición:

- Corrientes de 1er orden: Pequeños canales que no tienen tributarios;
- Corrientes de 2do orden: Cuando dos corrientes de primer orden se unen;
- Corrientes de 3er orden: Cuando dos corrientes de segundo orden se unen.

c) Densidad de drenaje (Dd)

La densidad de Drenaje, Dd DGAS (1978), indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua: efímeros, intermitentes y perennes de una cuenca (L_t) y, el área total de la misma (A), según la expresión siguiente:

$$Dd = \frac{L_t}{A} \quad (11)$$

Donde:

Dd : densidad de drenaje en km/km²

L_t : longitud total de los cursos de agua en km

A : Área total de la cuenca en km²

Valores altos de este parámetro indicarán que las precipitaciones influirán inmediatamente sobre las descargas de los ríos (tiempos de concentración cortos).

La baja densidad de drenaje es favorecida en regiones donde el material del subsuelo es altamente resistente bajo una cubierta de vegetación muy densa y de relieve plano (GUTIÉRREZ et al. 2022).



3.2.5. La estación meteorológica

Una estación meteorológica según VILLANUEVA DÍAZ et al. (2018) “Es la unidad de la red que puede tener desde uno a muchos instrumentos, como son la estación pluviométrica y meteorológica principal. Miden de uno o varios elementos meteorológicos de la cuenca como son: temperatura, precipitación, humedad relativa, horas de sol, estado del tiempo, otros. Estas pueden ser: sinópticas, climatológicas y meteorológicas” (p 96).

3.2.5.1. Estaciones meteorológicas en el Perú

La estación es un dispositivo destinado a medir y registrar una variedad de variables meteorológicas durante un período de tiempo determinado. También se utiliza para hacer predicciones a partir de modelos numéricos, como para el estudio climático, En el país la institución de SENAMHI se encarga de operar, controlar, organizar y mantiene la Red Nacional con más de 900 Estaciones Meteorológicas e Hidrológicas de conformidad con las normas técnicas de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), lo cual nos brinda una información verídica y confiable para realizar estudios (SENAMHI, 2021).

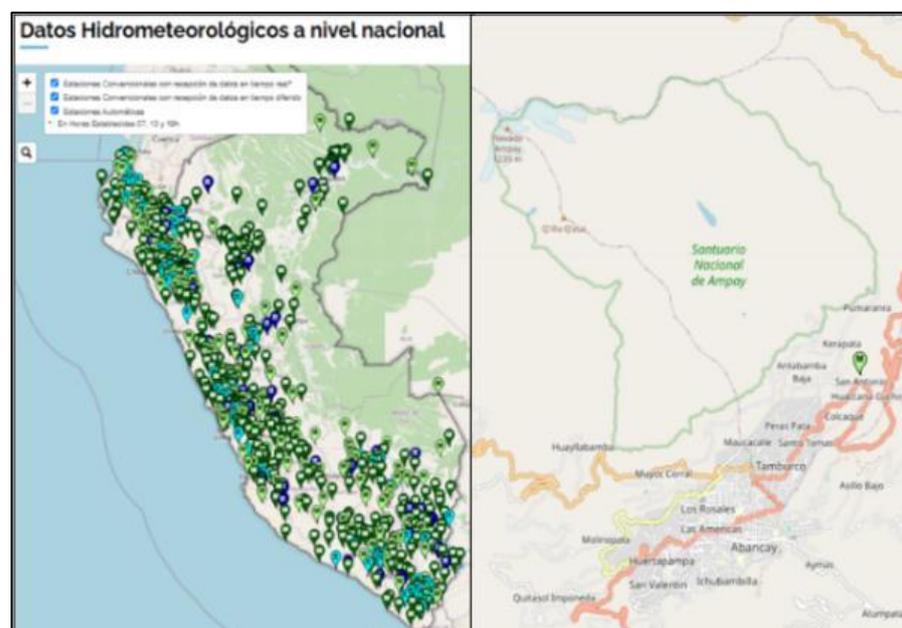


Figura 9— Red de Estaciones Hidrometeorológicas en el Perú al 2022

Extraído de:(SENAMHI, 2021).

Para la presente investigación se obtuvieron los datos de las estaciones meteorológicas de Abancay y granja san Antonio, las cuales son del tipo estación meteorológica automática, estas estaciones se caracterizan por las observaciones que se hacen y transmiten automáticamente es decir estas estaciones registran la precipitación por hora, la temperatura, la humedad, y la velocidad y dirección de viento mediante sensores electrónicos. La estación Abancay tomo registros hasta el año 2007 en las instalaciones del gobierno regional de Apurímac después fue reubicada hacia la granja san Antonio del distrito de Tamburco iniciando sus registros el año 2013 hasta la actualidad (SENAMHI, 2022).

Estación: Abancay

- Departamento: Apurímac
- Provincia: Abancay
- Distrito: Abancay
- Latitud: 13°37'39" S
- Longitud: 72°53'55" W
- Altitud: 2619 msnm.

Estación: Granja San Antonio

- Departamento: Apurímac
- Provincia: Abancay
- Distrito: Tamburco
- Latitud: 13°36'17.7" S
- Longitud: 72°51'24.9" W
- Altitud: 2780 msnm
- Tipo: Automática – Meteorológica
- Código: 47263360

3.2.6. Información grillada PISCO

Una de las principales dificultades que enfrenta el país es estimar la distribución espacial de las lluvias debido a la fisiografía complicada y las estaciones pluviométricas bajas en la región amazónica (SENAMHI 2017). La herramienta empleada, el pluviómetro, que pese a brindar información certera en cuanto a la cantidad y frecuencia de lluvias, no presenta cobertura espacial (LAVADO CASIMIRO et al. 2013). Sin embargo, frente a dicha limitante, a la actualidad se cuentan con una gama extensa de productos satelitales que permiten la estimación pluvial, dichos productos son: "Tropical Rainfall Measuring Mission" (TRMM), el "National Oceanic and Atmospheric Administration's Climate Prediction Center morphing technique" (CMORPH), el "Precipitation Estimation from Remotely Sensed Information using Artificial Neural Networks" (PERSIANN) y últimamente el "Global Precipitation Measurement" (GPM), softwares que son empleados con el fin de alcanzar a mitigar los vacíos de información que existen en referencia a la estimación pluvial a nivel mundial.

A partir del 2013, la Dirección de hidrología del SENAMHI, viene desarrollando estudios a partir de los cuales se alcanza a evaluar la calidad de los productos satelitales que se encuentran disponibles mundialmente, para lo cual se desarrollaron validaciones de zonas y estaciones terrenas, ello con la finalidad de alcanzar mejoras la representación espacial de las lluvias, con el uso de sensoramiento remoto, que permitan mayor asimilación a modelos hidrológicos, además de equipos que permitan el monitoreo de sequías como inundaciones (SENAMHI, 2021).

En el año 2014, se logró obtener una base de datos espacial de precipitaciones, con variación mensual y resolución de grilla al 0.5° , datos que a la fecha forman parte de la base de datos PISCO (Peruvian Interpolated data of the SENAMHI's Climatological and hydrological Observations) que, para su formación, fue fundamental el uso de covariables, base de datos del proyecto CHIRPS (Climate Hazards InfraRed Precipitation with Station data), que básicamente es la mezcla de datos que surgen a partir de sensores remotos, modelos y datos que surgen de estaciones terrenas. CHIRPS es una mezcla de datos



provenientes. La resolución temporal mínima es de 1 día, pero también hay posibilidad de agregaciones a mayores intervalos de tiempo (SENAMHI, 2021)..

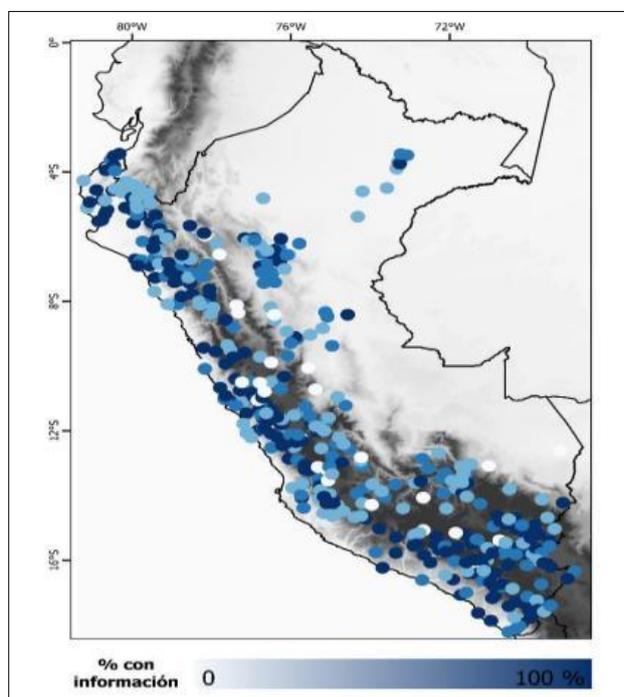


Figura 10 — Red de estaciones utilizadas a escala nacional para la elaboración de PISCOp con porcentajes de datos por estación considerando el período 1981-2016.

Extraído de: (SENAMHI 2017)

3.2.7. Análisis estadístico

3.2.7.1. Prueba de datos dudosos

EXTRAÍDO DE: S (2016), mencionó que el método del Water Resources Council (1981), en el cual se recomienda realizar ajustes de datos dudosos, que son puntos de información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante.

a) Método Wáter Resources Council

Establece las siguientes formulas:

$$X_H = \bar{X} + K_n \cdot S \quad (12)$$

$$X_L = \bar{X} - K_n \cdot S \quad (13)$$

Donde:

X_H : umbral de dato dudoso alto en unidades logarítmicas.

X_L : umbral de dato dudoso bajo en unidades logarítmicas.

K_n : coeficiente que depende del tamaño de la muestra

\bar{X} : media aritmética de los logaritmos de la muestra

S: desviación estándar de los logaritmos de la muestra

Tabla 4 — Valores K_n para la prueba de datos dudosos, nivel de significancia 10%

Tamaño de la muestra n	K_n						
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Extraído de: (EXTRAÍDO DE:S, 2016)

Los valores de K_n dados en la tabla 4 se usan en pruebas para detectar datos dudosos en el nivel 10% de significancia en información normalmente distribuida.

3.2.7.2. Ajuste del gráfico visualización

a) Probabilidad empírica de Weibull

Asignar a cada elemento de la muestra una probabilidad de excedencia de acuerdo a su posición, ordenando de mayor a menor (COELHO BONILLA Y CARTAYA RÍOS, 2022).

$$P(x) = \frac{m}{N+1} \tag{14}$$

Donde:

P(x): probabilidad de excedencia



m : es la posición (ranking) que se le asigna al evento según la secuencia ordenada

N : tamaño de la muestra

b) Periodo de retorno

Es la inversa de la probabilidad de excedencia

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad (15)$$

$$T = \frac{(N+1)}{m} \quad (16)$$

Donde:

T : periodo de retorno

$P(X \geq x)$: probabilidad de excedencia

c) Factores de frecuencia

Según EXTRAÍDO DE:S (2016), el cálculo de eventos extremos requiere la inversa de la función de distribución de probabilidad. Algunas de estas distribuciones de probabilidad no son fácilmente invertibles. Por ejemplo: Función Distribución de Gumbel

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right] ; \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (17)$$

$$\frac{1}{T} = P(X \geq X_T) \quad (18)$$

$$= 1 - P(X < X_T) \quad (19)$$

$$= 1 - F(X_T) \quad (20)$$

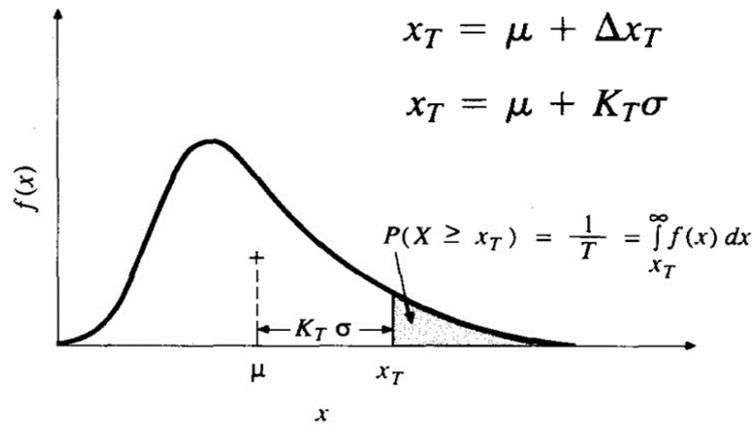
Según CHOW Y MAIDMENT (1994), indica que: La magnitud X_T de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media μ más una desviación Δ_{X_T} de la variable con respecto a la media

$$X_T = \mu + \Delta_{X_T} \quad (21)$$

Un evento extremo se representa como la media más una desviación, la cual es factor de frecuencia K_T multiplicado por la desviación estándar.

$$X_T = \mu + K_T \sigma \quad (22)$$





Donde:

X_T : valor extremo

μ : media

Δ_{X_T} : desviación de la variable con respecto a la media

K_T : factor de frecuencia en función del periodo de retorno

σ : desviación estándar

d) Factor de frecuencia de la distribución normal

CHOW Y MAIDMENT (1994), afirma que: el valor de z correspondiente a una probabilidad de excedencia de p donde ($p = \frac{1}{T}$) puede calcularse encontrando el valor de una variable intermedia w .

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}; \quad (0 < p \leq 0.5) \quad (23)$$

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \quad (24)$$

Cuando $p > 0.5$,

p es reemplazado por $1 - p$, y a z se le asigna signo negativo

e) Factor de frecuencia de la distribución EV1 Gumbel

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (25)$$

f) Factor de frecuencia de la distribución Pearson III

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad (26)$$



Donde:

$$k = \frac{C_s}{6} \quad (27)$$

C_s : coeficiente de asimetría

$$z = \frac{X_i - \bar{x}}{s} \quad (28)$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)s^3} \quad (29)$$

3.2.7.3. Prueba bondad de ajuste

“Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori con los parámetros estimados con base en los valores muestrales” (FAU-EXTRAÍDO DE:S, NABZO Y NASABUN, 2020)

Con el objetivo de determinar que, tan adecuado es el ajuste de los datos a una cierta distribución de probabilidad, se hace uso de las pruebas de bondad de ajuste que comparan la probabilidad teórica (de acuerdo a la distribución considerada) con la probabilidad de excedencia asociada a cada valor de la muestra; el cual se puede determinar en base a los principales criterios de posiciones de ploteo (plotting positions) lo cual dará la distribución de una muestra (EXTRAÍDO DE:S, 2016).

a) Prueba Kolmogorov-Smirnov

“Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste” (COMAS ARIAS, 2021)

Es la comparación del valor absoluto máximo y la distribución de probabilidad observada y estimada.

$$\Delta = \max |F_0(x_m) - F(x_m)| \quad (30)$$

Donde:

Δ : diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F_0(x_m)$: probabilidad de la distribución teórica.

$F(x_m)$: asignada de Weibull

El procedimiento para efectuar el ajuste, mediante el estadístico de Smirnov-Kolmogorov, es el siguiente:

- Calcular la probabilidad empírica o experimental $P(x)$ de los datos, para esto usar la fórmula de Weibull:

$$F_0(x_m) = 1 - \frac{m}{N+1} \quad (31)$$

Donde:

$F(x_m)$: asignada de Weibull

m : es la posición (ranking) que se le asigna al evento según la secuencia ordenada

N : tamaño de la muestra

- Calcular la probabilidad teórica $F(x) = F_0(x_m)$:

Para el caso de utilizar el procedimiento de los modelos teóricos, usar la ecuación de la función acumulada $F(x)$, o tablas elaboradas para tal fin.

- Calcular las diferencias $P(x) - F(x)$, para todos los valores de x

Seleccionar la máxima diferencia: $\Delta = \max |F_0(x_m) - F(x_m)|$

- Calcular el valor crítico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un $\alpha = 0.05$ y N igual al número de datos. Los valores de Δ_0 , se muestran en la tabla.
- comparar el valor estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 de la tabla con los siguientes criterios de decisión.

$\Delta < \Delta_0$ se considera que el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado

$\Delta \geq \Delta_0$ se considera que el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado. Siendo necesario probar con otra distribución.



Tabla 5 — Prueba de Kolmogorov-Smirnov

N	Nivel de significancia				
	0.20	0.15	0.10	0.05	0.01
1	0.9	0.925	0.95	0.875	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.828
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
5	0.446	0.474	0.51	0.565	0.669
6	0.41	0.436	0.47	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.339	0.36	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.41	0.49
11	0.307	0.326	0.352	0.391	0.468
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.45
13	0.284	0.302	0.325	0.361	0.433
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
15	0.266	0.283	0.304	0.338	0.404
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
17	0.25	0.266	0.286	0.318	0.381
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
19	0.237	0.252	0.272	0.301	0.363
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.21	0.22	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.2	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.19	0.201	0.23	0.27
N ≥35	1.07/√N	1.14/√N	1.22/√N	1.36/√N	1.63/√N

Extraído de: (CHOW Y MAIDMENT, 1994)

3.2.7.4. Distribución de Probabilidades

“El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos” (COMAS ARIAS, 2021).

“Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud de ocurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia” (PEDROSA, 2015)

a) **Distribución Normal**

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (32)$$

Donde:

$f(x)$: función densidad normal de la variable x

x : variable independiente

μ : parámetro de localización, igual a la media aritmética de x

σ : parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x

Función distribución normal estándar

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (33)$$

$$Z = \frac{x-\bar{X}}{\sigma} \quad (34)$$

Estimación de parámetros

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \quad (35)$$

$$s = \sigma = \left[\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (36)$$

Donde:

\bar{X} : es el estimado de la media, llamado también poblacional

S : es el estimado insesgado de la desviación estándar o parámetro de escala.

b) **Distribución Log-Normal**

• **Función de densidad**

$$f(x) = \left(\frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \right) e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \quad (37)$$

Donde:

μ_y , σ_y , son la media y desviación estándar de los logaritmos naturales de x , es decir de $\ln x$, y representan respectivamente, el parámetro de escala y el parámetro de forma de la distribución.



• **Función distribución de probabilidades**

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (38)$$

$$Z = \frac{y-\mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \quad (39)$$

Donde:

μ_y : parámetro de escala

σ_y : parámetro de forma

Estimación de parámetros

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (40)$$

$$\sigma_y^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \mu_y)^2 \quad (41)$$

c) **Distribución EV1-Gumbel**

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} - e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} \quad (42)$$

Función distribución de probabilidades

$$f(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}} \quad (43)$$

Donde:

α : parámetro de escala

μ : parámetro de posición, llamada valor central o moda

Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad (44)$$

$$\mu = \bar{x} - 0.57721567\alpha \quad (45)$$

d) **Distribución Gamma de 3 parámetros o Pearson tipo III**

• Función de densidad

$$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (46)$$

Para

$$x_0 \leq x < \infty$$

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



$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

- Función acumulada

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(x-x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} dx \quad (47)$$

Donde:

x : variable aleatoria gamma de 3 parámetros

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

β : parámetro de escala

γ : parámetro de forma

$\Gamma(\gamma)$: función gamma completa

- Variable reducida y Pearson tipo III

$$y = \frac{x-x_0}{\beta} \quad (48)$$

- Distribución acumulada Pearson tipo III

$$G(y) = \int_0^y \frac{y^{\gamma-1} e^{-y}}{\Gamma(\gamma)} dy \quad (49)$$

la cual tiene como parámetro γ , y cuya variable aleatoria tienen origen en $y = 0$ ó $x = x_0$

- Estimación de parámetros

$$\gamma = \frac{4}{C_s^2} \quad (50)$$

$$\beta = \frac{C_s S}{2} \quad (51)$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{2S}{C_s} \quad (52)$$

Donde:

x_0 : origen de la variable x , parámetro de posición

β : parámetro de escala

γ : parámetro de forma

- Coeficiente de asimetría (C_s)

$$C_s = g = \frac{N^2 M_3}{(N-1)(N-2)S^3} \quad (53)$$

$$M_3 = \frac{\sum (x_i - \bar{X})^3}{N} \quad (54)$$



$$S = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{X})^2}{N}} \quad (55)$$

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{N} \quad (56)$$

Donde:

C_s : Coeficiente de asimetría

\bar{X} : media

S : varianza

N : tamaño de la muestra

e) Estadístico de Kolmogorov-Smirnov (Δ_{\max})

En la presente investigación es el primer paso que se realiza en la prueba bondad de ajuste para definir cuál de las distribuciones es la que más se ajusta; hallando el (Δ_{\max}).

Estimación de parámetros

$$\Delta_{\max} \approx \frac{\sqrt{-\frac{1}{2} \ln \frac{\alpha}{2}}}{\sqrt{n}} - \frac{1}{6n} \quad \text{si } n \leq 35 \quad (57)$$

$$\Delta_{\max} \approx \frac{\sqrt{-\frac{1}{2} \ln \frac{\alpha}{2}}}{\sqrt{n}} \quad \text{si } n > 35 \quad (58)$$

Donde:

Δ_{\max} : diferencia máxima

α : significancia

n : tamaño de la muestra

f) Precipitaciones máximas anuales en 24 horas

Con la distribución de probabilidad que mejor se ajusta, calculamos las precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno

$$x_T = \mu + K_T \sigma \quad (59)$$

Donde:

x_T : magnitud

μ : valor de la media

K_T : factor de frecuencia

σ : desviación estándar



3.2.8. Determinación del periodo de retorno y probabilidad de ocurrencia

3.2.8.1. Período de retorno (T)

Para PEDROSA (2015), representa al tiempo promedio de ocurrencia de algún evento. Estadísticamente el periodo de retorno es la inversa de la probabilidad de excedencia, es decir:

$$T = \frac{1}{P(X \geq x)} \quad (60)$$

Donde:

T : periodo de retorno en años

$P(X \geq x)$: probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq x$

Otro modo de representación es la de probabilidad de no excedencia:

$$T = \frac{1}{1 - P(X < x)} \quad (61)$$

Donde:

T : periodo de retorno en años

$P(X \geq x)$: probabilidad de excedencia

$P(X < x)$: probabilidad de no excedencia

Para la adopción del periodo retorno, debe ser equivalente al resultante del análisis costo-beneficio, ya que, a mayor nivel de retorno, el costo de la obra es mayor, por lo tanto, el beneficio también presenta un mayor valor (GUTIÉRREZ LOZANO et al. 2011).

Tabla 6 — Periodo de retorno de diseño recomendado, para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50-100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarilla sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamientos con lluvia de corta duración	1-2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2-10
Drenaje agrícola	5-10
Muros de encauzamiento	2-50

Extraído de: (GUTIÉRREZ LOZANO et al. 2011).



3.2.8.2. Riesgo de falla

Comprende a la probabilidad de exceso de la avenida durante el transcurso de determinada cantidad de años, bajo la consideración de la construcción con diseño de soporte máximo al incremento de la avenida y crecientes, que no solo ponen en riesgo el estado del proyecto, sino que también se consideran las pérdidas de vidas humanas. Según SUÁREZ-AGUILAR et al. (2020), si un evento de diseño presenta periodos de retorno T , expresado en años, y probabilidad de excedencia P , entonces:

$$P = \frac{1}{T} \quad (62)$$

Donde:

P : probabilidad de ocurrencia de un caudal $\geq Q$

T : periodo de retorno en años

La probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a Q es:

$$\bar{P} = 1 - P \quad (63)$$

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T} \quad (64)$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera, es independiente de la no ocurrencia del mismo, en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos ó confiabilidad, es:

$$\bar{P} \cdot \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (65)$$

La probabilidad de que el evento, ocurra al menos una vez en n años sucesivos, es conocida como riesgo o falla R , y se representa por:

$$R = 1 - (\bar{P})^n \quad (66)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (67)$$

Donde:

R : riesgo o falla

T : periodo de retorno en años

n : vida útil del proyecto en años

También es posible calcular el periodo de retorno a partir del riesgo de fallo y del número de años de vida útil, como sigue a continuación:

Tabla 7 — Valores de R, en función de T y n

T	RIESGO		
	n= 50	n= 100	n= 150
10	0.99485	0.99997	1.00000
20	0.92306	0.99408	0.99954
50	0.63583	0.86738	0.95170
100	0.39499	0.63397	0.77855
500	0.09525	0.18143	0.25940
1000	0.04879	0.09521	0.13936
5000	0.00995	0.01980	0.02956
10000	0.00499	0.00995	0.01489

Extraído de: (SUÁREZ-AGUILAR et al., 2020).

Despejando T de la ecuación (67), se tiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1-R)^{\frac{1}{n}}} \quad (68)$$

Donde:

R: riesgo o falla

T: periodo de retorno en años

n: vida útil del proyecto en años

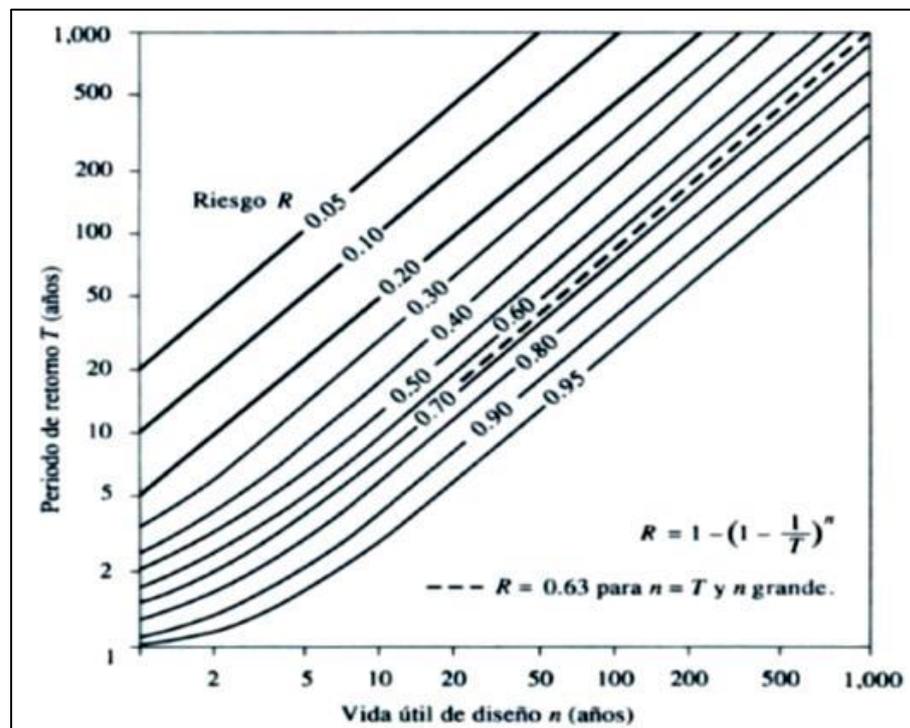


Figura 11 — Riesgo de por lo menos una Excedencia del Evento de Diseño durante la Vida Útil

Extraído de: (SUÁREZ-AGUILAR et al., 2020),

Tabla 8 — Valores de Periodo de Retorno (T) en años

RIESGO ADMISIBLE E	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
R										
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	1	18	37	73	144

Extraído de: (CHOW Y MAIDMENT, 1994)

3.2.9. Análisis de tormentas

3.2.9.1. Intensidad

Para RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA (2020), comprende a la cantidad de agua que se genera de manera pluvial en determinado periodo de tiempo, presentando gran importancia en la intensidad máxima presentada, por lo que se expresa de la siguiente manera:

$$i_m = \frac{P}{t} \quad (69)$$

Donde:

i_m : Intensidad máxima en mm/hr

P : Precipitación en altura de agua en mm

t : Tiempo en horas

3.2.9.2. Intensidad máxima

Expresada matemáticamente como $i_m = dP/dt$, ya que presenta dependencia de la magnitud de dt , por lo que, a mayor duración, existe menor intensidad por cada unidad de tiempo y viceversa. En tanto, se entiende que la mayor intensidad de acumulación pluvial, es aquella que presenta valores iguales (RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA, 2020).

Cabe mencionar que la zona de estudio, no presenta registros pluviógrafos que demuestren una intensidad máxima, ya que el estudio se desarrolló durante las estaciones de escasas lluvias de intensidad alta y duración corta (BENTANCOR, SILVEIRA Y GARCÍA, 2014).

3.2.9.3. Duración

Es el tiempo que transcurre desde el inicio a fin de una tormenta, por lo que comprende al periodo de tiempo que se cuantifican según minutos y horas. Parámetros que son determinados a partir del pluviograma, conocido también como la banda pluviográfica (HIJAR et al., 2016).

3.2.9.4. Frecuencia

Es la cantidad de repeticiones en la que se genera una tormenta, cuyas características responde a la intensidad y duración dentro de un tiempo ligeramente largo respecto al transcurso de un año (HIJAR et al., 2016).

3.2.9.5. Curva Intensidad Duración Frecuencia (Meto de Dyck y Peschke)

Según RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA (2020), cuando no se cuenta con registros de pluviógrafos como es el caso que permitan obtener las intensidades máximas, se pueden completar datos horarios en base a la precipitación máxima de 24 horas, corregido

$$P_d = P_{24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (70)$$

Donde:

P_d : precipitación total (mm)

d : duración en minutos

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

De acuerdo a la ecuación de Dyck y Peschke, entendiéndose que las intensidades tienen la siguiente forma:

$$I = \frac{KT^m}{d^n} \quad (71)$$

Donde:

I : Intensidad (mm/hora)

K, m, n : parámetros propios del lugar

T : Periodo de Retorno (años)



d : Duración (minutos)

Donde K, m, n son constantes de regresión lineal múltiple, en donde T es el que representa el tiempo de retorno en años, d la duración en minutos u horas, e I la intensidad de lluvia en mm/hrs

Linealizando la ecuación (71):

$$\log I = \log K + m \log T - n \log d \quad (72)$$

Realizando el cambio de variable

$$y = \log I ; x_1 = \log T ; x_2 = \log d$$

$$a_0 = \log k ; a_1 = m ; a_2 = -n$$

$$y = a_0 + a_1 \times x_1 + a_2 \times x_2 \quad (73)$$

3.2.10. Tiempo de Concentración (T_c)

“Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca” (MARTÍNEZ GONZÁLEZ, PLANOS GUTIÉRREZ Y PERDIGÓN CUELLAR, 2020)

Es el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Comúnmente el tiempo de concentración se define como, el tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto más alejado de la cuenca hasta la salida del desagüe. Además, debe tenerse en claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; según (RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA, 2020), aunque muy ligeramente depende, de la intensidad y la precipitación. Por tener el concepto de tiempo de concentración una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas de la cuenca.

Según HIJAR et al. (2016), plantea la siguiente fórmula para hallar los tiempos de concentración.

$$T_c = 0.006 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.77} \quad (74)$$

Donde:

T_c : tiempo de concentración en horas

L : longitud desde la estación de aforo hasta la divisoria, siguiendo el cauce principal en kilómetros

S_o : diferencia de cotas entre los puntos extremos de la corriente sobre L en %

CALIFORNIA CULVERTS PRACTICE (1942), plantea la siguiente fórmula para hallar los tiempos de concentración.

$$T_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (75)$$

Donde:

L : longitud del curso más largo en m.

S_o : diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida en m.

3.2.11. Hietogramas de diseño

“Los métodos hidrológicos más modernos requieren no sólo del valor de lluvia o intensidad de diseño, sino de una distribución temporal (tormenta), es decir el método estudia la distribución en el tiempo, de las tormentas observadas”. (HIJAR et al., 2016).

3.2.11.1. Metodo de bloque alterno

RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA (2020), establece que: El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

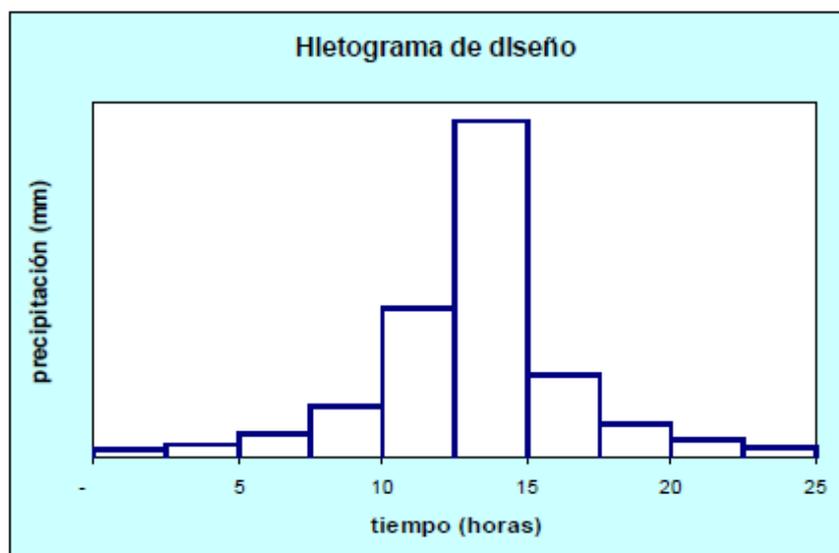


Figura 12 — Ejemplo de histograma de precipitaciones

Extraído de: (RAMÍREZ RÍOS Y POLACK PEÑA, 2020)

3.2.12. Cálculo de caudales máximos

En la hidrología, las crecidas ocupan un lugar especial, no solamente por la incidencia que estas tienen en el diseño de las estructuras hidráulicas en contacto con el agua, sino también en las precauciones que deben tomarse para el control de las inundaciones periódicas o extraordinarias, en este sentido, resulta importante conocer la magnitud del evento o nivel máximo del curso fluvial, así como la frecuencia con que se puede esperar dicho evento en el futuro (ZUCARELLI y HAMMERLY, 2013).

Desde el punto de vista técnico-económico, la correcta estimación de los caudales de máxima crecida, es cada vez más importante, para dimensionar correctamente la descarga de las obras civiles y reducir o evitar daños a la propia infraestructura hidráulica o cauces fluviales (MÉNDEZ, CÓRDOVA Y BRAVO, 2015).

Sin embargo, son muy frecuentes los problemas que se tienen para conocer la magnitud del evento o nivel máximo del curso fluvial, principalmente debido a la escasa o nula información de caudales y/o de precipitación de la zona; la cual ha conllevado a recurrir al empleo de las aproximaciones empíricas para dar solución a los problemas hidrológicos, con resultados altamente insatisfactorios en alguno de los casos (MÉNDEZ, CÓRDOVA Y BRAVO, 2015).

La mayor cantidad de factores intervinientes en el ciclo hidrológico presentan carácter aleatorio, motivo por el que los modelos que se emplean, recurren a la probabilidad y estadística, en el caso de aquellos lugares en los que no existe disposición para la medición de caudales máximos, los modelos de mayor efectividad a emplear son los hidrológicos, ya que permiten la simulación de procesos de precipitación-escorrentía (CASTILLO GARCÍA, ABREU FRANCO Y ALVAREZ GONZÁLES, 2021).

Para conocer las crecidas de diseño de las obras de aprovechamiento del proyecto de inversión pública, se ha considerado los registros de precipitación máxima en 24 horas.

3.2.12.1. Método de CREAGER

Según ZUCARELLI y HAMMERLY (2013), este método, originalmente desarrollado por Creager, fue adaptado para el territorio peruano por Wolfgang Trau y Raúl Gutiérrez Yrigoyen. La importancia del empleo de este método, se encuentra en la estimación efectiva de caudales máximos por día, en aquellas cuencas donde existen vacíos de información.

La fórmula es la siguiente:

$$Q_{max} = (C1 + C2) \log(T) A^{mA^{-n}} \quad (76)$$

Donde:

Q_{max} : Caudal máximo para un periodo de retorno T seleccionado, m^3/s

A: Área de la cuenca en Km^2

T: Periodo de Retorno en años

C1, C2: Coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.

m, n: Exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.

3.2.12.2. Método del Sistema DIPEO

El método al que se hace referencia es el desarrollado por el Instituto ORSTOM (Francia), el cual fue seleccionado por el Convenio GTZ-Electro Perú en la elaboración del Sistema DIPEO para la Electrificación Rural del Perú (DOMINGOS, MARTINEZ Y CRESCENCIO, 2014).



De acuerdo con este método, el caudal de avenidas extraordinarias en cuencas hidrográficas de 1 Km² a 200 Km² puede determinarse mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{P(24h)A C_R C_P C_F}{T_c \bar{R}} \quad (77)$$

Donde:

$P(24h)$: Precipitación máxima diaria, en mm, correspondiente a un periodo de retorno seleccionado

A : Área de la cuenca en Km²

C_R : Coeficiente de reducción, según el área de la cuenca

C_P : Coeficiente de reducción según la permeabilidad y pendientes

longitudinal y transversal de la cuenca

C_F : Coeficiente que considera la forma de la curva del caudal.

T_c : Tiempo de Concentración de la cuenca, en segundos

3.2.12.3. Método Mac Math

Es un método semi empírico que obedece a la siguiente fórmula:

$$Q_{max} = 10^{-3} CPA^{0.58} I^{0.42} \quad (78)$$

Donde:

Q_{max} : caudal máximo en m³/s

C : Coeficiente de Escorrentía

P : Precipitación máxima en 24 horas en mm

A : Área de la cuenca en Ha

I : Pendiente del cauce principal en m/Km

3.2.12.4. Modelación de Cuencas

El objetivo del análisis del sistema hidrológico es estudiar la operación del sistema y predecir su salida. Un modelo de sistema hidrológico es una aproximación al sistema real: sus entradas y salidas son variables hidrológicas mensurables, y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y las salidas (DOMINGOS, MARTINEZ Y CRESCENCIO, 2014).



3.2.13. Modelo con el software Hec Hms

Según CAMPOS-ARANDA (2023), el HEC HMS, es un software que permite modelar fenómenos de lluvia escorrentía, el cual se califica como:

- **Determinístico:** Las salidas o respuestas son definidas en este caso son caudales e hidrogramas a partir de precipitaciones.
- **Lineal:** Las ecuaciones que resuelve son ecuaciones diferenciales de primer grado
- **Empírico:** No explica conceptualmente el fenómeno hidrológico, en su totalidad, sino que se estima previamente la tasa de infiltración mediante el CN
- **Concentrado:** La precipitación es uniforme para una unidad hidrográfica determinada.

3.2.13.1. Hidrograma

Para ALVES (2023), es la representación gráfica del caudal Q o caudal o volumen de agua que pasa por una sección en un determinado tiempo, se distinguen las siguientes componentes.

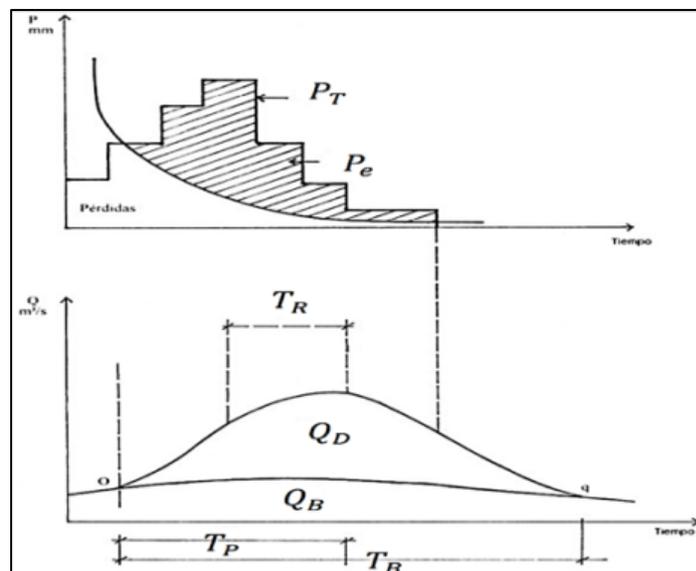


Figura 13 — Transformación de Lluvia Escorrentía

Extraído de: (DOMINGOS, MARTINEZ Y CRESCENCIO, 2014)

Donde:

QD: Caudal o escorrentía directa

QB: Caudal o Flujo Base, caudal que se debe al aporte de aguas subterráneas o la precipitación que se infiltra

TR: Tiempo de retraso, tiempo

TB: Tiempo base, duración de creciente

Ia: Perdidas son aquellas partes de la precipitación que no aportan a la formación de la escorrentía superficial.

3.2.13.2. Fases del Modelo HMS

a) Modelo Meteorológico

Consiste en el ingreso de los valores de precipitación en base a un hietograma (User Hyetograph) en cada una de las unidades hidrográficas y luego ver la incidencia de los hietogramas en otras unidades hidrográficas (CAMPOS-ARANDA, 2023)

b) Modelo de Perdidas

Método del SCS: Permite calcular la precipitación efectiva P_e como una precipitación de la precipitación acumulada P , cobertura del terreno, uso de suelo y de la humedad antecedente (ALVES, 2023).

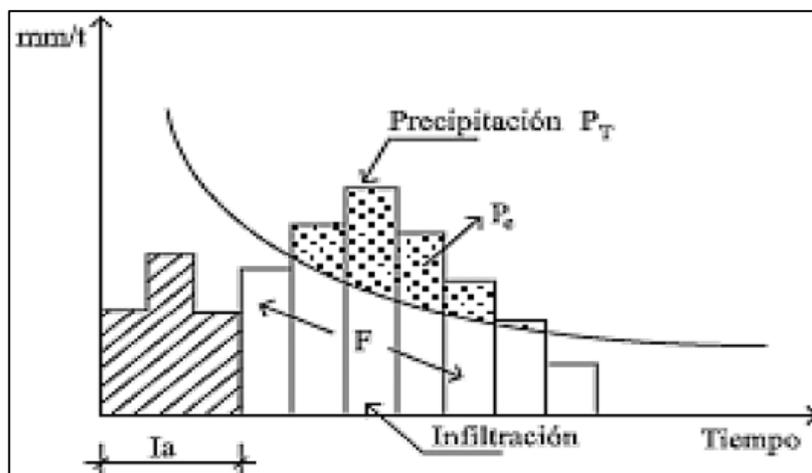


Figura 14 — Modelo de Perdidas del SCS

Extraído de: (CAMPOS-ARANDA, 2023)

$$\frac{F}{S} = \frac{P_e}{P_T} \quad (79)$$

$$F = P_T - P_e \quad (80)$$

Donde:

F : Cantidad de agua infiltrada en mm



P_e : Precipitación efectiva en mm

P_T : Precipitación total en mm

Reemplazando la Precipitación efectiva (P_e), en función de la Precipitación total (P_T) y el Almacenamiento máximo (S)

$$P_e = \frac{P_T^2}{P_T + S} \quad (81)$$

Considerando la abstracción inicial en la cuenca (I_a) o perdidas que pueden haberse generado retenidas por la vegetación o depresiones

$$P_e = \frac{(P_T - I_a)^2}{(P_T - I_a) + S} \quad (82)$$

Sin embargo, se recomienda que el valor de la abstracción inicial (I_a) sea del 20% del almacenamiento máximo, reemplazando dicha expresión tendríamos:

$$P_e = \frac{(P_T - 0.2.S)^2}{P_T + 0.8.S} \quad (83)$$

Donde:

P_e : Precipitación efectiva en mm

S : Almacenamiento máximo en mm

P_T : Precipitación total en mm

Dicha expresión nos permite obtener las gráficas denominadas curvas número, pero para determinar el almacenamiento máximo (S) lo obtendremos en función de la Curva Numero (CN).

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \text{ (mm)} \quad (84)$$

Donde:

S : Almacenamiento máximo en mm

CN : Curva Numero



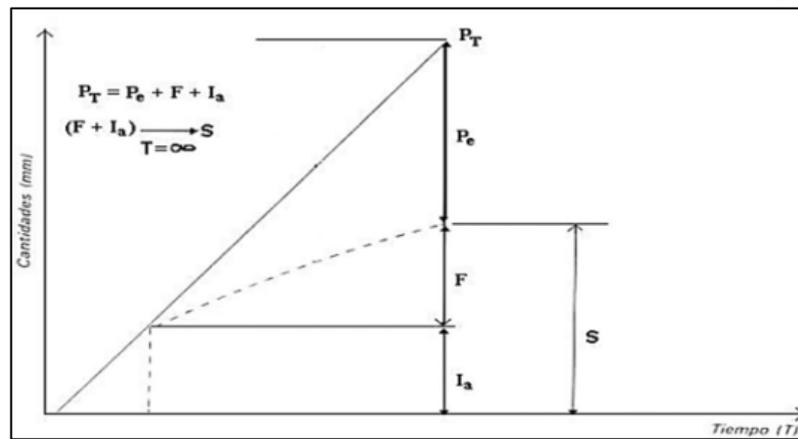


Figura 15 — Modelo de Perdidas del SCS (2)

Extraído de: (CAMPOS-ARANDA, 2023)

c) Modelo de Escorrentía Directa

Métodos de Hidrograma Unitario: Escorrentía superficial ficticia proveniente de una precipitación, consiste en transformar la precipitación en escorrentía:

Los cuales cumplen las propiedades de proporcionalidad y superposición, las cuales se muestran en las siguientes figuras:

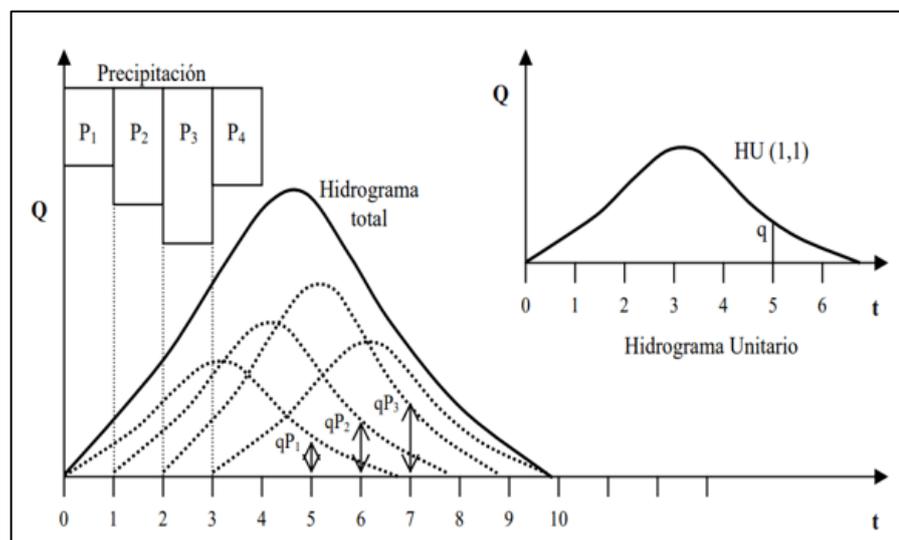


Figura 16 — Hidrograma Unitario y Principio de Superposición

Extraído de: (CAMPOS-ARANDA, 2023)

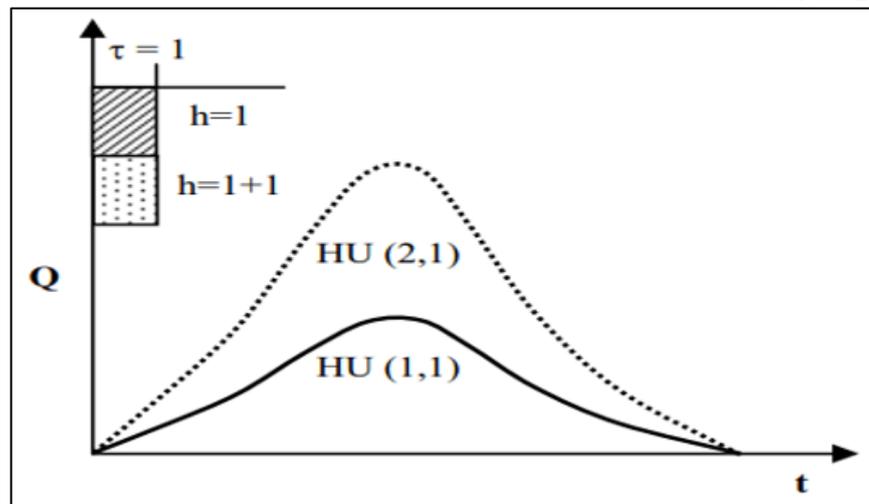


Figura 17 — Principio de Superposición de hidrogramas

Extraído de: (CAMPOS-ARANDA, 2023)

d) Modelo de Transito de Crecientes

Promedio “Lag” retraso: Determina el promedio de los flujos para un periodo y retarda el resultado

Métodos de Muskingum: Se basa en el proceso de cálculo del efecto de un embalse que produce un tramo de un río sobre una creciente.

Para obtener sus coeficientes se deben tener hidrogramas medidos en la entrada y salida donde se realiza el tránsito.

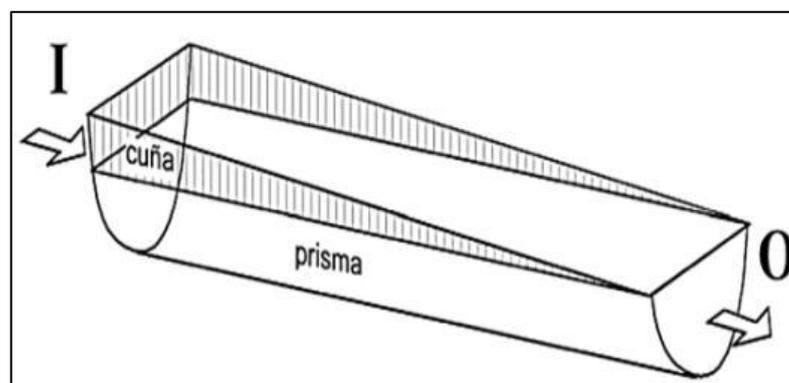


Figura 18 — Ecuación de Continuidad

Extraído de: (CAMPOS-ARANDA, 2023)

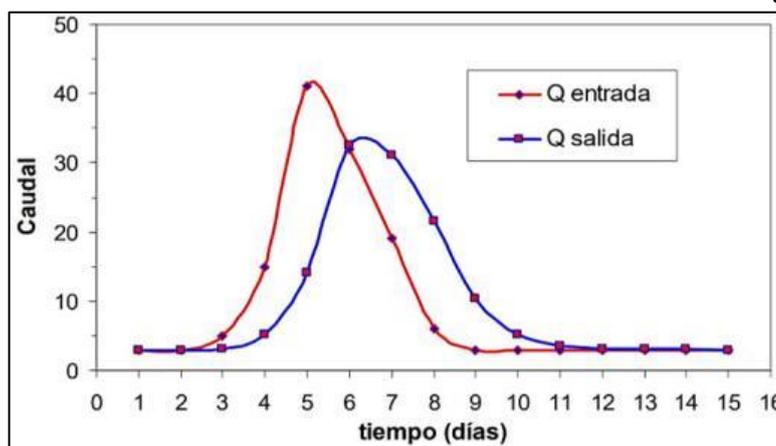


Figura 19 — Tránsito de Avenidas

Extraído de: HEC HMS 4.2

3.2.13.3. Curva Número (CN)

El número de curva es un parámetro hidrológico que permite caracterizar el potencial de escorrentía en una cuenca hidrográfica y se determina a partir de algunas características físicas del territorio como el tipo, la densidad y el tratamiento de las coberturas, así como por el grupo hidrológico de suelo (BEJAR et al., 2020).

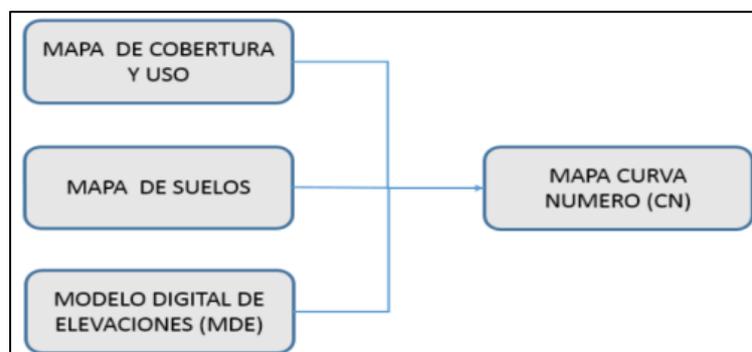


Figura 20 — modelo conceptual

Extraído de: (BEJAR et al., 2020)

Tabla de CN según descripción Uso de la tierra y Grupo hidrológico.

En base de valores de los grupos hidrológicos que se muestra en la tabla 9, se elabora la Tabla CN que será ingresado como información para generar los mapas de Número de Curva (BEJAR et al., 2020).



Tabla 9 — Valores de los grupos hidrológicos

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

Extraído de: (M.T.C., 2018)).

Los valores de Número de Curva para condiciones normales varían desde 25 hasta 100, para condiciones secas de 12 a 100 y para condiciones húmedas de 43 a 100 (BEJAR et al., 2020).

3.3. Marco conceptual

a) Cuenca hidrológica

Área en el que se unen las aguas caídas de las precipitaciones y forman un solo curso de agua (COLÍN-GARCÍA et al., 2023)

b) Curvas IDF

Representación cuantitativa de la intensidad de lluvia, se expresa en milímetros por hora, y a partir del resultado de esta, se estima la probabilidad de ocurrencia pluvial (IBÁÑEZ ASENSIO, MORENO RAMÓN Y GISBERT BLANQUER 2011).

c) Escorrentía

El agua que fluye en la superficie del terreno y se clasifica en dos, superficial y subterráneo (COLQUE CRUZ, CHAMBI-RODRIGUEZ Y PAMPA-QUISPE, 2023)

d) Escorrentía superficial

Comprende al volumen de agua que fluye sin infiltrarse en el suelo, el cual se identifica o contabiliza desde el punto en el que cae hasta el lugar en el cual se mezcla en la comente (HERRERA SAAVEDRA, VILLAR OTALORA Y CAMPO ROBLEDO, 2022)

e) Estadística Hidrológica

Es el cálculo de números que representan a una muestra hídrica, procedimiento en el cual se alcanza el resumen máximo de las características del fenómeno estudiado (CHOW Y MAIDMENT, 1994)

f) Estación Pluviométrica

Comprende al registro y medida de la cantidad de agua proveniente de la precipitación, almacenado en un lugar específico (ZUCARELLI y HAMMERLY 2013)

g) Estación Hidrológica

Puestos físicos que permiten la observación de los cuerpos de agua, en el que se alcanza la medición del nivel y caudal, además de en algunos casos, incluye la medición de sedimentos y puntos estratégicos (ZÁRATE, 2023)

h) Hidráulica

Ciencia que se encarga del estudio del comportamiento de flúidos, por lo tanto, comprende a uno de los factores de medición de la mecánica de fluidos, ya sea en movimiento o reposo, además de la interacción con sólidos y demás fluidos (VILLANUEVA DÍAZ et al. 2018)

i) Hidrología

Ciencia que se encarga del estudio del agua, así como su circulación, distribución y propiedades químico-físicos en la superficie, además de su interacción con el medio (VARGAS et al. 2020).

j) Hidrograma unitario

Comprende a la expresión gráfica efectiva unitaria que cuenta con una intensidad constante y distribución homogénea (VARGAS et al. 2020).



k) Hietograma

Representación en forma gráfica de la variación de la lluvia, que presenta abscisas y ordenadas, en los que se plasma el tiempo e intensidad de la lluvia (ROJAS MARMOLEJO 2018)

l) Precipitación

Comprende a las diferentes formas en las que se presenta la humedad, teniendo como origen las nubes, que llegan a la superficie gracias a un proceso físico-químico (PEDROSA 2015)

m) Precipitación efectiva

Fracción de agua proveniente de la lluvia que se almacena en la superficie (ROJAS MARMOLEJO 2018)

n) Periodo de Retorno

Tiempo promedio en el que se mide el regreso del caudal a su fase inicial, antes de efectuar la precipitación, por lo tanto, está medido en años (MONCADA Y WILLEMS 2020)

o) Sistema de drenaje pluvial urbano

Medio por el cual se alcanza el recojo, transporte y descarga de las aguas de origen pluvial, realizado principalmente en lugares urbanos (LAVADO CASIMIRO et al. 2013)



CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1. Tipo y nivel de investigación

4.1.1. Tipo de investigación

El desarrollo de la presente, se encuentra dentro del tipo aplicado de investigación, toda vez que según (HERNÁNDEZ-SAMPIERI Y MENDOZA, 2018), a partir de este, se realizó el análisis de las precipitaciones y caudales pluviales, con la finalidad de brindar facilidades para el diseño de sistemas de drenaje pluvial dentro de la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay bajo la descripción del comportamiento de las lluvias durante un periodo de medición correspondiente a 24 horas, para la estimación de las curvas IDF y hallar caudales máximos; por otro lado, comprende al enfoque cuantitativo, ya que, el análisis de datos se realizó a partir de métodos estadísticos.

4.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación utilizado fue el descriptivo, ya que según BERNAL (2016), dentro de este nivel de investigación se pretende conocer a la variable desde el comportamiento natural que desarrolla en el medio.

4.3. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es no experimental – longitudinal, ya que, SILVESTRE Y HUAMÁN (2019), determinan que dentro de este diseño no se realiza modificación deliberada de las variables o fenómenos estudiados, además que los datos utilizados corresponden a registros y productos de SENAMHI e información de satélites.

4.4. Población y muestra

4.4.1. Población

La población para el periodo de este estudio son todos los datos de precipitación, registrados por el SENAMHI, en las estaciones meteorológica de Abancay y granja san Antonio, datos de producto PISCOp de SENAMHI,

también se realiza un estudio a la micro cuenca Sahuanay que es dividida en 9 unidades hidrográficas para el análisis.

Políticamente se encuentra ubicada en:

Región: Apurímac

Provincia: Abancay

Distrito: Tamburco

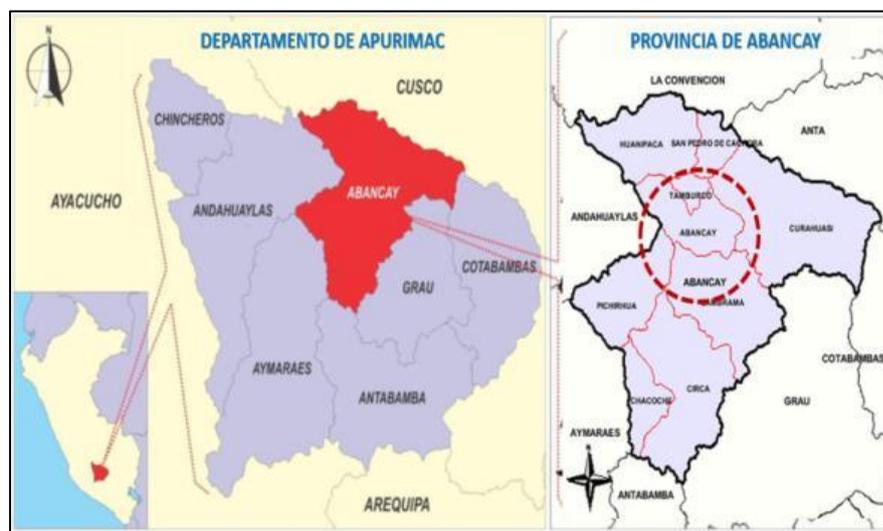


Figura 21— Ubicación Política y Distrital

Extraído de: (Arc Map 10.4.1.)

La quebrada Sahuanay corresponde a uno de los principales tributarios del Río Mariño, que a su vez es afluente del río Pachachaca, y este último fluye hacia el río Apurímac, para posteriormente conformar el río Ucayali y finalmente desembocar en el océano Atlántico.

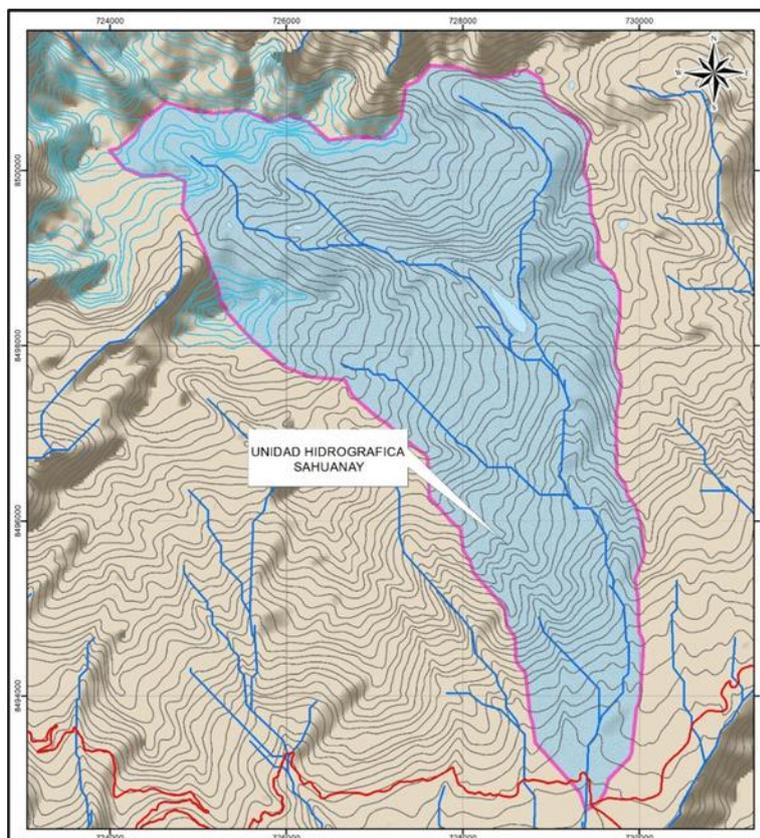


Figura 22 — Micro Cuenca Sahuanay (UH 499928)

Tabla 10 — Codificación Pfasterter

Descripción	Nivel	Codificación
Región Hidrográfica Continental	1	4
Cuenca del río Amazonas	2	49
Cuenca del río Ucayali	3	499
Cuenca Alto Apurímac	4	4999
Cuenca Río Pachachaca	5	49992
Cuenca Río Mariño	6	499928

De acuerdo a la Codificación Pfasterter que se muestra en la tabla la micro cuenca de Sahuanay se encuentra en la cuenca del río Mariño con el nivel 6 y codificación 499928 a partir de ello se delimita la micro cuenca Sahuanay en nueve unidades hidrográficas para mayor análisis.

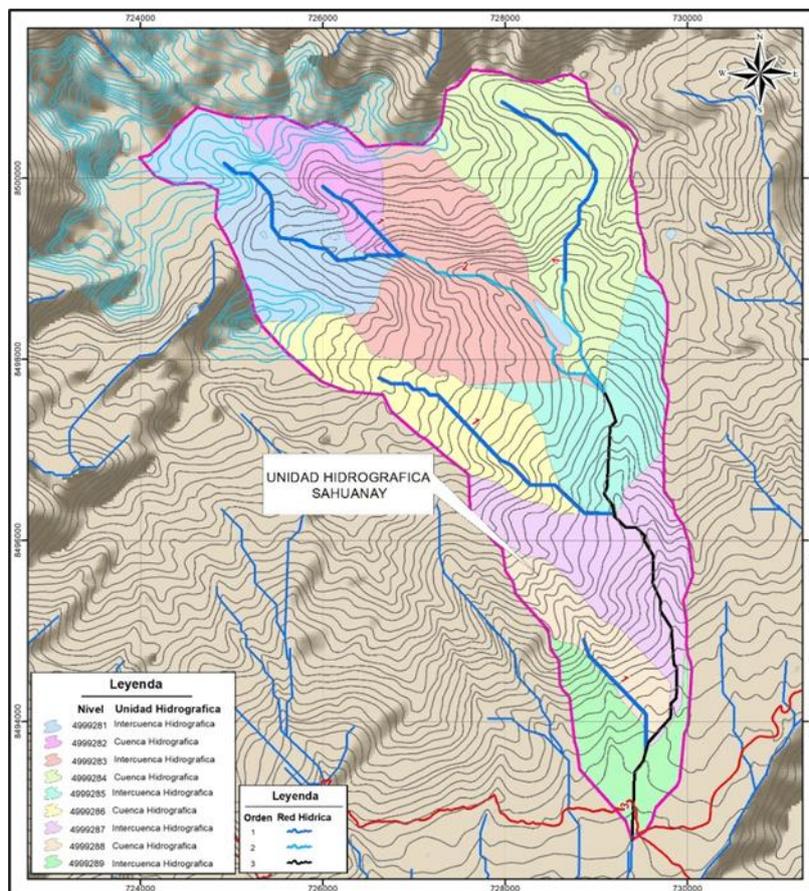


Figura 23 — Codificación Pfaffter Micro Cuenca Sahuanay

4.4.2. Muestra

Son las precipitaciones máximas en 24 horas, por año, la información facilitada por el SENAMHI de las estaciones meteorológicas de Abancay y granja san Antonio, así mismos datos del producto PISCOp de SENAMHI.

4.5. Técnica e instrumentos

En la investigación se utiliza la técnica de la observación para poder obtener los datos corresponden a registros y productos de SENAMHI e información de satélites. Como instrumentos se utilizaron diferentes softwares como Arc Map, Civil 3D, Microsoft Excel, IBM SPSS, HEC HMS y Hcanales.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1. Análisis de resultados

En esta sección se muestra los resultados de la metodología expuesta en el capítulo anterior.

5.1.1. Geomorfología de la cuenca Sahuanay

Para realizar el estudio de la geomorfología se estableció cuatro parámetros y a continuación se muestran los resultados.

5.1.1.1. Parámetros geométricos

Tabla 11 — Parámetros Geométricos de la unidad hidrográfica (UH) micro cuenca Sahuanay

Parámetros		Und	Nomenclatura	Sahuanay	UH 4999281	UH 4999282	UH 4999283	UH 4999284	UH 4999285	UH 4999286	UH 4999287	UH 4999288	UH 4999289
PARÁMETROS GEOMÉTRICOS	Área de la cuenca	Km ²	A	22.64	2.84	1.25	3.92	4.51	2.28	2.39	2.75	1.19	1.52
	Perímetro	Km.	P	25.07	8.50	5.43	9.90	9.85	8.51	9.71	10.38	6.36	8.04
	Centro de Gravedad de la cuenca (UTM)	m	ESTE (X)	727,896	725,437	726,085	727,469	728,541	729,123	727,235	729,152	728,944	729,267
		m	NORTE (Y)	8,497,980	8,499,500	8,500,030	8,498,840	8,499,790	8,497,460	8,497,450	8,495,760	8,494,930	8,493,800

Se incluye el concepto de Centro de Gravedad, debido a que es parámetro el cual nos indica el punto ficticio dentro de la cuenca donde teóricamente se dará la precipitación característica de cada una de las unidades hidrográficas.

5.1.1.2. Parámetros de forma

A continuación, se muestran los parámetros de forma de las 9 unidades hidrográficas y de la micro cuenca principal Sahuanay

Tabla 12 — Parámetros de forma micro cuenca Sahuanay y sus unidades hidrográficas (UH)

Parámetros		Und	Nomenclatura	Sauhanay	UH 4999281	UH 4999282	UH 499928 3	UH 499928 4	UH 499928 5	UH 499928 6	UH 499928 7	UH 499928 8	UH 499928 9
Parámetros de Forma	Índice de Compacidad o Coeficiente de Gravelius (Kc)	s/U	$Kc = 0.282 P / (A)^{1/2}$	1.49	1.42	1.37	1.41	1.31	1.59	1.77	1.77	1.64	1.84
	Longitud paralela al curso más largo	Km.	LB	10.78	4.08	4.12	4.11	4.07	4.14	4.00	4.09	4.11	4.14
	Ancho Medio	Km.	$AM = A / LB$	2.10	0.69	0.30	0.95	1.11	0.55	0.60	0.67	0.29	0.37
	Factor de Forma (Kf)	s/U	$Kf = AM / LB$	0.19	0.17	0.07	0.23	0.27	0.13	0.15	0.16	0.07	0.09
	Relación de Elongación (Re)	s/U	$R=1.1284(A)^{1/2}/L$ B	0.50	0.47	0.31	0.54	0.59	0.41	0.44	0.46	0.30	0.34
	Relación de Circularidad (Rci)	s/U	$4 \pi A/P^2$	0.45	0.49	0.53	0.50	0.58	0.40	0.32	0.32	0.37	0.30
	Rectangulo Equivalente												
	Lado Mayor	Km.	$L = Kc*(\pi*A)^{1/2}/2*(1 + (1-4/\pi*Kc^2))$	8.92	2.92	1.79	3.37	3.10	3.18	3.87	4.13	2.43	3.26
	Lado Menor	Km.	$B= At / L$	2.54	0.97	0.70	1.16	1.46	0.72	0.62	0.67	0.49	0.47

5.1.1.3. Parámetros de relieve

Se presenta los polígonos de frecuencia y las curvas hipsométricas de las 09 unidades hidrográficas (UH).

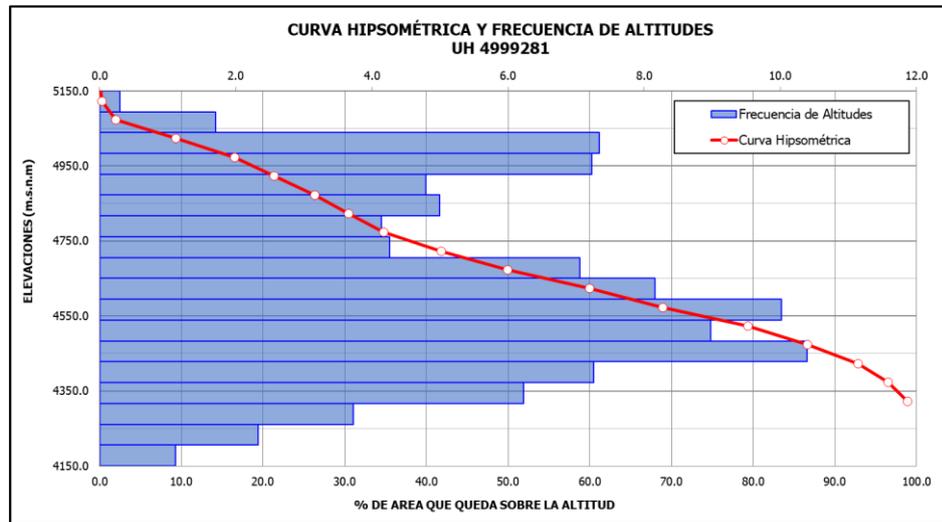


Figura 24 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999281)

Se observa en la siguiente figura (UH 1) los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 4731.10 m.s.n.m. en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella, así mismo la curva hipsométrica se aproxima a la curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

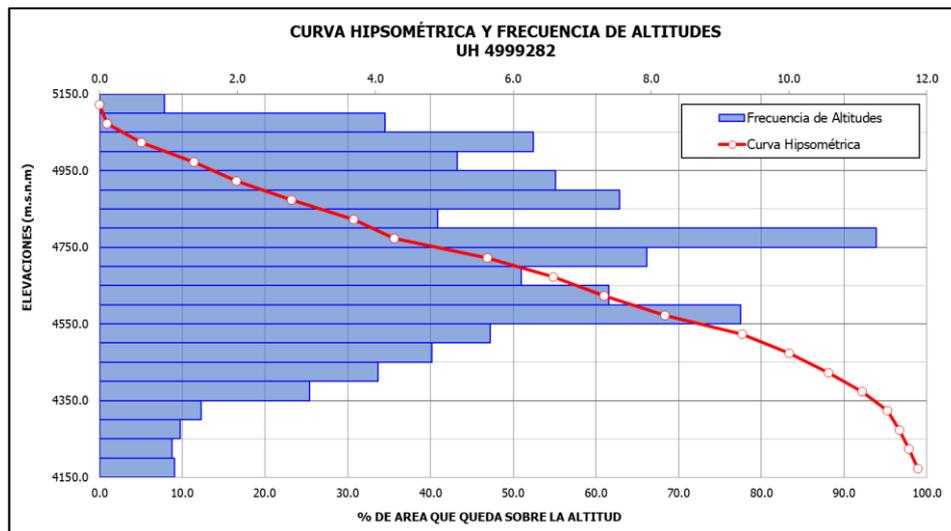


Figura 25 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999282)

En la siguiente figura (UH 2) se puede ver los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 4715.30 m.s.n.m.



en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella, la curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

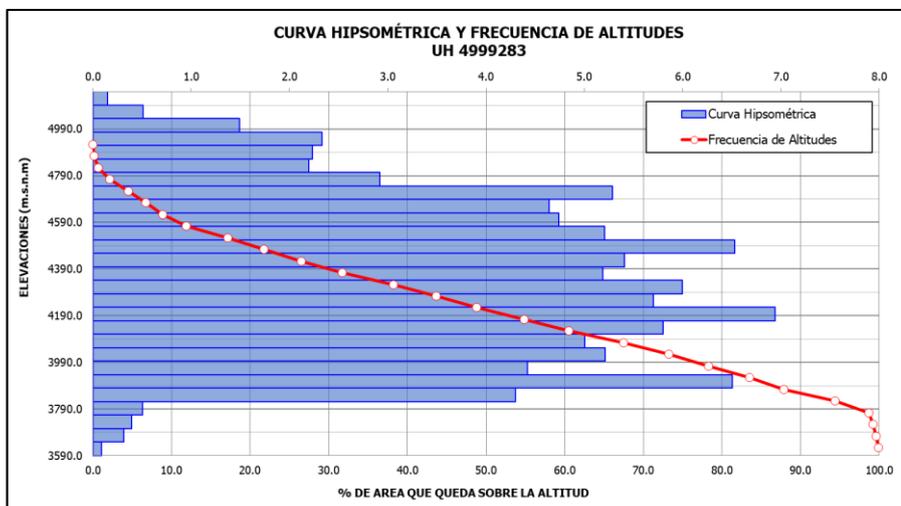


Figura 26 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999283)

En la siguiente figura (UH 3) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 4254.10 m.s.n.m. en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella, la curva hipsométrica se aproxima a una curva inferior (C) y es característica de una cuenca en sedimentaria que se encuentra en fase de vejez.

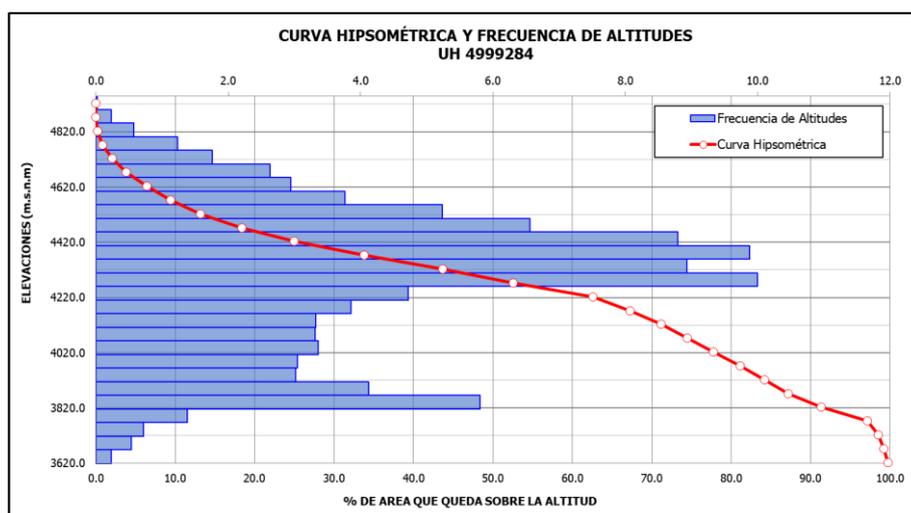


Figura 27 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999284)

En la siguiente figura (UH 4) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 4273.50 m.s.n.m.

en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella. La curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

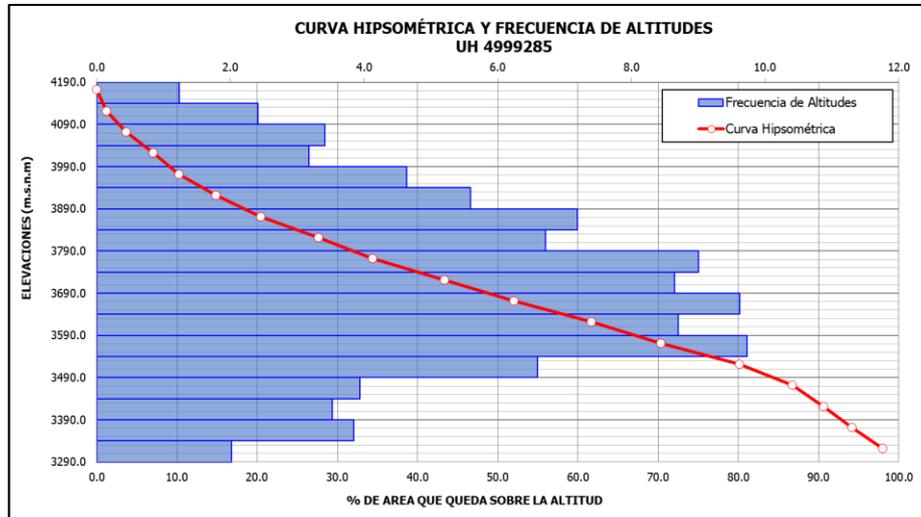


Figura 28 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999285)

En la siguiente figura (UH 5) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 3720.30 m.s.n.m. en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella. La curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

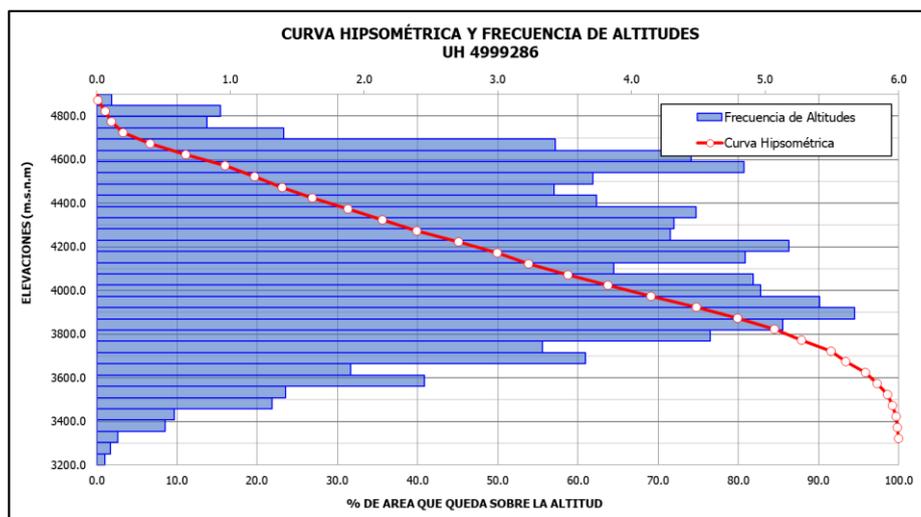


Figura 29 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999286)

En la siguiente figura (UH 6) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 4202.80 m.s.n.m.



en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella. La curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

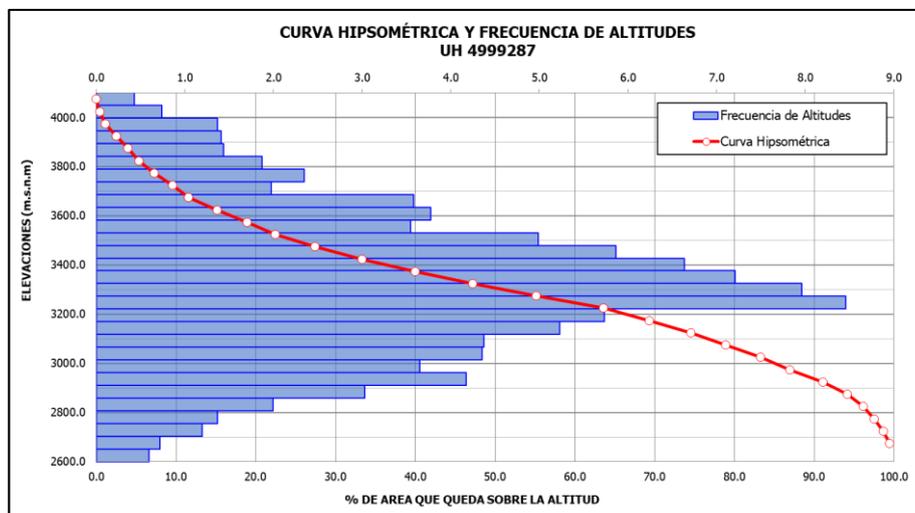


Figura 30 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999287)

En la siguiente figura (UH 7) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 3341.40 m.s.n.m. en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella. La curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

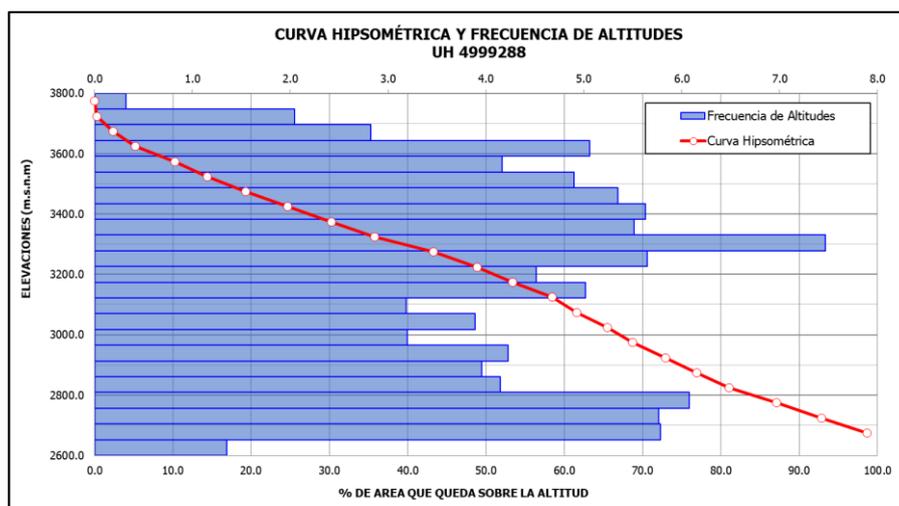


Figura 31 — Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999288)

En la siguiente figura (UH 8) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 3200.00 m.s.n.m.



en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella. La curva hipsométrica es curva intermedia (B) característica de una cuenca en equilibrio que se encuentra en fase de madurez.

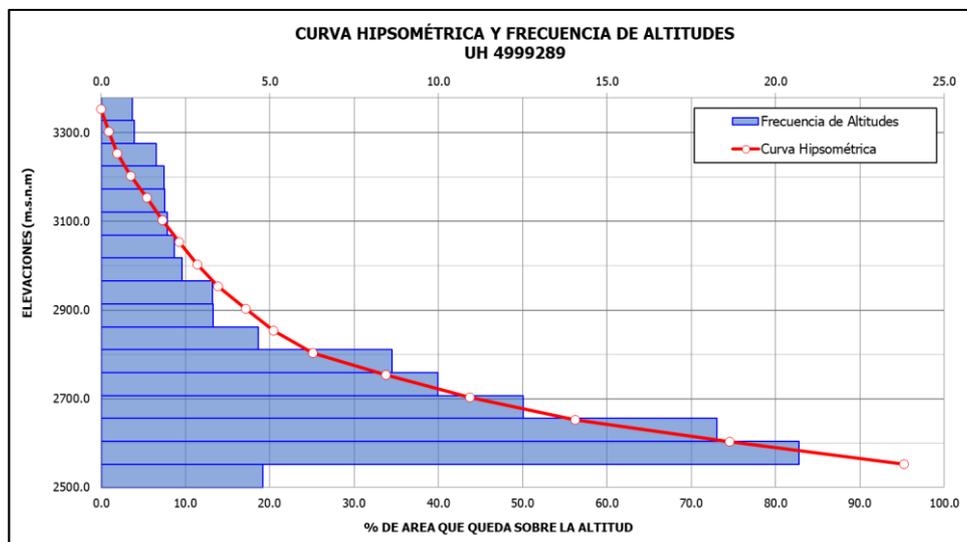


Figura 32— Curva hipsométrica y frecuencia de altitudes de la (UH 4999289)

En la siguiente figura (UH 9) se observa los polígonos de frecuencias de la cuenca del mismo modo la altitud media se encuentra en los 2762.90 m.s.n.m. en el cual el 50% del área de la cuenca está situado por encima de esa altitud y el 50 % está situada por debajo de ella, la curva hipsométrica se aproxima a una curva inferior (C) y es característica de una cuenca en sedimentaria que se encuentra en fase de vejez.

Los parámetros de relieve nos ayudasen básicamente a determinar la relación que existe entre el desnivel altitudinal del cauce y su longitud. A continuación, se presenta de las 09 unidades hidrográficas y de la micro cuenca principal



Tabla 13 – Parámetros de Relieve Unidades Hidrográficas

PARÁMETROS	UND	NOMENCLATURA	SAHUANAY	UH 4999281	UH 4999282	UH 4999283	UH 4999284	UH 4999285	UH 4999286	UH 4999287	UH 4999288	UH 4999289	
PARÁMETROS DE RELIEVE	Pendiente cuenca (Criterio del Rectángulo Equivalente)	(%)	Ic =Ht / B	1.06	1.08	1.43	1.16	0.93	1.22	2.63	2.21	2.39	1.88
	Desnivel total de la cuenca	Km.	Ht	2.70	1.05	1.00	1.35	1.35	0.87	1.62	1.47	1.17	0.88
	Desnivel total del río	m.	Htm	2,375.00	725.00	430.00	550.00	780.00	275.00	1,075.00	700.00	525.00	125.00
	Altura máxima cuenca	m.s.n.m	Hcu	5,198.00	5,198.00	5,148.00	4,949.00	4,948.00	4,197.00	4,948.00	4,099.00	3,799.00	3,378.00
	Altura máxima río	m.s.n.m	Hmáx	4,875.00	4,875.00	4,580.00	4,150.00	4,380.00	3,600.00	4,400.00	3,325.00	3,150.00	2,625.00
	Altura mínima río	m.s.n.m	Hmín	2,500.00	4,150.00	4,150.00	3,600.00	3,600.00	3,325.00	3,325.00	2,625.00	2,625.00	2,500.00
	Altura media de la cuenca	m.s.n.m	Hm		4,731.10	4,715.30	4,254.10	4,273.50	3,720.30	4,202.80	3,341.40	3,200.00	2,762.90

5.1.1.4. Parámetros de la red hidrográfica

MONSALVE (1999), refiere que la densidad de drenaje (Dd), usualmente toma valores entre $0.5 \frac{km^2}{km}$ para hojas con drenaje pobre hasta $3.5 \frac{km^2}{km}$ para hojas excepcionalmente bien drenadas (cuencas con tiempos de concentración más cortos).

Tabla 14 — Parámetros de la red Hidrográfica micro cuenca Sahuanay

PARÁMETROS		UND	NOMENCLATURA	SAHUANAY
PARÁMETROS DE LA RED HIDROGRÁFICA	LONGITUD DE CORRIENTES DE ACUERDO AL GRADO DE RAMIFICACIÓN	Km.	Orden 1	12.07
		Km.	Orden 2	4.36
		Km.	Orden 3	5.47
		Km.	Orden 4	
		Km.	Orden 5	
	Long. Total de corrientes	Km.	Lt	21.90
	NÚMEROS DE RÍOS PARA LOS DIFERENTES GRADOS DE RAMIFICACIÓN	s/U	Orden 1	6.00
		s/U	Orden 2	2.00
		s/U	Orden 3	3.00
		s/U	Orden 4	
		s/U	Orden 5	
	Número Total de corrientes		Nº Ríos	11.00
	Longitud del río principal	Km.	Lr	11.04
	Densidad de drenaje	Km./Km ²	Dd = Lt / At	0.97
Pendiente media del cauce principal	(%)	Im=(Hmáx-Hmín)/Lr	22	

5.1.1.5. Tiempo de Concentración (Tc)

Se calculó los tiempos de concentración en cada unidad hidrográfica y en toda la micro cuenca para mayor análisis por las 3 metodologías hallándose la mediana como valor medio de los tiempos encontrados.



Tabla 15— Cálculo de tiempos de concentración por varias metodologías

CÁLCULO DE TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN (min)											
FORMULAS PARA TIEMPOS DE CONCENTRACIÓN											
METODOLOGÍA	FÓRMULA	SAHUANAY	UH 4999281	UH 4999282	UH 4999283	UH 4999284	UH 4999285	UH 4999286	UH 4999287	UH 4999288	UH 4999289
CALIFORNIA CULVERT PRACTICE	$tc = 60 \left[\frac{0.87075 \cdot L^3}{H} \right]^{0.385}$	45.71	23.29	28.48	25.91	22.65	33.83	20.01	23.61	26.37	45.83
DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS	$Tc = 0.3 \left[\frac{L}{J^{1/4}} \right]^{0.76}$	40.25	19.89	21.96	20.96	19.61	23.91	18.45	20.02	21.15	27.78
KIRPICH	$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{S_0}} \right)^{0.77}$	45.47	23.17	28.33	25.77	22.52	33.65	19.91	23.48	26.23	45.58
Mediana		45.47	23.17	28.33	25.77	22.52	33.65	19.91	23.48	26.23	45.58

5.1.2. Información meteorológica de precipitación

5.1.2.1. Ubicación de estaciones meteorológicas con datos observados

Para conocer el comportamiento climático del área de estudio hidrológico de la cuenca, se ha recurrido a la estación meteorológica Abancay que es administrada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), la misma que es a la única estación meteorológica disponible cercana a la zona de estudio los cuales se tiene datos desde 1970 hasta 2018 en dos estaciones diferentes; en la estación Abancay se obtuvo datos desde 1970 hasta 2007 fecha en la que dejó de funcionar por reubicación de dicha estación.

En el otro cuadro se puede observar datos desde 2013 hasta 2018 ubicada la estación en su nueva posición de la granja san Antonio del distrito de Tamburco, en dichos datos se puede observar que existe un desfase de 5 años que se dejó de tomar datos.

Tabla 16 — Estaciones Meteorológicas disponibles

Estación	Ubicación	Latitud/ utm	Longitud/ utm	Elevación (m.s.n.m)	Información	Disponibili dad
Map Abancay	Distrito Abancay	13°37'39" 727337.00	72°53'55" 8492487.20	2619	Precipitación Total MensualPrecipi tación Máxima En 24 Horas	1970 - 2007
Map Granja San Antonio	Distrito Tamburco	13°36'29" 730422.30	72°52'13" 8494612.20	2750	Precipitación Total MensualPrecipi tación Máxima En 24 Horas	2013 - 2018

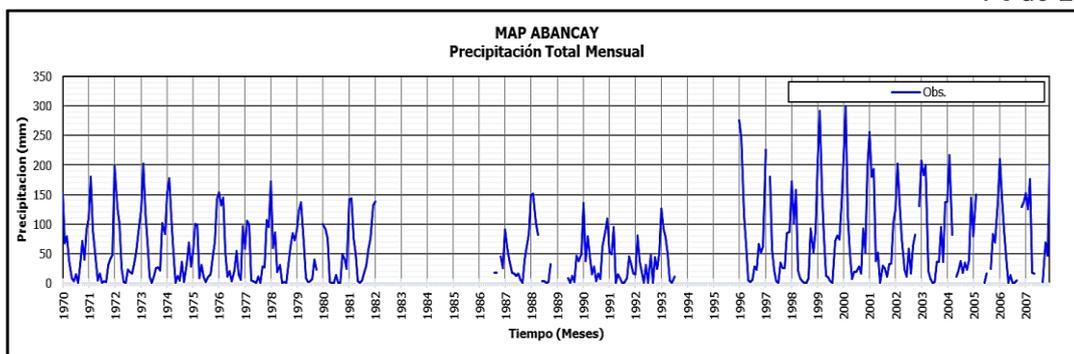


Figura 33 — MAP Abancay precipitación total mensual (observados)

Adaptado de SENAMHI

En la serie numérica mostrada de la estación Abancay se puede ver el comportamiento de las precipitaciones total mensual por año en lo cual; existe desfase de años en datos y no cumple con datos continuos de 20 años para estudios hidrológicos, sin embargo, tomaremos como patrón para la validación de datos.

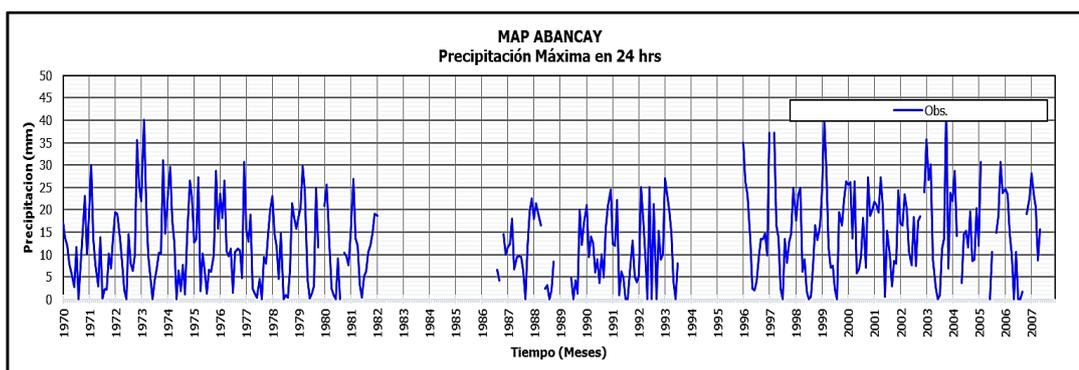


Figura 34 — MAP Abancay precipitación máxima en 24 hrs (observados)

Adaptado de SENAMHI

Del mismo modo se observa serie de tiempos para precipitación máxima de 24 hrs en el cual también existe espacios vacíos de datos en años lo cual no se dispone con información hidrológica suficiente.

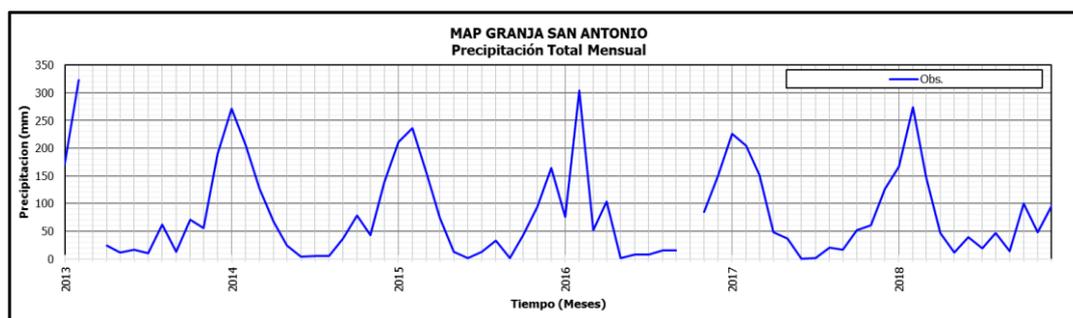


Figura 35 — MAP Granja San Antonio Precipitación Total Mensual

Adaptado de SENAMHI



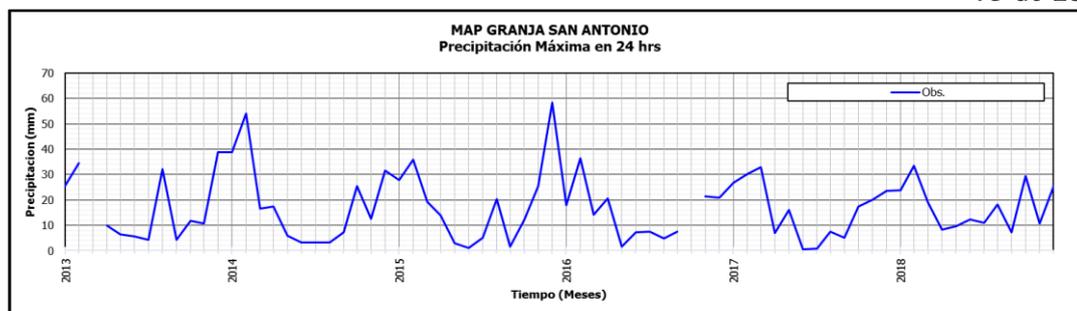


Figura 36 — MAP Granja San Antonio Precipitación Máxima en 24 hrs (Observados)

Adaptado de SENAMHI

En la granja san Antonio se cuenta con datos de 5 años de precipitaciones mensuales y máximas de 24 hrs tal como se muestra en la serie de tiempos.

5.1.2.2. Comparación de data PISCOp con data observada de estaciones

Se realizó la validación de los datos PISCOp respecto a la data observada usando indicadores estadísticos como son el coeficiente de correlación Pearson (r) el cual para tener una buena dependencia estadística debe ser cercano a 1, con un valor de 0.7 como mínimo aceptable, según la OMM.

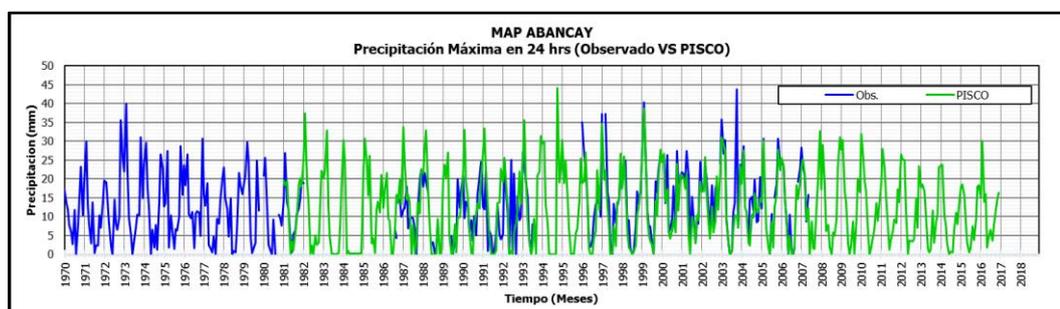


Figura 37 — Comparación Precipitación Máxima en 24 horas (Data Observada vs PISCO) ABANCAY

Adaptado de SENAMHI

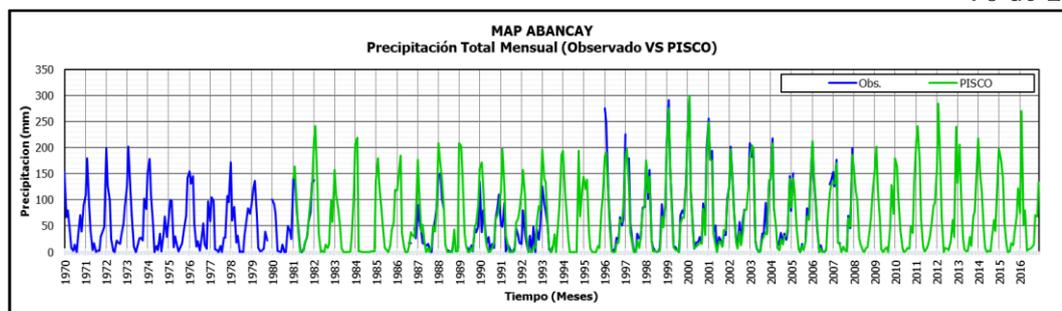


Figura 38 — Comparación Precipitación Total Mensual (Data Observada vs PISCO) ABANCAY

Adaptado de SENAMHI

En los gráficos mostrados de precipitaciones máximas de 24 hrs y precipitaciones totales mensual entre datos observados y producto piscop se observa en la serie numérica de datos que, existe una similitud en el comportamiento de precipitaciones.

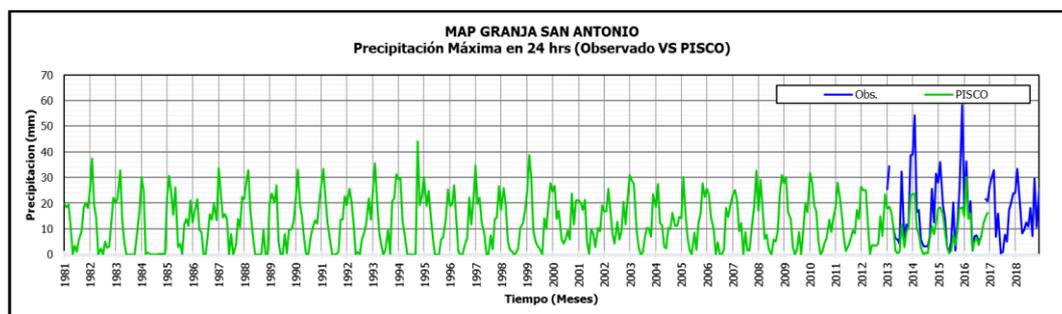


Figura 39 — Comparación Precipitación Máxima en 24 horas (Data Observada vs PISCO) GRANJA SAN ANTONIO

Adaptado de SENAMHI

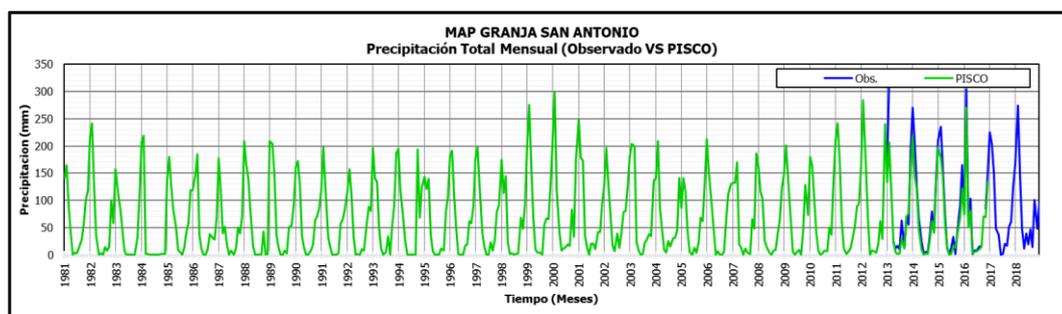


Figura 40 — Comparación Precipitación Total Mensual (Data Observada vs PISCO) GRANJA SAN ANTONIO

Adaptado de SENAMHI

Del mismo modo se realizó la comparativa de precipitaciones de la granja san Antonio y el producto PISCOp y se puede apreciar visualmente la similitud.

Para la validación de datos se utilizó los registros pluviométricos de SENAMHI de la estación Abancay y Granja san Antonio y por otra parte se descargaron datos del producto PISCOp de SENAMHI utilizando las coordenadas de las dos estaciones meteorológicas para mayor precisión.

Se realizaron las correlaciones para las dos estaciones observadas, y para información referente a precipitación total mensual y precipitación máxima en 24 horas, dando resultados favorables, lo que es un indicativo que el producto PISCOp es adecuado para realizar estudios hidrológicos como es el caso de la presente tesis.

5.1.2.3. Prueba de normalidad para estación Abancay

a) Hipótesis de Normalidad

$H_0 =$ Los datos siguen una distribución normal

$H_1 =$ Los datos no siguen una distribución normal

b) Nivel de significancia

$\alpha = 0.05$ (margen de error)

c) Prueba de Normalidad

Si $n > 50$ se aplica kolmogorov smirnov

Si $n \leq 50$ se aplica shapiro wilk

d) Estadístico de prueba

Si P- valor < 0.05 se rechaza la H_0

Si P- valor ≥ 0.05 se acepta la H_0 y se rechaza la H_1

Tabla 17 — Prueba de normalidad

	Pruebas de normalidad					
	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Obs. 24H	0,069	220	0,012	0,967	220	0,000
PISCO 24H	0,091	220	0,000	0,951	220	0,000



De acuerdo a la tabla mostrada se concluye que los datos no siguen una distribución normal y son datos no paramétricos por lo que aplicaremos coeficiente de correlación de Spearman.

5.1.2.3.1. Estación Abancay Precipitación Máxima 24h

Tabla 18 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO

		Correlaciones		
			Obs. 24H	PISCO 24H
Rho de Spearman	Obs. 24H	Coeficiente de correlación	1,000	0,789**
		Sig. (bilateral)	.	0,000
		N	220	220
	PISCO 24H	Coeficiente de correlación	0,789**	1,000
		Sig. (bilateral)	0,000	.
		N	220	220

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

El coeficiente Rho de Spearman = 0.789 y su grado de relación entre datos observados y datos de PISCO es positiva alta.

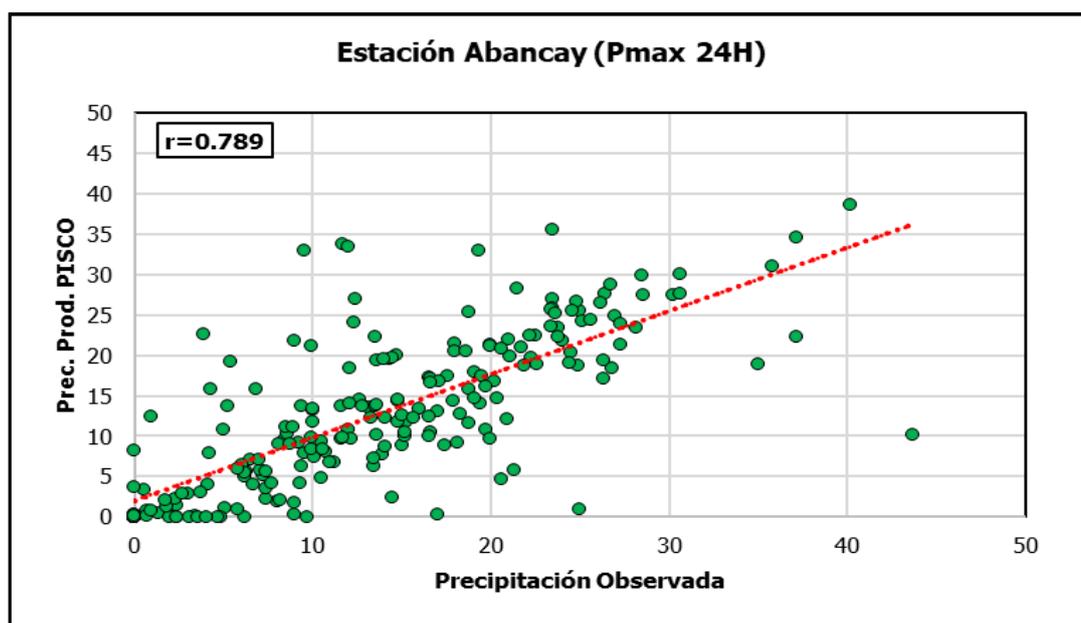


Figura 41 — Correlación Datos Observados versus PISCO estación Abancay

Adaptado de SENAMHI



5.1.2.3.2. Estación Abancay Precipitación Total Mensual

Tabla 19— Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO

Correlaciones				
			Obs. M	PISCO M
Rho de Spearman	Obs. M	Coefficiente de correlación	1,000	0,918**
		Sig. (bilateral)	.	0,000
		N	224	224
	PISCO M	Coefficiente de correlación	0,918**	1,000
		Sig. (bilateral)	0,000	.
		N	224	224

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

El coeficiente Rho de Spearman = 0.918 y su grado de relación entre datos observados y datos de PISCOp es positiva alta.

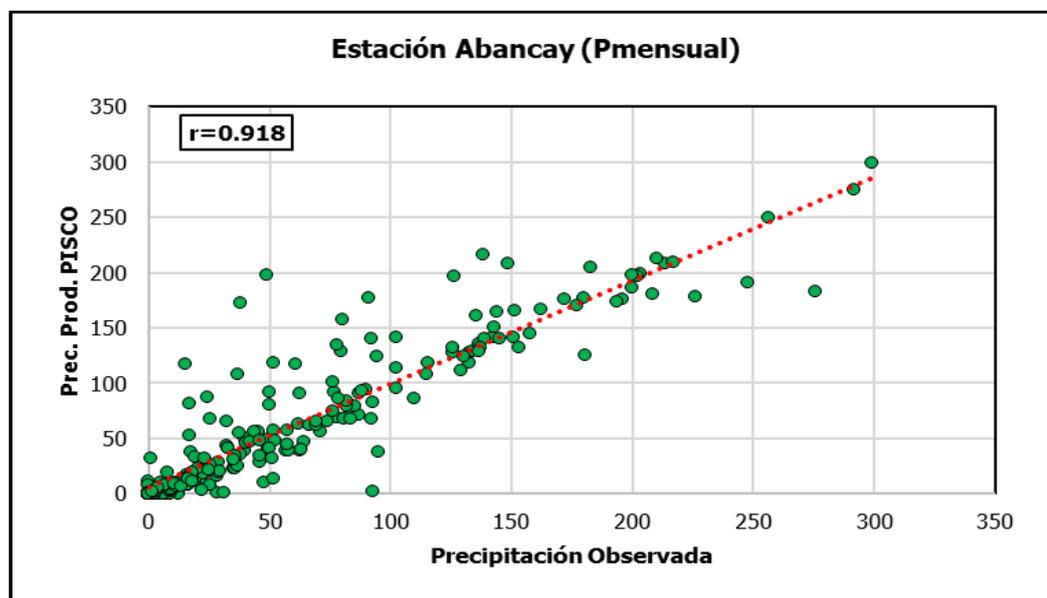


Figura 42 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay
Adaptado de SENAMHI



5.1.2.4. Prueba de normalidad para estación San Antonio

a) Hipótesis de Normalidad

$H_0 =$ Los datos siguen una distribución normal

$H_1 =$ Los datos no siguen una distribución normal

b) Nivel de significancia

$\alpha = 0.05$ (margen de error)

c) Prueba de Normalidad

Si $n > 50$ se aplica kolmogorov smirnov

Si $n \leq 50$ se aplica shapiro wilk

d) Estadístico de prueba

Si P- valor < 0.05 se rechaza la H_0

Si P- valor ≥ 0.05 se acepta la H_0 y se rechaza la H_1

Tabla 20 — Prueba de normalidad para estación San Antonio

Pruebas de normalidad						
	Kolmogorov-Smirnov ^a			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Obs. 24H	0,143	46	0,019	0,893	46	0,000
PISCO 24H	0,104	46	0,200*	0,945	46	0,030

*. Esto es un límite inferior de la significación verdadera.

De acuerdo a la tabla mostrada se concluye que los datos no siguen una distribución normal y son datos no paramétricos por lo que aplicaremos coeficiente de correlación de Spearman.



5.1.2.4.1. Estación Granja San Antonio Precipitación Máxima 24h

Tabla 21 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO

		Correlaciones		
			Obs. 24H	PISCO 24H
Rho de Spearman	Obs. 24H	Coeficiente de correlación	1,000	0,928**
		Sig. (bilateral)	.	0,000
		N	46	46
	PISCO 24H	Coeficiente de correlación	0,928**	1,000
		Sig. (bilateral)	0,000	.
		N	46	46

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

El coeficiente Rho de Spearman = 0.928 y su grado de relación entre datos observados y datos de PISCOp es positiva alta.

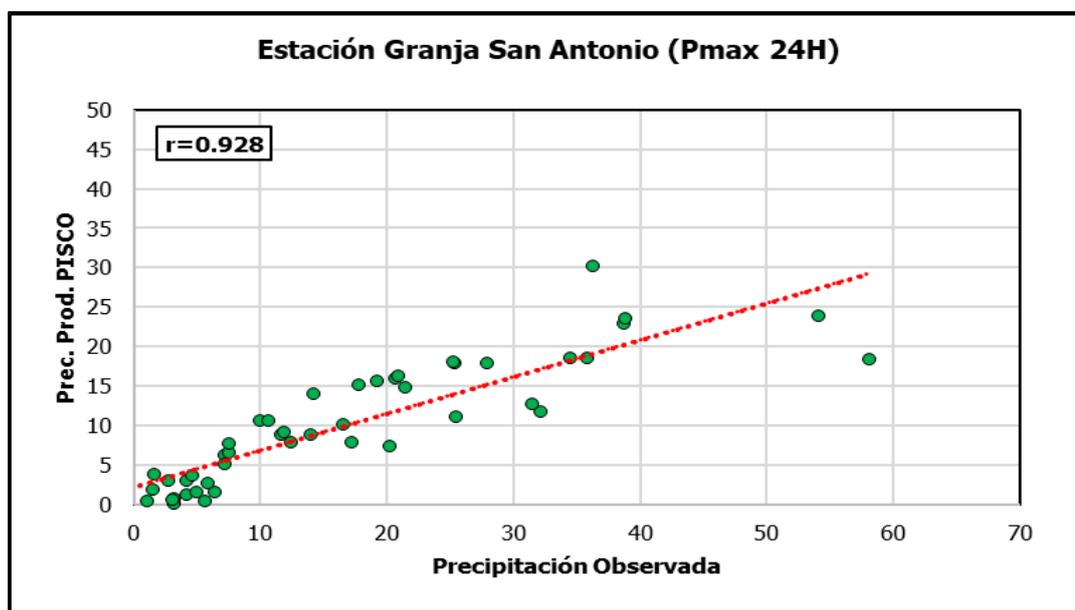


Figura 43 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay
Adaptado de SENAMHI

5.1.2.4.2. Estación Granja San Antonio Precipitación Total Mensual

Tabla 22 — Correlación de Rho Spearman de datos observados y producto PISCO

Correlaciones				
			Obs. M	PISCO M
Rho de Spearman	Obs. M	Coefficiente de correlación	1,000	0,960**
		Sig. (bilateral)	.	0,000
		N	46	46
	PISCO M	Coefficiente de correlación	0,960**	1,000
		Sig. (bilateral)	0,000	.
		N	46	46

** . La correlación es significativa en el nivel 0,01 (bilateral).

El coeficiente rho de Spearman = 0.960 y su grado de relación entre datos observados y datos de PISCOp es positiva alta.

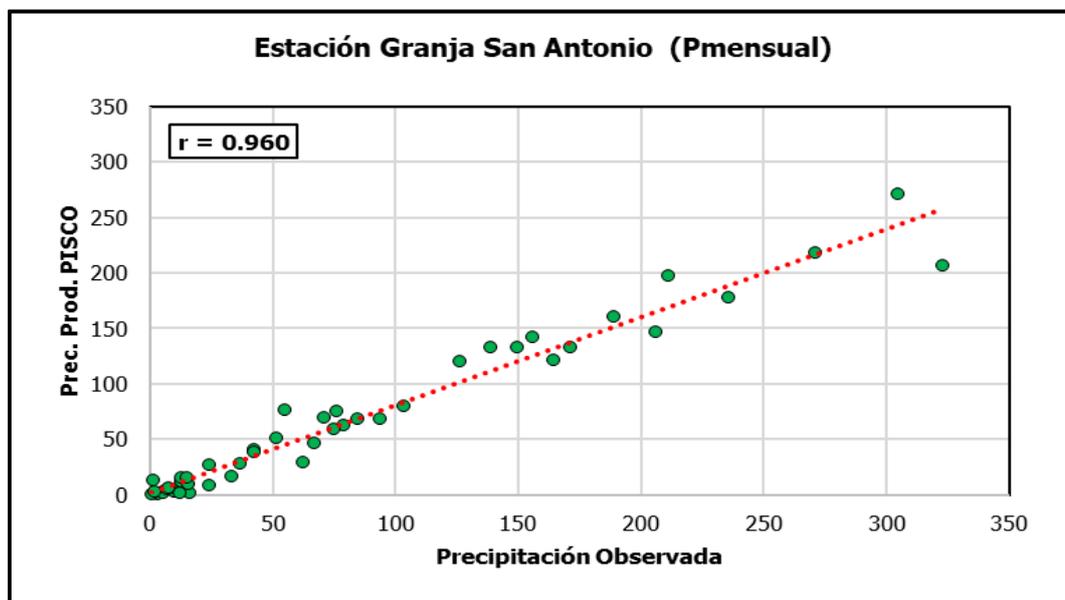


Figura 44 — Correlación Datos Observados versus PISCOp estación Abancay
Adaptado de SENAMHI

Como se observan las figuras anteriores el rendimiento del producto PISCOp en las dos estaciones es adecuado para realizar



estudios en la zona por lo que en la presente tesis se utilizara el producto PISCOp, para el análisis de las máximas avenidas del rio de la micro cuenca Sahuanay.

5.1.3. Análisis de precipitación

Para describir la ocurrencia de precipitaciones máximas diarias y mensuales en la zona de estudio, se dispuso los registros históricos de precipitación del producto PISCOp, el cual se extrajo en el centro de gravedad de cada una de las 9 Unidades Hidrográficas que se dividió la micro cuenca de la quebrada Sahuanay, es decir se descargaron datos PISCOp de SENAMHI utilizando las coordenadas UTM del centro de gravedad de cada unidad hidrográfica que se encuentran dentro de la micro cuenca Shuanay.

En términos generales, el análisis de los datos de la precipitación, muestran comportamiento similar, tanto espacial como temporal, lo que indica que los patrones climáticos que condicionan las precipitaciones tienen el mismo efecto en la zona en estudio.

Según el producto PISCOp se han podido extraer tres tipos de precipitaciones para las 9 UH, las cuales corresponden, a los hidrogramas:

P1, P2 y P3, que representan a la zona alta, zona media y zona baja de la micro cuenca del rio Sahuanay y de acuerdo a las UH, se distribuyen de la siguiente manera.

Tabla 23 — Correspondencia unidad hidrográfica (UH) y precipitaciones

PRECIPITACIÓN	SÍMBOLO	UH
ZONA ALTA	P1	UH 4999281
		UH 4999282
ZONA MEDIA	P2	UH 4999283
		UH 4999284
		UH 4999285
		UH 4999286
		UH 4999287
ZONA BAJA	P3	UH 4999288
		UH 4999289



Para la caracterización pluviométrica del área de estudio se utilizaron dos tipos de información pluviométricas:

- Registros históricos de precipitación media mensual
- Registros históricos de precipitación máxima en 24 horas

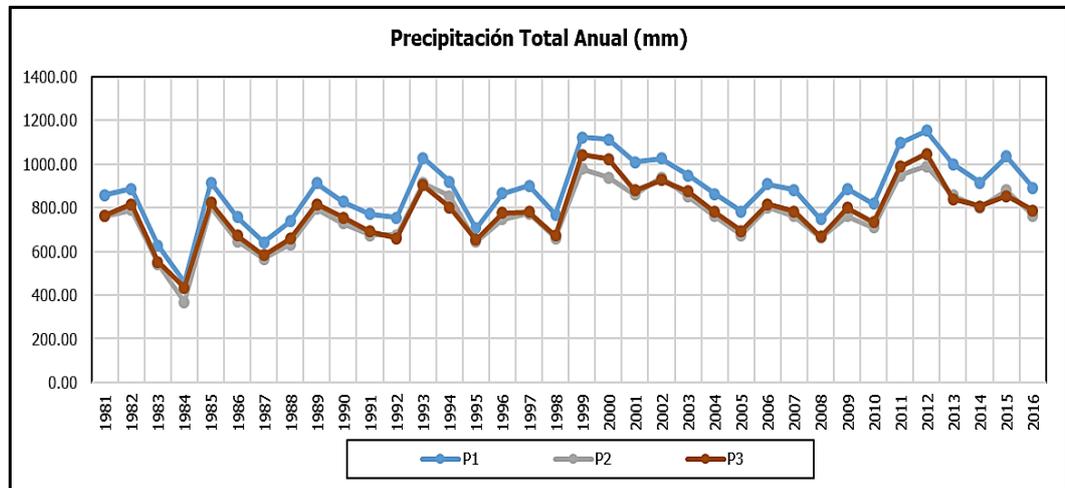


Figura 45— Precipitación Total Anual

La grafica 45 corresponde a registros históricos de precipitación media mensual, parámetro que utilizo para caracterizar el régimen pluviométrico que en el caso en estudio se inicia en el mes de setiembre paulatinamente se va incrementando la frecuencia en el mes de marzo, mientras que entre mayo y setiembre la precipitación es menor. Así mismo en serie numérica se puede verificar que en la zona alta (P1) mayor es la precipitación pluvial mientras en la zona media (P2) y zona baja (P3) el comportamiento de las precipitaciones es casi similares.

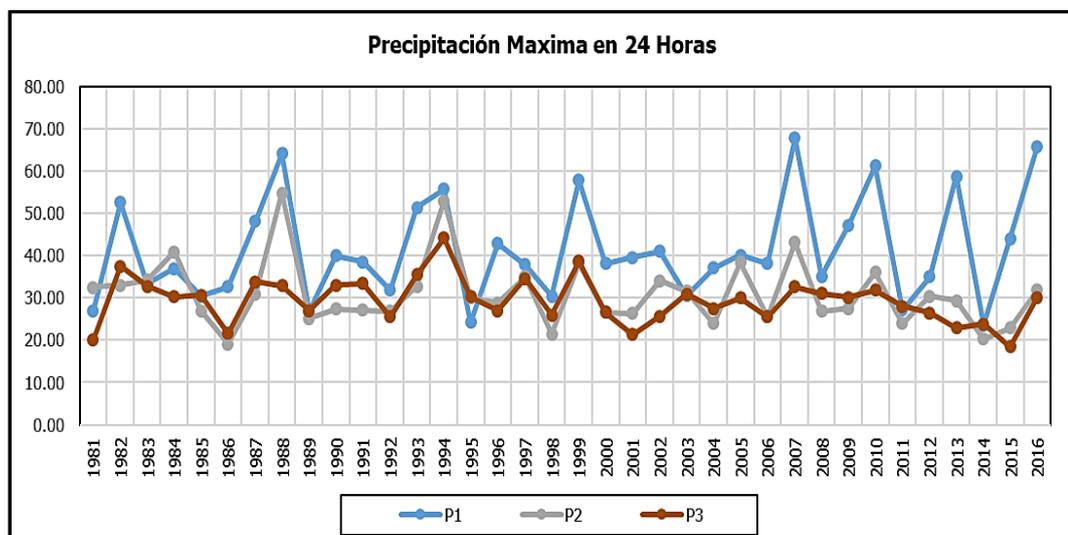


Figura 46— Precipitación Máxima en 24 horas



La grafica corresponde a registros históricos de precipitación en 24 horas, parámetro que es utilizado para estimar las descargas o eventos de caudales máximos sobre la base de la precipitación máxima probable.

Para las precipitaciones máximas de 24 horas también en la zona alta (P1) existe mayor precipitación

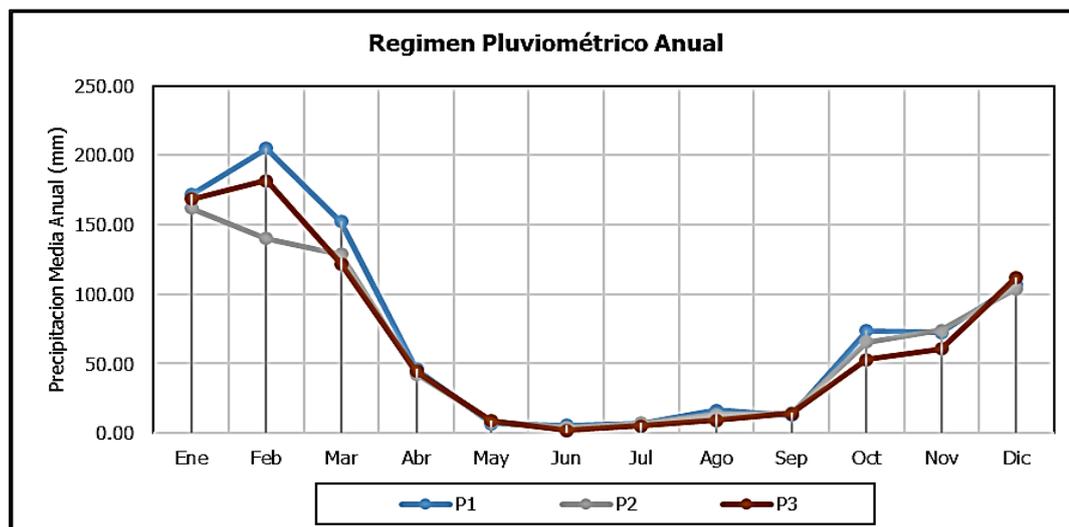


Figura 47 — Régimen Pluviométrico Anual

La distribución temporal de las precipitaciones, muestra tres periodos claramente definidos:

- Un período lluvioso, caracterizado por abundantes precipitaciones, comprendido entre los meses de diciembre a marzo.
- Un período seco o de estiaje, caracterizado por la ausencia o escasa precipitación comprendida entre los meses de mayo, junio, julio y agosto.
- Un periodo de transición, antes y después del periodo lluvioso, caracterizado por el incremento paulatino y disminución súbita de las lluvias, comprendida en los meses de abril, setiembre, octubre y noviembre.

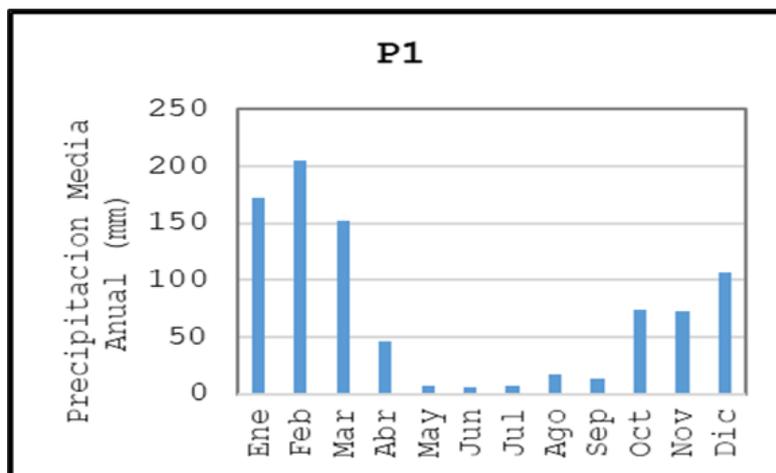


Figura 48 — Régimen Pluviométrico Anual (P1)

En el diagrama de barras de la zona alta (P1) en la micro cuenca Sahuanay se observa el comportamiento del régimen pluviométrico anual de cada mes; alcanzando la máxima precipitación en el mes de febrero.

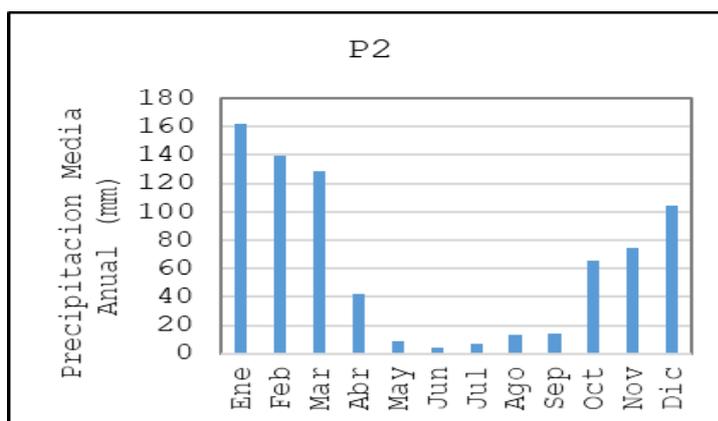


Figura 49 — Régimen Pluviométrico Anual (P2)

En el diagrama de barras de la zona media (P2) en la micro cuenca Sahuanay se observa las máximas precipitaciones en los meses de enero febrero y marzo.

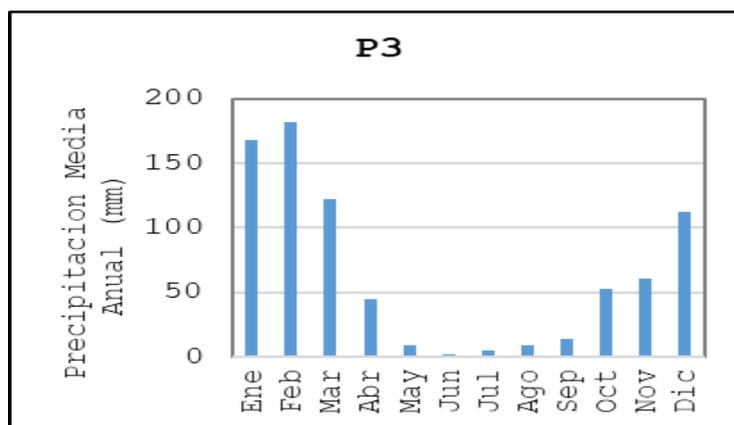


Figura 50 — Régimen Pluviométrico Anual (Barras)

En el diagrama de barras de la zona baja (P3) de la micro cuenca Sahuanay se observa las máximas precipitaciones en los meses enero febrero y marzo.

5.1.4. Análisis de precipitación máxima

Se han analizado los tres hidrogramas P1, P2 y P3, entendiendo que la cuenca de la quebrada Sahuanay no es monitorizada, es decir no cuenta con registros de caudales, el procedimiento que se desarrolla en la presente tesis es el siguiente:

- Contamos con registros de precipitación máxima en 24 horas, de tres sub zonas P1, P2 y P3, con registro desde 1981 a 2016 (36 años de registro continuo de datos)
- Con estos valores determinaremos precipitaciones asociadas a distintos periodos de retorno, usando el método de análisis de frecuencias, que en este caso se da mayor relevancia al periodo de retorno de 100 años, entendiendo que las obras de drenaje superficial se diseñan con este periodo de retorno.
- A partir del análisis de estos valores, establecemos las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia.
- Determinamos la lámina de lluvia (en milímetros) y la intensidad de la tormenta asociada al tiempo de concentración (en minutos), de la micro cuenca Sahuanay y sus unidades hidrográficas.
- Construimos el hietograma de tormenta
- Hacemos uso de las distintas metodologías utilizadas para la cuantificación de caudales, para toda la micro cuenca Sahuanay, en el caso del modelado por unidades hidrográficas discretizando cada una de estas se usó el modelo del

Número de Curva del Soil Conservation Service implementado en el software HEC HMS,

- Finalmente se hace la comparación de los resultados obtenidos, utilizando criterios estadísticos para la selección de la metodología más idónea.

5.1.4.1. Determinación del periodo de retorno y probabilidad de ocurrencia

a) Período de retorno (t)

$$T = \frac{1}{1 - (1-R)^{\frac{1}{n}}} \quad (85)$$

Donde:

R : riesgo o falla

T : periodo de retorno en años

n : vida útil del proyecto en años

b) Riesgo de falla

Por lo común el ingeniero diseña una obra para resistir una avenida de cierta magnitud.

De forma más sencilla se entiende por riesgo de fallo a la probabilidad de que un evento con un periodo de retorno de T años ocurra al menos una vez en N años.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (86)$$

Donde:

R : riesgo o falla

T : periodo de retorno en años

n : vida útil del proyecto en años

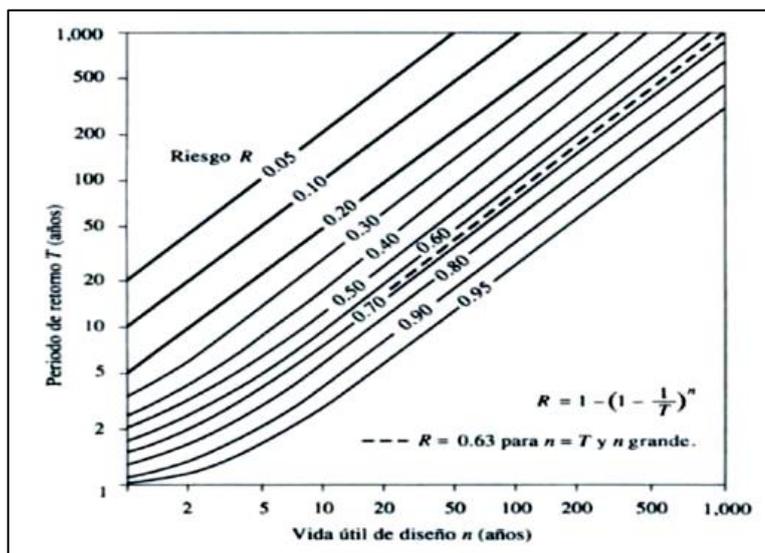


Figura 51 — Riesgo de por lo menos una Excedencia del Evento de Diseño durante la Vida Útil

Extraído de: (CAHUANA,2009)

Tabla 24— Valores de Periodo de Retorno (T) en años

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	1	18	37	73	144

Extraído de: (VEN TE CHOW, 1994)

Considerando que a lo largo de la cuenca Sahuanay existen diversas obras de drenaje se prevé una vida útil de 25 años, para un riesgo de falla del 25%, tendríamos un periodo de retorno de acuerdo a la tabla anterior de **87 años**, sin embargo, para la presente tesis admitimos un periodo de retorno de **100 años**.



c) Modelos Probabilísticos de Eventos Extremos

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- Distribución Normal
- Distribución Log Normal 2 parámetros
- Distribución Log Normal 3 parámetros
- Distribución Gamma 2 parámetros
- Distribución Gamma 3 parámetros
- Distribución Log Pearson tipo III
- Distribución Gumbel
- Distribución Log Gumbel

Las lluvias máximas horarias o diarias por lo común se ajustan bien a la distribución de valores extremos tipo I o Gumbel, a la Log-Pearson tipo III y a la gamma incompleta.

Tabla 25 — Precipitaciones máximas de cada año en 24 horas (mm)

DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS							
N°	Año	MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)		MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)		MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)	
		P24 (mm)	Log(P24)	P24 (mm)	Log(P24)	P24 (mm)	Log(P24)
1	1981	26.83	3.2895	32.51	3.4815	20.06	2.9985
2	1982	52.62	3.9632	33.01	3.4967	37.46	3.6232
3	1983	33.31	3.5058	34.17	3.5315	32.76	3.4893
4	1984	36.93	3.6089	40.94	3.7121	30.24	3.4092
5	1985	30.37	3.4133	26.96	3.2943	30.69	3.4238
6	1986	32.64	3.4856	19.04	2.9468	21.55	3.0704
7	1987	48.12	3.8737	30.96	3.4328	33.74	3.5187
8	1988	64.07	4.1600	54.78	4.0033	32.91	3.4938
9	1989	26.87	3.2908	25.18	3.2261	27.01	3.2962
10	1990	40.00	3.6889	27.41	3.3108	33.03	3.4975
11	1991	38.56	3.6522	27.10	3.2994	33.42	3.5092
12	1992	31.87	3.4617	26.79	3.2882	25.48	3.2379
13	1993	51.38	3.9392	32.79	3.4903	35.55	3.5709
14	1994	55.77	4.0213	52.91	3.9687	44.13	3.7872
15	1995	24.19	3.1861	30.06	3.4031	30.24	3.4091
16	1996	42.82	3.7570	28.85	3.3623	26.94	3.2935
17	1997	37.89	3.6346	34.92	3.5531	34.62	3.5444
18	1998	30.46	3.4163	21.41	3.0641	25.91	3.2546
19	1999	57.88	4.0584	38.13	3.6409	38.72	3.6563
20	2000	38.10	3.6402	26.61	3.2812	26.56	3.2795
21	2001	39.53	3.6771	26.36	3.2717	21.39	3.0630
22	2002	40.97	3.7128	34.09	3.5289	25.67	3.2455
23	2003	30.50	3.4176	31.57	3.4521	30.96	3.4327
24	2004	37.10	3.6138	23.93	3.1750	27.51	3.3144
25	2005	40.05	3.6903	38.39	3.6479	30.03	3.4020
26	2006	38.15	3.6416	25.60	3.2425	25.53	3.2397
27	2007	67.84	4.2172	43.13	3.7642	32.58	3.4837
28	2008	35.16	3.5600	26.87	3.2911	31.07	3.4363
29	2009	47.18	3.8541	27.50	3.3141	30.19	3.4075
30	2010	61.24	4.1148	36.04	3.5847	31.83	3.4603
31	2011	27.06	3.2980	23.89	3.1736	28.00	3.3324
32	2012	34.99	3.5550	30.34	3.4124	26.39	3.2731
33	2013	58.78	4.0737	29.31	3.3780	22.93	3.1324
34	2014	23.62	3.1621	20.32	3.0114	23.77	3.1683
35	2015	44.06	3.7856	22.94	3.1328	18.47	2.9162
36	2016	65.79	4.1865	31.88	3.4618	30.08	3.4040
Cantidad de datos n		36	36	36	36	36	36
Máximo		67.84	4.22	54.78	4.00	44.13	3.79
Mínimo		23.62	3.16	19.04	2.95	18.47	2.92
Promedio \bar{x}		41.46	3.68	31.02	3.41	29.37	3.36
Desviación Estándar S		12.30	0.29	7.90	0.24	5.42	0.19
Coefficiente de Asimetría Cs		0.66	0.17	1.33	0.55	0.28	-0.31
K_n		2.639		2.639		2.639	
X_H	$x_H = \bar{x} + K_n \cdot S$	4.449		4.029		3.859	
PH (mm)	Umbral Superior	85.550		56.223		47.438	
X_L	$x_L = \bar{x} - K_n \cdot S$	2.918		2.783		2.867	
PL (mm)	Umbral Inferior	18.503		16.174		17.584	

5.1.4.2. Distribución de probabilidades

a) Distribuciones de probabilidades de la zona alta (P1) en la micro cuenca Sahuanay

Tabla 26— Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona alta (P1)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - GRAFICA DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES														
			P24hr	log(P24hr)										
Numero de datos: n			36.000											
Media: \bar{x}			41.464	3.684										
Desviación estándar: S			12.303	0.290										
Coeficiente de asimetría: Cs			0.656	0.173										
k = Cs/6			0.109	0.029										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)														
N	T	P(X≥X _T)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		LOGNORMAL		EVI GUMBEL		PEARSON III		LOG-PEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	ESPERADO	K _T	ESPERADO						
1	37.00	2.70%	67.84	4.2172	1.9264	65.16	1.9264	69.57	2.3547	70.43	2.2020	68.55	2.0031	71.13
2	18.50	5.41%	65.79	4.1865	1.6068	61.23	1.6068	63.41	1.8034	63.65	1.7560	63.07	1.6507	64.22
3	12.33	8.11%	64.07	4.1600	1.3978	58.66	1.3978	59.68	1.4761	59.62	1.4786	59.65	1.4237	60.13
4	9.25	10.81%	61.24	4.1148	1.2367	56.68	1.2367	56.95	1.2403	56.72	1.2720	57.11	1.2503	57.18
5	7.40	13.51%	58.78	4.0737	1.1024	55.03	1.1024	54.78	1.0546	54.44	1.1048	55.06	1.1072	54.85
6	6.17	16.22%	57.88	4.0584	0.9856	53.59	0.9856	52.95	0.9004	52.54	0.9629	53.31	0.9834	52.92
7	5.29	18.92%	55.77	4.0213	0.8809	52.30	0.8809	51.37	0.7678	50.91	0.8385	51.78	0.8732	51.25
8	4.63	21.62%	52.62	3.9632	0.7850	51.12	0.7850	49.96	0.6510	49.47	0.7268	50.41	0.7728	49.78
9	4.11	24.32%	51.38	3.9392	0.6959	50.03	0.6959	48.69	0.5461	48.18	0.6250	49.15	0.6800	48.46
10	3.70	27.03%	48.12	3.8737	0.6120	48.99	0.6120	47.51	0.4505	47.01	0.5308	47.99	0.5931	47.25
11	3.36	29.73%	47.18	3.8541	0.5322	48.01	0.5322	46.43	0.3622	45.92	0.4427	46.91	0.5107	46.14
12	3.08	32.43%	44.06	3.7856	0.4556	47.07	0.4556	45.41	0.2801	44.91	0.3596	45.89	0.4321	45.10
13	2.85	35.14%	42.82	3.7570	0.3817	46.16	0.3817	44.44	0.2028	43.96	0.2805	44.91	0.3565	44.12
14	2.64	37.84%	40.97	3.7128	0.3097	45.27	0.3097	43.53	0.1297	43.06	0.2048	43.98	0.2832	43.19
15	2.47	40.54%	40.05	3.6903	0.2394	44.41	0.2394	42.65	0.0600	42.20	0.1319	43.09	0.2119	42.31
16	2.31	43.24%	40.00	3.6889	0.1702	43.56	0.1702	41.80	-0.0068	41.38	0.0612	42.22	0.1420	41.46
17	2.18	45.95%	39.53	3.6771	0.1018	42.72	0.1018	40.98	-0.0712	40.59	-0.0076	41.37	0.0732	40.64
18	2.06	48.65%	38.56	3.6522	0.0339	41.88	0.0339	40.18	-0.1337	39.82	-0.0749	40.54	0.0051	39.84
19	1.95	51.35%	38.15	3.6416	-0.0339	41.05	-0.0339	39.40	-0.1945	39.07	-0.1410	39.73	-0.0625	39.07
20	1.85	54.05%	38.10	3.6402	-0.1018	40.21	-0.1018	38.63	-0.2540	38.34	-0.2063	38.93	-0.1301	38.31
21	1.76	56.76%	37.89	3.6346	-0.1702	39.37	-0.1702	37.87	-0.3125	37.62	-0.2711	38.13	-0.1978	37.57
22	1.68	59.46%	37.10	3.6138	-0.2394	38.52	-0.2394	37.12	-0.3704	36.91	-0.3356	37.33	-0.2661	36.83
23	1.61	62.16%	36.93	3.6089	-0.3097	37.65	-0.3097	36.37	-0.4278	36.20	-0.4002	36.54	-0.3352	36.10
24	1.54	64.86%	35.16	3.5600	-0.3817	36.77	-0.3817	35.62	-0.4851	35.50	-0.4651	35.74	-0.4056	35.37
25	1.48	67.57%	34.99	3.5550	-0.4556	35.86	-0.4556	34.86	-0.5426	34.79	-0.5308	34.93	-0.4777	34.64
26	1.42	70.27%	33.31	3.5058	-0.5322	34.92	-0.5322	34.09	-0.6006	34.07	-0.5976	34.11	-0.5520	33.90
27	1.37	72.97%	32.64	3.4856	-0.6120	33.93	-0.6120	33.31	-0.6596	33.35	-0.6659	33.27	-0.6290	33.15
28	1.32	75.68%	31.87	3.4617	-0.6959	32.90	-0.6959	32.51	-0.7200	32.61	-0.7364	32.40	-0.7097	32.38
29	1.28	78.38%	30.50	3.4176	-0.7850	31.81	-0.7850	31.68	-0.7824	31.84	-0.8098	31.50	-0.7949	31.59
30	1.23	81.08%	30.46	3.4163	-0.8809	30.63	-0.8809	30.81	-0.8476	31.04	-0.8869	30.55	-0.8861	30.77
31	1.19	83.78%	30.37	3.4133	-0.9856	29.34	-0.9856	29.89	-0.9166	30.19	-0.9691	29.54	-0.9851	29.90
32	1.16	86.49%	27.06	3.2980	-1.1024	27.90	-1.1024	28.90	-0.9911	29.27	-1.0583	28.44	-1.0948	28.96
33	1.12	89.19%	26.87	3.2908	-1.2367	26.25	-1.2367	27.79	-1.0735	28.26	-1.1576	27.22	-1.2199	27.93
34	1.09	91.89%	26.83	3.2895	-1.3978	24.27	-1.3978	26.52	-1.1683	27.09	-1.2724	25.81	-1.3688	26.75
35	1.06	94.59%	24.19	3.1861	-1.6068	21.70	-1.6068	24.96	-1.2850	25.66	-1.4142	24.07	-1.5598	25.31
36	1.03	97.30%	23.62	3.1621	-1.9264	17.76	-1.9264	22.75	-1.4511	23.61	-1.6161	21.58	-1.8472	23.28



b) Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov para la zona alta (P1)

Tabla 27 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona alta (P1)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV-SMIRNOV															
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)															
		Parámetros		Gumbel	Parámetros		Pearson	Log Pearson							
		α		9.5923	γ		9.2898	134.1900							
		μ		35.9269	β		4.03641	0.02504							
					x_0		3.9663	0.3233							
		NORMAL			LOG-NORMAL			EVI-GUMBEL			PEARSON III		LOG PEARSON III		
m	x_m	$F_0(x_m)$	F (x_m) Normal	Δ_{NORMAL}	$y_m=\log(x_m)$	F (y_m) Log Normal	$\Delta_{LOG-NORMAL}$	F (x_m) EVI Gumbel	$\Delta_{EVI-GUMBEL}$	F (x_m) Pearson III	$\Delta_{PEARSON III}$	F (y_m) LogPearson III	$\Delta_{LOG-PEARSON III}$		
1	67.84	0.9730	0.9840	0.0110	4.2172	0.9671	0.0059	0.9647	0.0082	0.9703	0.0026	0.9624	0.0106		
2	65.79	0.9459	0.9760	0.0301	4.1865	0.9585	0.0126	0.9565	0.0106	0.9614	0.0154	0.9538	0.0078		
3	64.07	0.9189	0.9669	0.0480	4.1600	0.9498	0.0308	0.9482	0.0293	0.9521	0.0332	0.9451	0.0262		
4	61.24	0.8919	0.9460	0.0541	4.1148	0.9315	0.0396	0.9311	0.0392	0.9325	0.0406	0.9273	0.0354		
5	58.78	0.8649	0.9203	0.0555	4.0737	0.9107	0.0459	0.9118	0.0469	0.9100	0.0452	0.9074	0.0425		
6	57.88	0.8378	0.9090	0.0711	4.0584	0.9019	0.0640	0.9036	0.0657	0.9005	0.0626	0.8990	0.0611		
7	55.77	0.8108	0.8776	0.0668	4.0213	0.8779	0.0670	0.8813	0.0705	0.8745	0.0637	0.8762	0.0654		
8	52.62	0.7838	0.8178	0.0341	3.9632	0.8325	0.0487	0.8391	0.0553	0.8257	0.0419	0.8333	0.0495		
9	51.38	0.7568	0.7899	0.0331	3.9392	0.8110	0.0542	0.8190	0.0622	0.8028	0.0460	0.8129	0.0562		
10	48.12	0.7297	0.7057	0.0240	3.8737	0.7439	0.0142	0.7553	0.0256	0.7324	0.0026	0.7493	0.0195		
11	47.18	0.7027	0.6790	0.0237	3.8541	0.7217	0.0190	0.7340	0.0313	0.7094	0.0067	0.7281	0.0254		
12	44.06	0.6757	0.5836	0.0921	3.7856	0.6375	0.0382	0.6516	0.0241	0.6238	0.0519	0.6469	0.0288		
13	42.82	0.6486	0.5439	0.1047	3.7570	0.6000	0.0486	0.6142	0.0344	0.5864	0.0622	0.6104	0.0383		
14	40.97	0.6216	0.4839	0.1377	3.7128	0.5402	0.0814	0.5536	0.0680	0.5276	0.0940	0.5515	0.0701		
15	40.05	0.5946	0.4544	0.1402	3.6903	0.5093	0.0853	0.5219	0.0727	0.4976	0.0970	0.5207	0.0739		
16	40.00	0.5676	0.4526	0.1149	3.6889	0.5074	0.0602	0.5199	0.0476	0.4958	0.0718	0.5188	0.0487		
17	39.53	0.5405	0.4376	0.1030	3.6771	0.4911	0.0494	0.5032	0.0374	0.4801	0.0604	0.5026	0.0379		
18	38.56	0.5135	0.4067	0.1068	3.6522	0.4570	0.0565	0.4677	0.0458	0.4475	0.0661	0.4683	0.0452		
19	38.15	0.4865	0.3939	0.0926	3.6416	0.4426	0.0439	0.4525	0.0339	0.4337	0.0528	0.4537	0.0328		
20	38.10	0.4595	0.3922	0.0672	3.6402	0.4406	0.0188	0.4505	0.0090	0.4318	0.0276	0.4518	0.0077		
21	37.89	0.4324	0.3856	0.0468	3.6346	0.4330	0.0006	0.4425	0.0101	0.4246	0.0078	0.4441	0.0116		
22	37.10	0.4054	0.3616	0.0438	3.6138	0.4050	0.0004	0.4129	0.0075	0.3981	0.0073	0.4155	0.0101		
23	36.93	0.3784	0.3561	0.0223	3.6089	0.3985	0.0201	0.4061	0.0277	0.3920	0.0136	0.4089	0.0306		
24	35.16	0.3514	0.3043	0.0471	3.5600	0.3351	0.0162	0.3386	0.0127	0.3326	0.0187	0.3438	0.0076		
25	34.99	0.3243	0.2994	0.0250	3.5550	0.3289	0.0046	0.3320	0.0077	0.3268	0.0025	0.3373	0.0130		
26	33.31	0.2973	0.2537	0.0436	3.5058	0.2700	0.0273	0.2687	0.0286	0.2721	0.0252	0.2759	0.0214		
27	32.64	0.2703	0.2366	0.0336	3.4856	0.2475	0.0228	0.2445	0.0258	0.2512	0.0191	0.2523	0.0180		
28	31.87	0.2432	0.2178	0.0255	3.4617	0.2222	0.0210	0.2173	0.0259	0.2278	0.0155	0.2256	0.0176		
29	30.50	0.2162	0.1864	0.0299	3.4176	0.1797	0.0365	0.1718	0.0444	0.1882	0.0280	0.1806	0.0356		
30	30.46	0.1892	0.1854	0.0037	3.4163	0.1784	0.0108	0.1705	0.0187	0.1871	0.0021	0.1793	0.0099		
31	30.37	0.1622	0.1835	0.0213	3.4133	0.1758	0.0136	0.1677	0.0055	0.1846	0.0224	0.1765	0.0143		
32	27.06	0.1351	0.1208	0.0143	3.2980	0.0919	0.0432	0.0804	0.0547	0.1050	0.0301	0.0878	0.0473		
33	26.87	0.1081	0.1177	0.0096	3.2908	0.0879	0.0202	0.0764	0.0317	0.1011	0.0070	0.0836	0.0245		
34	26.83	0.0811	0.1171	0.0360	3.2895	0.0872	0.0061	0.0757	0.0054	0.1004	0.0193	0.0828	0.0018		
35	24.19	0.0541	0.0802	0.0261	3.1861	0.0432	0.0109	0.0334	0.0206	0.0557	0.0017	0.0377	0.0164		
36	23.62	0.0270	0.0735	0.0464	3.1621	0.0361	0.0091	0.0271	0.0001	0.0481	0.0211	0.0307	0.0037		
n	36	Distribución	Normal		Log-Normal			EVI-Gumbel		Pearson III		LogPearson III			
Significación	0.05	Δ_{MAX}	0.1402		0.0853			0.0727		0.0970		0.0739			
$\Delta_{critico}$	0.2264	Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta				
		Mejor Ajuste	5		3			1		4		2			



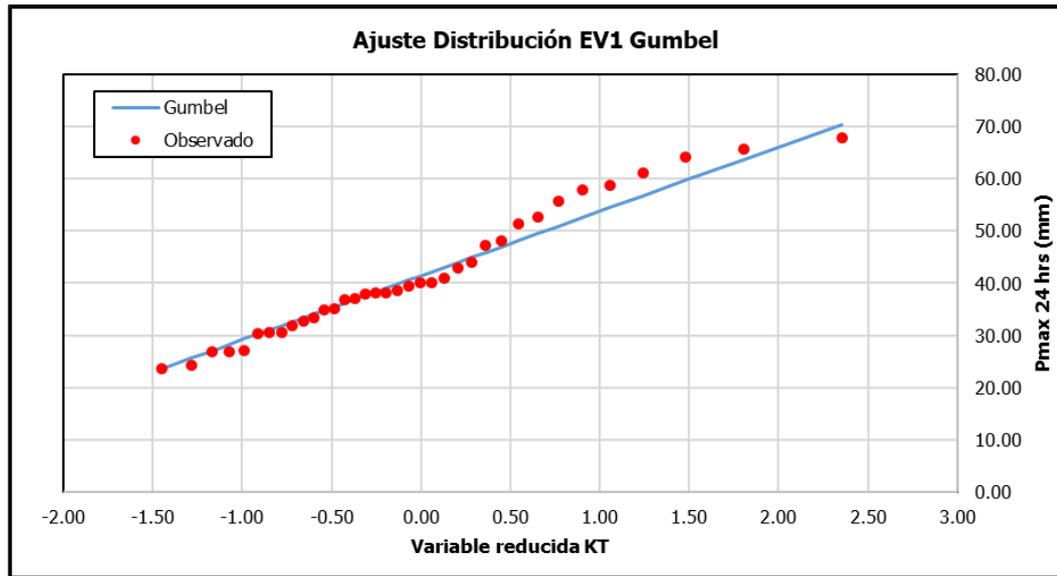


Figura 52 — Distribución que más se ajusta para P1 (EV1 GUMBEL)

c) Distribuciones de probabilidades de la zona media (P2) en la micro cuenca Sahuanay

Tabla 28 — Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona media (P2)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - GRAFICA DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES														
		P24hr		log(P24hr)										
Numero de datos: n		36.000		3.406										
Media: \bar{x}		31.019		0.236										
Desviación estandar: S		7.904		0.552										
Coeficiente de asimetria: Cs		1.328		0.092										
k = Cs/6		0.221												
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)														
N	T	P(X≥X _T)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		LOGNORMAL		EV1 GUMBEL		PEARSON III		LOG-PEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	ESPERADO	K _T	ESPERADO						
1	37.00	2.70%	54.78	4.0033	1.9264	46.25	1.9264	47.52	2.3547	49.63	2.4300	50.23	2.1615	50.23
2	18.50	5.41%	52.91	3.9687	1.6068	43.72	1.6068	44.06	1.8034	45.27	1.8541	45.67	1.7357	45.42
3	12.33	8.11%	43.13	3.7642	1.3978	42.07	1.3978	41.94	1.4761	42.69	1.5098	42.95	1.4690	42.65
4	9.25	10.81%	40.94	3.7121	1.2367	40.79	1.2367	40.38	1.2403	40.82	1.2609	40.99	1.2694	40.69
5	7.40	13.51%	38.39	3.6479	1.1024	39.73	1.1024	39.12	1.0546	39.35	1.0644	39.43	1.1073	39.16
6	6.17	16.22%	38.13	3.6409	0.9856	38.81	0.9856	38.05	0.9004	38.14	0.9011	38.14	0.9691	37.91
7	5.29	18.92%	36.04	3.5847	0.8809	37.98	0.8809	37.12	0.7678	37.09	0.7608	37.03	0.8475	36.83
8	4.63	21.62%	34.92	3.5531	0.7850	37.22	0.7850	36.29	0.6510	36.16	0.6372	36.06	0.7381	35.89
9	4.11	24.32%	34.17	3.5315	0.6959	36.52	0.6959	35.54	0.5461	35.34	0.5264	35.18	0.6381	35.06
10	3.70	27.03%	34.09	3.5289	0.6120	35.86	0.6120	34.84	0.4505	34.58	0.4257	34.38	0.5452	34.30
11	3.36	29.73%	33.01	3.4967	0.5322	35.23	0.5322	34.19	0.3622	33.88	0.3330	33.65	0.4582	33.60
12	3.08	32.43%	32.79	3.4903	0.4556	34.62	0.4556	33.58	0.2801	33.23	0.2469	32.97	0.3759	32.95
13	2.85	35.14%	32.51	3.4815	0.3817	34.04	0.3817	33.00	0.2028	32.62	0.1664	32.33	0.2974	32.35
14	2.64	37.84%	31.88	3.4618	0.3097	33.47	0.3097	32.44	0.1297	32.04	0.0904	31.73	0.2221	31.78
15	2.47	40.54%	31.57	3.4521	0.2394	32.91	0.2394	31.91	0.0600	31.49	0.0184	31.16	0.1493	31.24
16	2.31	43.24%	30.96	3.4328	0.1702	32.36	0.1702	31.39	-0.0068	30.97	-0.0503	30.62	0.0787	30.72
17	2.18	45.95%	30.34	3.4124	0.1018	31.82	0.1018	30.89	-0.0712	30.46	-0.1161	30.10	0.0098	30.22
18	2.06	48.65%	30.06	3.4031	0.0339	31.29	0.0339	30.40	-0.1337	29.96	-0.1795	29.60	-0.0579	29.75
19	1.95	51.35%	29.31	3.3780	-0.0339	30.75	-0.0339	29.92	-0.1945	29.48	-0.2408	29.12	-0.1245	29.28
20	1.85	54.05%	28.85	3.3623	-0.1018	30.21	-0.1018	29.44	-0.2540	29.01	-0.3003	28.65	-0.1904	28.83
21	1.76	56.76%	27.50	3.3141	-0.1702	29.67	-0.1702	28.97	-0.3125	28.55	-0.3583	28.19	-0.2560	28.39
22	1.68	59.46%	27.41	3.3108	-0.2394	29.13	-0.2394	28.50	-0.3704	28.09	-0.4150	27.74	-0.3214	27.95
23	1.61	62.16%	27.10	3.2994	-0.3097	28.57	-0.3097	28.03	-0.4278	27.64	-0.4708	27.30	-0.3871	27.52
24	1.54	64.86%	26.96	3.2943	-0.3817	28.00	-0.3817	27.56	-0.4851	27.18	-0.5258	26.86	-0.4534	27.10
25	1.48	67.57%	26.87	3.2911	-0.4556	27.42	-0.4556	27.08	-0.5426	26.73	-0.5803	26.43	-0.5205	26.67
26	1.42	70.27%	26.79	3.2882	-0.5322	26.81	-0.5322	26.60	-0.6006	26.27	-0.6345	26.00	-0.5891	26.24
27	1.37	72.97%	26.61	3.2812	-0.6120	26.18	-0.6120	26.10	-0.6596	25.81	-0.6887	25.57	-0.6594	25.81
28	1.32	75.68%	26.36	3.2717	-0.6959	25.52	-0.6959	25.59	-0.7200	25.33	-0.7433	25.14	-0.7322	25.37
29	1.28	78.38%	25.60	3.2425	-0.7850	24.81	-0.7850	25.05	-0.7824	24.83	-0.7985	24.71	-0.8082	24.92
30	1.23	81.08%	25.18	3.2261	-0.8809	24.06	-0.8809	24.49	-0.8476	24.32	-0.8548	24.26	-0.8884	24.45
31	1.19	83.78%	23.93	3.1750	-0.9856	23.23	-0.9856	23.90	-0.9166	23.77	-0.9128	23.80	-0.9743	23.96
32	1.16	86.49%	23.89	3.1736	-1.1024	22.30	-1.1024	23.25	-0.9911	23.19	-0.9734	23.33	-1.0680	23.44
33	1.12	89.19%	22.94	3.1328	-1.2367	21.24	-1.2367	22.52	-1.0735	22.53	-1.0376	22.82	-1.1728	22.86
34	1.09	91.89%	21.41	3.0641	-1.3978	19.97	-1.3978	21.68	-1.1683	21.78	-1.1077	22.26	-1.2949	22.21
35	1.06	94.59%	20.32	3.0114	-1.6068	18.32	-1.6068	20.64	-1.2850	20.86	-1.1876	21.63	-1.4470	21.43
36	1.03	97.30%	19.04	2.9468	-1.9264	15.79	-1.9264	19.14	-1.4511	19.55	-1.2880	20.84	-1.6667	20.35



d) Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov para la zona media (P2)

Tabla 29 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona media (P2)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV-SMIRNOV MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)													
		Parámetros	Gumbel	Parámetros	Pearson	LogPearson							
		α	6.1631	γ	2.2664	13.1134							
		μ	27.4616	β	5.25052	0.06518							
				x_0	19.1191	2.5516							
		NORMAL			LOG-NORMAL			EV1-GUMBEL		PEARSON III		LOG PEARSON III	
m	x_m	$F_0(x_m)$	F (x_m) Normal	Δ_{NORMAL}	$y_m=\log(x_n)$	F (y_m) Log Normal	$\Delta_{LOG-NORMAL}$	F (x_m) EV1 Gumbel	$\Delta_{EV1-GUMBEL}$	F (x_m) Pearson III	$\Delta_{PEARSON III}$	F (y_m) LogPearson on III	$\Delta_{LOG-PEARSON III}$
1	54.78	0.9730	0.9987	0.0257	4.0033	0.9943	0.0213	0.9882	0.0152	0.9867	0.0138	0.9858	0.0128
2	52.91	0.9459	0.9972	0.0513	3.9687	0.9914	0.0455	0.9840	0.0381	0.9822	0.0362	0.9815	0.0356
3	43.13	0.9189	0.9372	0.0183	3.7642	0.9352	0.0163	0.9243	0.0054	0.9200	0.0011	0.9242	0.0053
4	40.94	0.8919	0.8953	0.0034	3.7121	0.9024	0.0105	0.8938	0.0019	0.8900	0.0019	0.8955	0.0036
5	38.39	0.8649	0.8246	0.0402	3.6479	0.8469	0.0179	0.8440	0.0209	0.8422	0.0227	0.8486	0.0162
6	38.13	0.8378	0.8157	0.0222	3.6409	0.8398	0.0019	0.8376	0.0003	0.8362	0.0017	0.8426	0.0048
7	36.04	0.8108	0.7374	0.0734	3.5847	0.7750	0.0358	0.7799	0.0309	0.7822	0.0286	0.7879	0.0229
8	34.92	0.7838	0.6893	0.0945	3.5531	0.7330	0.0508	0.7423	0.0415	0.7474	0.0364	0.7519	0.0319
9	34.17	0.7568	0.6551	0.1016	3.5315	0.7020	0.0548	0.7143	0.0425	0.7216	0.0352	0.7249	0.0319
10	34.09	0.7297	0.6511	0.0787	3.5289	0.6982	0.0315	0.7109	0.0189	0.7184	0.0113	0.7216	0.0082
11	33.01	0.7027	0.5993	0.1034	3.4967	0.6491	0.0536	0.6659	0.0368	0.6770	0.0257	0.6778	0.0249
12	32.79	0.6757	0.5888	0.0868	3.4903	0.6389	0.0368	0.6564	0.0193	0.6682	0.0074	0.6685	0.0071
13	32.51	0.6486	0.5747	0.0740	3.4815	0.6248	0.0238	0.6434	0.0053	0.6562	0.0075	0.6557	0.0071
14	31.88	0.6216	0.5431	0.0785	3.4618	0.5929	0.0287	0.6135	0.0082	0.6285	0.0069	0.6262	0.0046
15	31.57	0.5946	0.5277	0.0669	3.4521	0.5769	0.0177	0.5983	0.0037	0.6144	0.0198	0.6112	0.0166
16	30.96	0.5676	0.4971	0.0704	3.4328	0.5445	0.0230	0.5674	0.0002	0.5856	0.0180	0.5803	0.0127
17	30.34	0.5405	0.4656	0.0749	3.4124	0.5101	0.0304	0.5341	0.0065	0.5542	0.0136	0.5468	0.0062
18	30.06	0.5135	0.4515	0.0620	3.4031	0.4944	0.0191	0.5187	0.0052	0.5396	0.0261	0.5312	0.0177
19	29.31	0.4865	0.4145	0.0720	3.3780	0.4522	0.0343	0.4768	0.0097	0.4994	0.0130	0.4884	0.0019
20	28.85	0.4595	0.3921	0.0673	3.3623	0.4259	0.0336	0.4504	0.0091	0.4738	0.0143	0.4612	0.0017
21	27.50	0.4324	0.3280	0.1044	3.3141	0.3480	0.0844	0.3701	0.0623	0.3936	0.0388	0.3773	0.0552
22	27.41	0.4054	0.3239	0.0816	3.3108	0.3428	0.0626	0.3646	0.0408	0.3880	0.0174	0.3715	0.0339
23	27.10	0.3784	0.3099	0.0685	3.2994	0.3252	0.0531	0.3461	0.0323	0.3689	0.0095	0.3519	0.0265
24	26.96	0.3514	0.3037	0.0477	3.2943	0.3174	0.0339	0.3378	0.0135	0.3603	0.0089	0.3430	0.0083
25	26.87	0.3243	0.3000	0.0243	3.2911	0.3127	0.0116	0.3328	0.0085	0.3550	0.0307	0.3377	0.0134
26	26.79	0.2973	0.2965	0.0008	3.2882	0.3083	0.0110	0.3281	0.0308	0.3501	0.0528	0.3327	0.0354
27	26.61	0.2703	0.2884	0.0181	3.2812	0.2979	0.0276	0.3170	0.0467	0.3383	0.0681	0.3208	0.0505
28	26.36	0.2432	0.2777	0.0344	3.2717	0.2842	0.0410	0.3023	0.0591	0.3227	0.0794	0.3051	0.0618
29	25.60	0.2162	0.2463	0.0301	3.2425	0.2437	0.0275	0.2584	0.0421	0.2746	0.0583	0.2576	0.0414
30	25.18	0.1892	0.2301	0.0409	3.2261	0.2225	0.0333	0.2351	0.0459	0.2484	0.0592	0.2323	0.0431
31	23.93	0.1622	0.1848	0.0227	3.1750	0.1635	0.0014	0.1696	0.0074	0.1711	0.0089	0.1608	0.0014
32	23.89	0.1351	0.1836	0.0485	3.1736	0.1620	0.0268	0.1679	0.0327	0.1690	0.0339	0.1589	0.0237
33	22.94	0.1081	0.1533	0.0452	3.1328	0.1232	0.0151	0.1245	0.0164	0.1147	0.0066	0.1116	0.0035
34	21.41	0.0811	0.1122	0.0311	3.0641	0.0735	0.0076	0.0694	0.0117	0.0439	0.0372	0.0535	0.0276
35	20.32	0.0541	0.0878	0.0338	3.0114	0.0471	0.0069	0.0412	0.0128	0.0115	0.0425	0.0262	0.0278
36	19.04	0.0270	0.0649	0.0379	2.9468	0.0258	0.0013	0.0199	0.0072			0.0087	0.0183

		Repositorio Institucional - UNAMBA Perú				
		Normal	Gumbel	Pearson III	Log Pearson III	
Significación	0.05	Δ_{MAX} 0.1044	0.0844	0.0623	0.0794	0.0618
Δ critico	0.2264	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta
Mejor Ajuste		5	3	2	4	1



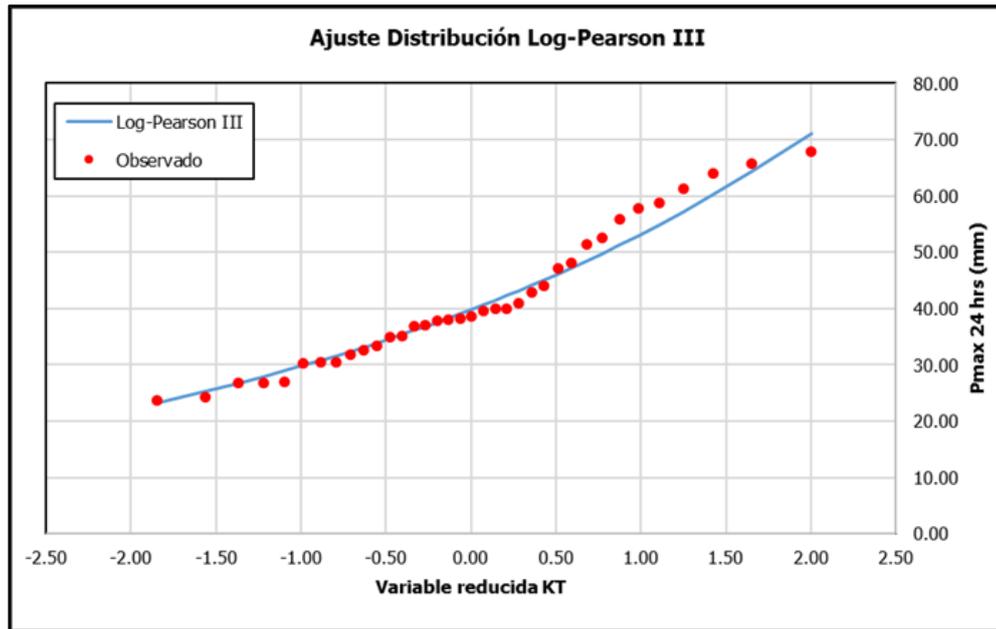


Figura 53 — Distribución que más se ajusta para P2 (Log Pearson III)

e) Distribuciones de probabilidades de la zona baja (P3) en la micro cuenca Sahuanay

Tabla 30 — Distribuciones de probabilidades con los datos de la zona baja (P3)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE - GRAFICA DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDADES														
			P24hr		log(P24hr)									
Numero de datos: n			36.000		3.363									
Media: \bar{x}			29.373		0.188									
Desviación estandar: S			5.421		-0.305									
Coeficiente de asimetria: Cs			0.277		-0.051									
k = Cs/6			0.046											
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)														
N	T	P(X>=X _T)	VALOR OBSERVADO		NORMAL		LOGNORMAL		EV1 GUMBEL		PEARSON III		LOG-PEARSON III	
			P24	log(P24)	K _T	ESPERADO	K _T	ESPERADO						
1	37.00	2.70%	44.13	3.7872	1.9264	39.82	1.9264	41.49	2.3547	42.14	2.0480	40.47	1.7851	40.40
2	18.50	5.41%	38.72	3.6563	1.6068	38.08	1.6068	39.07	1.8034	39.15	1.6756	38.46	1.5218	38.45
3	12.33	8.11%	37.46	3.6232	1.3978	36.95	1.3978	37.56	1.4761	37.37	1.4377	37.17	1.3446	37.19
4	9.25	10.81%	35.55	3.5709	1.2367	36.08	1.2367	36.44	1.2403	36.10	1.2571	36.19	1.2050	36.23
5	7.40	13.51%	34.62	3.5444	1.1024	35.35	1.1024	35.53	1.0546	35.09	1.1086	35.38	1.0870	35.43
6	6.17	16.22%	33.74	3.5187	0.9856	34.72	0.9856	34.76	0.9004	34.25	0.9808	34.69	0.9828	34.74
7	5.29	18.92%	33.42	3.5092	0.8809	34.15	0.8809	34.08	0.7678	33.53	0.8673	34.07	0.8883	34.13
8	4.63	21.62%	33.03	3.4975	0.7850	33.63	0.7850	33.47	0.6510	32.90	0.7644	33.52	0.8009	33.57
9	4.11	24.32%	32.91	3.4938	0.6959	33.15	0.6959	32.92	0.5461	32.33	0.6695	33.00	0.7188	33.06
10	3.70	27.03%	32.76	3.4893	0.6120	32.69	0.6120	32.40	0.4505	31.81	0.5808	32.52	0.6408	32.58
11	3.36	29.73%	32.58	3.4837	0.5322	32.26	0.5322	31.92	0.3622	31.34	0.4971	32.07	0.5659	32.12
12	3.08	32.43%	31.83	3.4603	0.4556	31.84	0.4556	31.46	0.2801	30.89	0.4173	31.63	0.4936	31.69
13	2.85	35.14%	31.07	3.4363	0.3817	31.44	0.3817	31.03	0.2028	30.47	0.3408	31.22	0.4231	31.27
14	2.64	37.84%	30.96	3.4327	0.3097	31.05	0.3097	30.61	0.1297	30.08	0.2669	30.82	0.3540	30.87
15	2.47	40.54%	30.69	3.4238	0.2394	30.67	0.2394	30.21	0.0600	29.70	0.1950	30.43	0.2860	30.48
16	2.31	43.24%	30.24	3.4092	0.1702	30.30	0.1702	29.82	-0.0068	29.34	0.1248	30.05	0.2186	30.09
17	2.18	45.95%	30.24	3.4091	0.1018	29.92	0.1018	29.44	-0.0712	28.99	0.0558	29.68	0.1515	29.72
18	2.06	48.65%	30.19	3.4075	0.0339	29.56	0.0339	29.07	-0.1337	28.65	-0.0122	29.31	0.0844	29.34
19	1.95	51.35%	30.08	3.4040	-0.0339	29.19	-0.0339	28.70	-0.1945	28.32	-0.0797	28.94	0.0170	28.97
20	1.85	54.05%	30.03	3.4020	-0.1018	28.82	-0.1018	28.33	-0.2540	28.00	-0.1469	28.58	-0.0511	28.61
21	1.76	56.76%	28.00	3.3324	-0.1702	28.45	-0.1702	27.97	-0.3125	27.68	-0.2141	28.21	-0.1201	28.24
22	1.68	59.46%	27.51	3.3144	-0.2394	28.08	-0.2394	27.61	-0.3704	27.37	-0.2817	27.85	-0.1903	27.87
23	1.61	62.16%	27.01	3.2962	-0.3097	27.69	-0.3097	27.25	-0.4278	27.05	-0.3500	27.48	-0.2623	27.49
24	1.54	64.86%	26.94	3.2935	-0.3817	27.30	-0.3817	26.88	-0.4851	26.74	-0.4194	27.10	-0.3364	27.11
25	1.48	67.57%	26.56	3.2795	-0.4556	26.90	-0.4556	26.51	-0.5426	26.43	-0.4902	26.72	-0.4132	26.72
26	1.42	70.27%	26.39	3.2731	-0.5322	26.49	-0.5322	26.13	-0.6006	26.12	-0.5630	26.32	-0.4932	26.32
27	1.37	72.97%	25.91	3.2546	-0.6120	26.06	-0.6120	25.74	-0.6596	25.80	-0.6383	25.91	-0.5773	25.91
28	1.32	75.68%	25.67	3.2455	-0.6959	25.60	-0.6959	25.34	-0.7200	25.47	-0.7169	25.49	-0.6664	25.48
29	1.28	78.38%	25.53	3.2397	-0.7850	25.12	-0.7850	24.92	-0.7824	25.13	-0.7997	25.04	-0.7619	25.03
30	1.23	81.08%	25.48	3.2379	-0.8809	24.60	-0.8809	24.47	-0.8476	24.78	-0.8879	24.56	-0.8656	24.54
31	1.19	83.78%	23.77	3.1683	-0.9856	24.03	-0.9856	24.00	-0.9166	24.40	-0.9834	24.04	-0.9799	24.02
32	1.16	86.49%	22.93	3.1324	-1.1024	23.40	-1.1024	23.47	-0.9911	24.00	-1.0888	23.47	-1.1088	23.45
33	1.12	89.19%	21.55	3.0704	-1.2367	22.67	-1.2367	22.89	-1.0735	23.55	-1.2084	22.82	-1.2587	22.79
34	1.09	91.89%	21.39	3.0630	-1.3978	21.80	-1.3978	22.21	-1.1683	23.04	-1.3500	22.06	-1.4414	22.03
35	1.06	94.59%	20.06	2.9985	-1.6068	20.66	-1.6068	21.35	-1.2850	22.41	-1.5301	21.08	-1.6823	21.05
36	1.03	97.30%	18.47	2.9162	-1.9264	18.93	-1.9264	20.11	-1.4511	21.51	-1.7986	19.62	-2.0601	19.61



f) Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov para la zona baja (P3)

Tabla 31 — Pruebas de ajuste de Smirnov Kolmogorov con los datos de la zona baja (P3)

PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV-SMIRNOV MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)													
		Parametros		Gumbel	Parametros		Pearson	LogPearson					
		α		4.2265	γ		52.2920	42.9653					
		μ		26.9332	β		0.74961	0.02868					
					x_0		-9.8259	2.1308					
		NORMAL			LOG-NORMAL			EV1-GUMBEL		PEARSON III		LOG PEARSON III	
m	x_m	$F_0(x_m)$	F (x_m) Normal	Δ_{NORMAL}	$y_m=\log(x_m)$	F (y_m) Log Normal	$\Delta_{LOG\ NORMAL}$	F (x_m) EV1 Gumbel	$\Delta_{EV1-GUMBEL}$	F (x_m) Pearson III	$\Delta_{PEARSON\ III}$	F (y_m) LogPearson III	$\Delta_{LOG-PEARSON\ III}$
1	44.13	0.9730	0.9968	0.0238	3.7872	0.9879	0.0150	0.9831	0.0101	0.9935	0.0206	0.9816	0.0086
2	38.72	0.9459	0.9576	0.0117	3.6563	0.9405	0.0054	0.9403	0.0056	0.9504	0.0044	0.9332	0.0127
3	37.46	0.9189	0.9321	0.0131	3.6232	0.9166	0.0023	0.9204	0.0015	0.9258	0.0068	0.9109	0.0081
4	35.55	0.8919	0.8727	0.0192	3.5709	0.8654	0.0265	0.8779	0.0140	0.8708	0.0211	0.8640	0.0279
5	34.62	0.8649	0.8335	0.0314	3.5444	0.8325	0.0324	0.8503	0.0146	0.8349	0.0300	0.8342	0.0307
6	33.74	0.8378	0.7899	0.0480	3.5187	0.7959	0.0419	0.8190	0.0189	0.7949	0.0430	0.8010	0.0368
7	33.42	0.8108	0.7724	0.0384	3.5092	0.7813	0.0296	0.8062	0.0046	0.7788	0.0320	0.7876	0.0232
8	33.03	0.7838	0.7502	0.0336	3.4975	0.7624	0.0213	0.7896	0.0058	0.7583	0.0255	0.7704	0.0134
9	32.91	0.7568	0.7430	0.0138	3.4938	0.7563	0.0004	0.7842	0.0274	0.7516	0.0051	0.7648	0.0080
10	32.76	0.7297	0.7342	0.0045	3.4893	0.7488	0.0191	0.7775	0.0478	0.7435	0.0138	0.7580	0.0282
11	32.58	0.7027	0.7230	0.0203	3.4837	0.7393	0.0366	0.7689	0.0662	0.7331	0.0304	0.7492	0.0465
12	31.83	0.6757	0.6747	0.0010	3.4603	0.6973	0.0216	0.7304	0.0548	0.6878	0.0121	0.7103	0.0346
13	31.07	0.6486	0.6230	0.0256	3.4363	0.6513	0.0027	0.6869	0.0382	0.6387	0.0099	0.6672	0.0185
14	30.96	0.6216	0.6151	0.0065	3.4327	0.6441	0.0225	0.6799	0.0583	0.6311	0.0095	0.6603	0.0387
15	30.69	0.5946	0.5957	0.0011	3.4238	0.6264	0.0318	0.6626	0.0680	0.6124	0.0178	0.6435	0.0489
16	30.24	0.5676	0.5637	0.0039	3.4092	0.5967	0.0292	0.6331	0.0656	0.5813	0.0137	0.6151	0.0475
17	30.24	0.5405	0.5634	0.0229	3.4091	0.5965	0.0559	0.6329	0.0923	0.5810	0.0405	0.6148	0.0743
18	30.19	0.5135	0.5599	0.0464	3.4075	0.5932	0.0796	0.6295	0.1160	0.5776	0.0641	0.6117	0.0981
19	30.08	0.4865	0.5522	0.0657	3.4040	0.5859	0.0994	0.6222	0.1357	0.5700	0.0836	0.6047	0.1182
20	30.03	0.4595	0.5479	0.0885	3.4020	0.5819	0.1224	0.6181	0.1586	0.5659	0.1064	0.6008	0.1413
21	28.00	0.4324	0.4004	0.0321	3.3324	0.4349	0.0025	0.4602	0.0278	0.4172	0.0152	0.4545	0.0221
22	27.51	0.4054	0.3653	0.0401	3.3144	0.3977	0.0077	0.4176	0.0122	0.3807	0.0247	0.4161	0.0107
23	27.01	0.3784	0.3314	0.0470	3.2962	0.3608	0.0176	0.3745	0.0039	0.3450	0.0333	0.3775	0.0009
24	26.94	0.3514	0.3266	0.0248	3.2935	0.3554	0.0041	0.3682	0.0168	0.3399	0.0114	0.3719	0.0205
25	26.56	0.3243	0.3021	0.0223	3.2795	0.3281	0.0038	0.3356	0.0113	0.3138	0.0105	0.3429	0.0186
26	26.39	0.2973	0.2913	0.0060	3.2731	0.3159	0.0186	0.3210	0.0237	0.3023	0.0050	0.3299	0.0326
27	25.91	0.2703	0.2615	0.0088	3.2546	0.2818	0.0115	0.2797	0.0094	0.2702	0.0001	0.2932	0.0229
28	25.67	0.2432	0.2475	0.0043	3.2455	0.2656	0.0224	0.2600	0.0168	0.2551	0.0118	0.2756	0.0324
29	25.53	0.2162	0.2390	0.0228	3.2397	0.2557	0.0395	0.2479	0.0316	0.2458	0.0296	0.2648	0.0486
30	25.48	0.1892	0.2363	0.0471	3.2379	0.2525	0.0633	0.2440	0.0548	0.2429	0.0537	0.2613	0.0721
31	23.77	0.1622	0.1506	0.0116	3.1683	0.1500	0.0121	0.1207	0.0415	0.1489	0.0132	0.1480	0.0142
32	22.93	0.1351	0.1173	0.0179	3.1324	0.1098	0.0253	0.0758	0.0593	0.1123	0.0228	0.1035	0.0317
33	21.55	0.1081	0.0745	0.0336	3.0704	0.0597	0.0484	0.0281	0.0800	0.0662	0.0419	0.0496	0.0585
34	21.39	0.0811	0.0705	0.0106	3.0630	0.0552	0.0259	0.0245	0.0566	0.0619	0.0192	0.0449	0.0362
35	20.06	0.0541	0.0428	0.0112	2.9985	0.0262	0.0278	0.0062	0.0479	0.0336	0.0205	0.0170	0.0371
36	18.47	0.0270	0.0221	0.0049	2.9162	0.0087	0.0183	0.0006	0.0264	0.0143	0.0127	0.0035	0.0235

n	36	Distribución	Normal	Log-Normal	EV1-Gumbel	Pearson III	Log Pearson III
Significación	0.05	Δ_{MAX}	0.0885	0.1224	0.1586	0.1064	0.1413
Δ critico	0.2264	Si se ajusta		Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta
		Mejor Ajuste	1	3	5	2	4

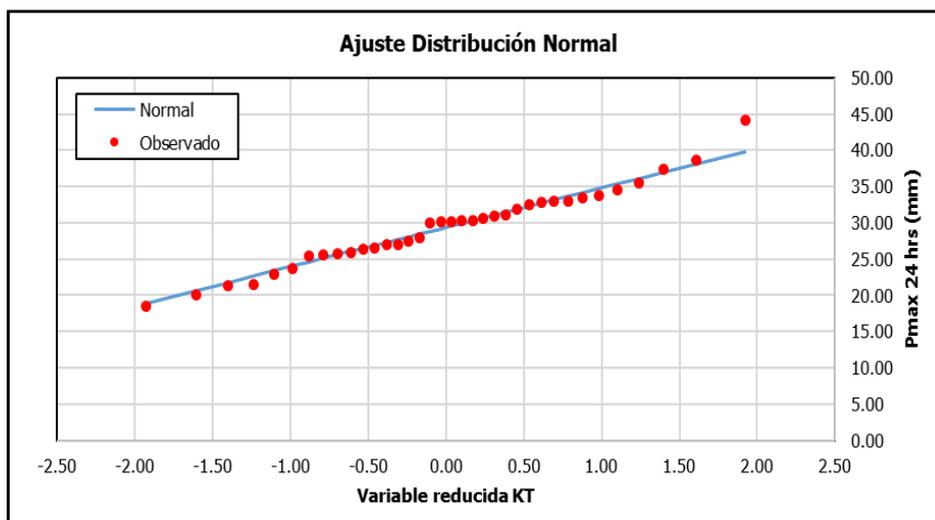


Figura 54 — Distribución que más se ajusta para P3 (NORMAL)

Se ha realizado las pruebas de ajuste a la distribución de probabilidad utilizada, para un 5% de nivel de significancia con el programa hydrognomon, observándose que los datos se ajustan por tener un menor valor estadístico Δ , los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

Tabla 32— Funciones de distribución que mejor se ajustaron

Serie	Nro de Datos	Significancia	Δ CRÍTICO	Δ MAX	Distribución que más se ajusta
P1	36	0.05	0.226350253	0.072698467	EV1-Gumbel
P2	36	0.05	0.226350253	0.061807903	Log Pearson III
P3	36	0.05	0.226350253	0.08846948	Normal

5.1.4.3. Precipitaciones de diseño

Elegida la distribución que más se ajusta iniciamos a calcular las precipitaciones de diseño para las 3 zonas de estudio P1, P2, P3.

Calculamos el factor de frecuencia K_T de la distribución EV1 Gumbel

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T}{T-1} \right) \right] \right\} \quad (87)$$



Tabla 33 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona alta (P1)

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS					
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)					
Promedio:		$x = 41.4637$	$y =$	3.6835	
Desviación estándar:		$s = 12.3027$	$sy =$	0.2901	
Cs/6:		$k = 0.1094$	$k =$	0.0288	
T	P(X≤XT)	EVI-GUMBEL		P máx. (mm)	P _{MAX} (corregida) mm
		K _T	x _T		
2	0.5000	-0.1643	39.44	39.44	44.57
3	0.6667	0.2538	44.59	44.59	50.38
5	0.8000	0.7195	50.31	50.31	56.86
10	0.9000	1.3046	57.51	57.51	64.99
20	0.9500	1.8658	64.42	64.42	72.79
25	0.9600	2.0438	66.61	66.61	75.27
50	0.9800	2.5923	73.36	73.36	82.89
100	0.9900	3.1367	80.05	80.05	90.46
200	0.9950	3.6791	86.73	86.73	98.00
300	0.9967	3.9959	90.62	90.62	102.40
500	0.9980	4.3947	95.53	95.53	107.95

Calculamos el factor de frecuencia K_T de la distribución Log Pearson III

$$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad (88)$$



Tabla 34 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona media (P2)

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS								
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)								
Promedio: $x = 31.0190$ $y = 3.4064$								
Desviación estándar: $s = 7.9045$ $sy = 0.2360$								
Cs/6: $k = 0.2214$ $k = 0.0920$								
T	P(X≤XT)	NORMAL		LOG-PEARSON III			P máx. (mm)	P _{MAX} (corregida) mm
		K _T	x _T	K _T	x _T	e ^{x_T}		
2	0.5000	0.0000	31.02	-0.09	3.38	29.51	29.51	33.35
3	0.6667	0.4307	34.42	0.35	3.49	32.75	32.75	37.00
5	0.8000	0.8416	37.67	0.80	3.60	36.44	36.44	41.18
10	0.9000	1.2816	41.15	1.32	3.72	41.22	41.22	46.58
20	0.9500	1.6449	44.02	1.79	3.83	45.96	45.96	51.93
25	0.9600	1.7507	44.86	1.92	3.86	47.50	47.50	53.67
50	0.9800	2.0537	47.25	2.34	3.96	52.35	52.35	59.16
100	0.9900	2.3263	49.41	2.73	4.05	57.38	57.38	64.84
200	0.9950	2.5758	51.38	3.09	4.14	62.61	62.61	70.75
300	0.9967	2.7131	52.46	3.30	4.19	65.78	65.78	74.33
500	0.9980	2.8782	53.77	3.56	4.25	69.90	69.90	78.99

Calculamos el factor de frecuencia $K_T = Z$ de la distribución normal

$$w = \left[\ln \left(\frac{1}{p^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \quad (0 < p \leq 0.5) \tag{89}$$

$$z = w - \frac{2.515517 + 0.802853w + 0.010328w^2}{1 + 1.432788w + 0.189269w^2 + 0.001308w^3} \tag{90}$$

Quando $p > 0.5$, p es reemplazado por $1 - p$, y a z se le asigna signo negativo



Tabla 35 — Precipitaciones máximas anuales de 24 horas zona baja (P3)

PRECIPITACIONES MAXIMAS ANUALES EN 24 HORAS					
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)					
Promedio:		$x = 29.3728$	$y = 3.3632$		
Desviación estándar:		$s = 5.4207$	$sy = 0.1880$		
Cs/6:		$k = 0.0461$	$k = -0.0509$		
T	P(X≤XT)	NORMAL		P max (mm)	P MAX (corregida) mm
		KT	XT		
2	0.5000	0.0000	29.37	29.37	33.19
3	0.6667	0.4307	31.71	31.71	35.83
5	0.8000	0.8416	33.93	33.93	38.35
10	0.9000	1.2816	36.32	36.32	41.04
20	0.9500	1.6449	38.29	38.29	43.27
25	0.9600	1.7507	38.86	38.86	43.91
50	0.9800	2.0537	40.51	40.51	45.77
100	0.9900	2.3263	41.98	41.98	47.44
200	0.9950	2.5758	43.34	43.34	48.97
300	0.9967	2.7131	44.08	44.08	49.81
500	0.9980	2.8782	44.97	44.97	50.82

5.1.4.4. Análisis de tormentas

a) Curva Intensidad Duración Frecuencia (Metodo de Dyck y Peschke)

Cuando no se cuenta con registros de fluviógrafos como es el caso que permitan obtener las intensidades máximas, se pueden completar datos horarios en base a la precipitación máxima de 24 horas, corregido

$$P_d = P_{24} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \tag{91}$$

Donde:

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



d: duración en minutos

Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas para las 3 zonas de estudio P1, P2, P3.

Tabla 36 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona alta (P1)

PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	12.87	16.41	18.76	21.01	21.73	23.93	26.11	28.29	31.16
0.33	20.00	15.30	19.52	22.31	24.99	25.84	28.46	31.05	33.64	37.06
0.50	30.00	16.93	21.60	24.69	27.66	28.60	31.49	34.37	37.23	41.01
0.67	40.00	18.20	23.21	26.53	29.72	30.73	33.84	36.93	40.01	44.07
0.83	50.00	19.24	24.54	28.05	31.42	32.49	35.78	39.05	42.30	46.60
1.00	60.00	20.14	25.69	29.36	32.89	34.01	37.45	40.87	44.28	48.77
1.50	90.00	22.29	28.43	32.50	36.40	37.63	41.45	45.23	49.00	53.97
2.00	120.00	23.95	30.55	34.92	39.11	40.44	44.54	48.60	52.65	58.00
4.00	240.00	28.48	36.33	41.52	46.51	48.09	52.96	57.80	62.62	68.97
6.00	360.00	31.52	40.20	45.95	51.47	53.22	58.61	63.97	69.30	76.33
7.00	420.00	32.75	41.78	47.76	53.49	55.31	60.92	66.48	72.02	79.33
8.00	480.00	33.87	43.20	49.38	55.31	57.19	62.98	68.73	74.46	82.02
10.00	600.00	35.81	45.68	52.21	58.48	60.47	66.60	72.68	78.74	86.73
11.00	660.00	36.67	46.78	53.47	59.89	61.93	68.20	74.43	80.64	88.82
12.00	720.00	37.48	47.81	54.65	61.21	63.29	69.70	76.07	82.41	90.77
24.00	1440.00	44.57	56.86	64.99	72.79	75.27	82.89	90.46	98.00	107.95

Tabla 37 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona media (P2)

PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	9.63	11.89	13.45	14.99	15.49	17.08	18.72	20.42	22.80
0.33	20.00	11.45	14.14	15.99	17.83	18.43	20.31	22.26	24.29	27.12
0.50	30.00	12.67	15.65	17.70	19.73	20.39	22.48	24.63	26.88	30.01
0.67	40.00	13.61	16.81	19.02	21.20	21.91	24.15	26.47	28.88	32.25
0.83	50.00	14.40	17.78	20.11	22.42	23.17	25.54	27.99	30.54	34.10
1.00	60.00	15.07	18.61	21.05	23.46	24.25	26.73	29.29	31.96	35.69
1.50	90.00	16.67	20.59	23.29	25.97	26.84	29.58	32.42	35.37	39.49
2.00	120.00	17.92	22.13	25.03	27.90	28.84	31.79	34.84	38.01	42.44
4.00	240.00	21.31	26.31	29.76	33.18	34.29	37.80	41.43	45.20	50.47
6.00	360.00	23.58	29.12	32.94	36.72	37.95	41.83	45.85	50.03	55.85
7.00	420.00	24.51	30.26	34.23	38.17	39.44	43.48	47.65	51.99	58.05
8.00	480.00	25.34	31.29	35.39	39.46	40.78	44.95	49.26	53.76	60.02
10.00	600.00	26.79	33.09	37.43	41.73	43.12	47.53	52.09	56.84	63.46
11.00	660.00	27.44	33.88	38.33	42.73	44.16	48.68	53.35	58.21	64.99
12.00	720.00	28.04	34.63	39.17	43.67	45.13	49.75	54.52	59.49	66.42
24.00	1440.00	33.35	41.18	46.58	51.93	53.67	59.16	64.84	70.75	78.99

Tabla 38 — Precipitaciones de diseño para duraciones menores a 24 horas zona baja (P3)

PRECIPITACION DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10.00	9.58	11.07	11.85	12.49	12.68	13.21	13.70	14.14	14.67
0.33	20.00	11.39	13.16	14.09	14.85	15.08	15.71	16.29	16.81	17.45
0.50	30.00	12.61	14.57	15.59	16.44	16.68	17.39	18.02	18.60	19.31
0.67	40.00	13.55	15.65	16.75	17.66	17.93	18.69	19.37	19.99	20.75
0.83	50.00	14.33	16.55	17.72	18.68	18.96	19.76	20.48	21.14	21.94
1.00	60.00	15.00	17.32	18.54	19.55	19.84	20.68	21.43	22.12	22.96
1.50	90.00	16.60	19.17	20.52	21.63	21.96	22.89	23.72	24.48	25.41
2.00	120.00	17.83	20.60	22.05	23.25	23.59	24.59	25.49	26.31	27.31
4.00	240.00	21.21	24.50	26.22	27.64	28.06	29.25	30.31	31.29	32.47
6.00	360.00	23.47	27.12	29.02	30.59	31.05	32.37	33.55	34.63	35.94
7.00	420.00	24.39	28.18	30.16	31.80	32.27	33.64	34.86	35.99	37.35
8.00	480.00	25.22	29.14	31.18	32.88	33.37	34.78	36.05	37.21	38.62
10.00	600.00	26.67	30.81	32.97	34.76	35.28	36.77	38.12	39.34	40.83
11.00	660.00	27.31	31.55	33.77	35.60	36.13	37.66	39.03	40.29	41.82
12.00	720.00	27.91	32.25	34.51	36.38	36.93	38.49	39.89	41.18	42.74
24.00	1440.00	33.19	38.35	41.04	43.27	43.91	45.77	47.44	48.97	50.82

Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas para las 3 zonas de estudio P1, P2, P3.

$$i_m = \frac{P}{t} \tag{92}$$



Donde:

i_m : Intensidad máxima en mm/hr

P : Precipitación en altura de agua en mm

t : Tiempo en horas

Tabla 39 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona alta (P1)

INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA (P1)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10	77.20	98.48	112.57	126.08	130.37	143.57	156.68	169.74	186.97
0.33	20	45.90	58.55	66.93	74.97	77.52	85.37	93.16	100.93	111.17
0.50	30	33.87	43.20	49.38	55.31	57.19	62.98	68.73	74.46	82.02
0.67	40	27.29	34.82	39.80	44.58	46.09	50.76	55.40	60.01	66.10
0.83	50	23.09	29.45	33.67	37.71	38.99	42.94	46.86	50.76	55.92
1.00	60	20.14	25.69	29.36	32.89	34.01	37.45	40.87	44.28	48.77
1.50	90	14.86	18.95	21.66	24.26	25.09	27.63	30.15	32.67	35.98
2.00	120	11.97	15.27	17.46	19.56	20.22	22.27	24.30	26.33	29.00
4.00	240	7.12	9.08	10.38	11.63	12.02	13.24	14.45	15.65	17.24
6.00	360	5.25	6.70	7.66	8.58	8.87	9.77	10.66	11.55	12.72
7.00	420	4.68	5.97	6.82	7.64	7.90	8.70	9.50	10.29	11.33
8.00	480	4.23	5.40	6.17	6.91	7.15	7.87	8.59	9.31	10.25
10.00	600	3.58	4.57	5.22	5.85	6.05	6.66	7.27	7.87	8.67
11.00	660	3.33	4.25	4.86	5.44	5.63	6.20	6.77	7.33	8.07
12.00	720	3.12	3.98	4.55	5.10	5.27	5.81	6.34	6.87	7.56
24.00	1440	1.86	2.37	2.71	3.03	3.14	3.45	3.77	4.08	4.50



Tabla 40 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona media (P2)

INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA (P2)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10	57.76	71.33	80.68	89.95	92.96	102.47	112.30	122.54	136.81
0.33	20	34.35	42.41	47.97	53.49	55.28	60.93	66.77	72.86	81.35
0.50	30	25.34	31.29	35.39	39.46	40.78	44.95	49.26	53.76	60.02
0.67	40	20.42	25.22	28.53	31.80	32.87	36.23	39.70	43.32	48.37
0.83	50	17.28	21.33	24.13	26.90	27.80	30.65	33.59	36.65	40.92
1.00	60	15.07	18.61	21.05	23.46	24.25	26.73	29.29	31.96	35.69
1.50	90	11.12	13.73	15.53	17.31	17.89	19.72	21.61	23.58	26.33
2.00	120	8.96	11.06	12.51	13.95	14.42	15.89	17.42	19.01	21.22
4.00	240	5.33	6.58	7.44	8.30	8.57	9.45	10.36	11.30	12.62
6.00	360	3.93	4.85	5.49	6.12	6.33	6.97	7.64	8.34	9.31
7.00	420	3.50	4.32	4.89	5.45	5.63	6.21	6.81	7.43	8.29
8.00	480	3.17	3.91	4.42	4.93	5.10	5.62	6.16	6.72	7.50
10.00	600	2.68	3.31	3.74	4.17	4.31	4.75	5.21	5.68	6.35
11.00	660	2.49	3.08	3.48	3.88	4.01	4.43	4.85	5.29	5.91
12.00	720	2.34	2.89	3.26	3.64	3.76	4.15	4.54	4.96	5.53
24.00	1440	1.39	1.72	1.94	2.16	2.24	2.47	2.70	2.95	3.29



Tabla 41 — Intensidades de diseño para duraciones menores a 24 horas zona baja (P3)

INTENSIDADES DE DISEÑO PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS										
MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA (P3)										
DURACIÓN		PERÍODO DE RETORNO (años)								
Hr	min	2	5	10	20	25	50	100	200	500
0.17	10	57.49	66.42	71.09	74.94	76.06	79.28	82.17	84.82	88.02
0.33	20	34.18	39.49	42.27	44.56	45.23	47.14	48.86	50.43	52.34
0.50	30	25.22	29.14	31.18	32.88	33.37	34.78	36.05	37.21	38.62
0.67	40	20.33	23.48	25.13	26.50	26.89	28.03	29.05	29.99	31.12
0.83	50	17.19	19.86	21.26	22.41	22.75	23.71	24.57	25.37	26.33
1.00	60	15.00	17.32	18.54	19.55	19.84	20.68	21.43	22.12	22.96
1.50	90	11.06	12.78	13.68	14.42	14.64	15.26	15.81	16.32	16.94
2.00	120	8.92	10.30	11.03	11.62	11.80	12.30	12.74	13.16	13.65
4.00	240	5.30	6.13	6.56	6.91	7.01	7.31	7.58	7.82	8.12
6.00	360	3.91	4.52	4.84	5.10	5.18	5.39	5.59	5.77	5.99
7.00	420	3.48	4.03	4.31	4.54	4.61	4.81	4.98	5.14	5.34
8.00	480	3.15	3.64	3.90	4.11	4.17	4.35	4.51	4.65	4.83
10.00	600	2.67	3.08	3.30	3.48	3.53	3.68	3.81	3.93	4.08
11.00	660	2.48	2.87	3.07	3.24	3.28	3.42	3.55	3.66	3.80
12.00	720	2.33	2.69	2.88	3.03	3.08	3.21	3.32	3.43	3.56
24.00	1440	1.38	1.60	1.71	1.80	1.83	1.91	1.98	2.04	2.12

De acuerdo a la ecuación de Dyck y Peschke, entendiendo que las intensidades tienen la siguiente forma:

$$I = \frac{KT^m}{d^n} \tag{93}$$

Donde:

I : Intensidad (mm/hora)

K, m, n : parámetros propios del lugar

T : Periodo de Retorno (años)

d : Duración (minutos)

Para hallar los valores de K, m, n debemos linealizar la ecuación

$$\log I = \log K + m \log T - n \log d$$

Realizando el cambio de variable

$$y = \log I ; x_1 = \log T ; x_2 = \log d$$



$$a_0 = \log k ; a_1 = m ; a_2 = -n$$

Para cada patrón de tormenta (P1, P2 y P3) se debe resolver la ecuación de regresión lineal o método de mínimos cuadrados

$$y = a_0 + a_1 \times x_1 + a_2 \times x_2 \tag{94}$$

Resolviendo la regresión, se obtienen los siguientes valores para los tres patrones de tormenta:

Tabla 42 — Coeficientes de periodo (T) y duración (d), para cálculo de Intensidad (I)

Serie	a ₀	a ₁	a ₂	K	m	n
P1	2.632	0.154	-0.750	428.098	0.154	0.750
P2	2.494	0.152	-0.750	311.884	0.152	0.750
P3	2.518	0.072	-0.750	329.394	0.072	0.750

Con estos coeficientes es posible la construcción de las curvas IDF, para las 3 series analizadas.

Tabla 43 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona alta (P1)

CURVAS IDF MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA P1						
Intensidades máximas. - (mm/h)						
$I = \frac{KT^m}{d^n}$		K= 428.10				
		m= 0.154				
		n= 0.750				
Duración (t) minutos	Período de Retorno (T) en años					
	10	25	50	100	250	500
5	182.67	210.42	234.18	260.62	300.21	334.11
10	108.62	125.12	139.24	154.97	178.51	198.67
20	64.58	74.39	82.79	92.14	106.14	118.13
30	47.65	54.89	61.08	67.98	78.31	87.15
40	38.40	44.24	49.23	54.79	63.11	70.24
50	32.48	37.42	41.64	46.35	53.39	59.41
60	28.33	32.64	36.32	40.42	46.56	51.82
70	25.24	29.07	32.36	36.01	41.48	46.16
80	22.83	26.30	29.27	32.58	37.53	41.76
90	20.90	24.08	26.80	29.82	34.35	38.23
100	19.31	22.25	24.76	27.56	31.74	35.33
110	17.98	20.71	23.05	25.66	29.55	32.89
120	16.85	19.41	21.60	24.04	27.69	30.81



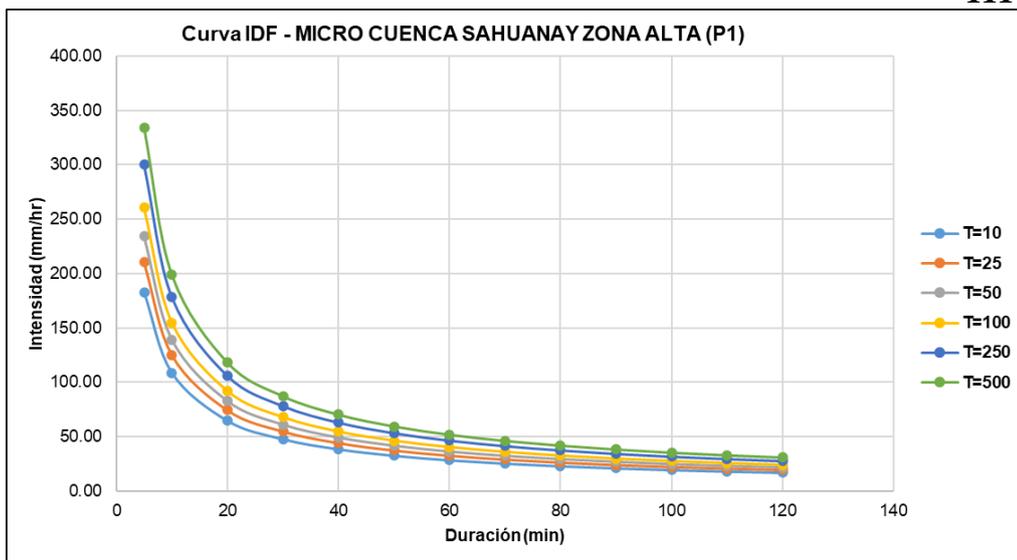


Figura 55 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona alta (P3)

La intensidad máxima encontrada para la zona alta (P1) de la micro cuenca Sahuanay por la metodología de Dyck y Peschke fue de 334.11 mm/hr con D = 5 min, T= 500 años; mientras para T=100 años fue 260.62 mm/h con D = 5min, para un registro pluviométrico histórico de 36 años (1981 al 2016)

Tabla 44 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona media (P2)

CURVAS IDF MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA P2						
Intensidades máximas. - P2 (mm/h)						
$I = \frac{KT^m}{d^n}$		K=	311.88			
		m=	0.152			
		n=	0.750			
Duración (t) minutos	Período de Retorno (T) en años					
	10	25	50	100	250	500
5	132.29	152.03	168.90	187.63	215.63	239.55
10	78.66	90.40	100.43	111.57	128.21	142.44
20	46.77	53.75	59.71	66.34	76.24	84.69
30	34.51	39.66	44.06	48.94	56.25	62.49
40	27.81	31.96	35.51	39.45	45.33	50.36
50	23.53	27.04	30.03	33.37	38.34	42.60
60	20.52	23.58	26.20	29.10	33.44	37.15
70	18.28	21.01	23.34	25.92	29.79	33.10
80	16.54	19.00	21.11	23.45	26.95	29.94
90	15.14	17.40	19.33	21.47	24.67	27.41
100	13.99	16.08	17.86	19.84	22.80	25.33
110	13.02	14.97	16.63	18.47	21.23	23.58
120	12.20	14.02	15.58	17.30	19.89	22.09



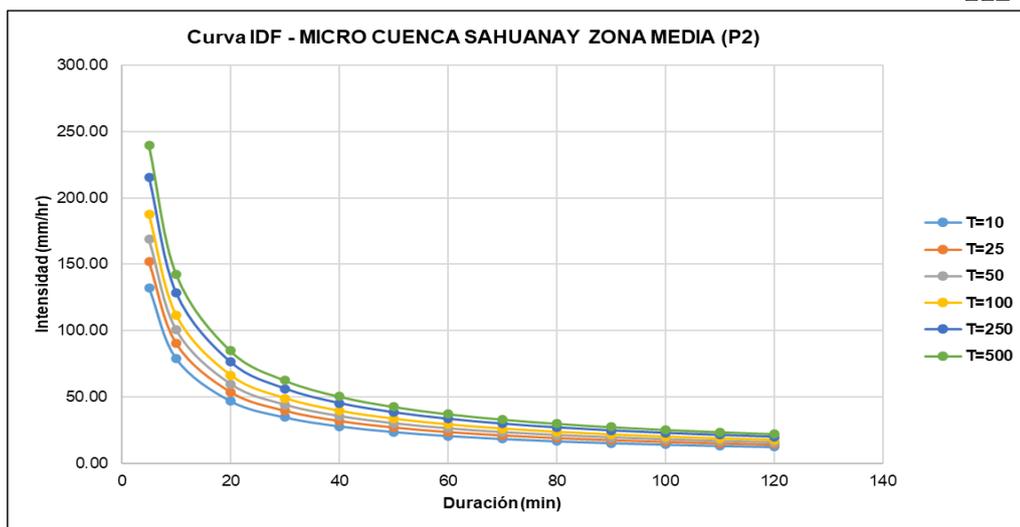


Figura 56 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona media (P2)

La intensidad máxima encontrada para la zona media (P2) de la micro cuenca Sahuanay por la metodología de Dyck y Peschke fue de 239.55 mm/hr con D = 5 min, T= 500 años; mientras para T=100 años fue 187.63 mm/h con D = 5min, para un registro pluviométrico histórico de 36 años (1981 al 2016)

Tabla 45 — Curvas IDF micro cuenca Sahuanay zona baja (P3)

CURVAS IDF MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA P3						
Intensidades máximas. - P3 (mm/h)						
$I = \frac{KT^m}{d^n}$	K=		329.39			
	m=		0.072			
	n=		0.750			
Duración (t) minutos	Período de Retorno (T) en años					
	10	25	50	100	250	500
5	116.32	124.28	130.65	137.36	146.75	154.28
10	69.17	73.90	77.69	81.67	87.26	91.73
20	41.13	43.94	46.19	48.56	51.88	54.54
30	30.34	32.42	34.08	35.83	38.28	40.24
40	24.45	26.13	27.47	28.88	30.85	32.43
50	20.69	22.10	23.23	24.43	26.10	27.43
60	18.04	19.28	20.26	21.30	22.76	23.93
70	16.07	17.17	18.05	18.98	20.28	21.32
80	14.54	15.53	16.33	17.17	18.34	19.28
90	13.31	14.22	14.95	15.72	16.79	17.65
100	12.30	13.14	13.81	14.52	15.52	16.31
110	11.45	12.23	12.86	13.52	14.45	15.19
120	10.73	11.46	12.05	12.67	13.53	14.23



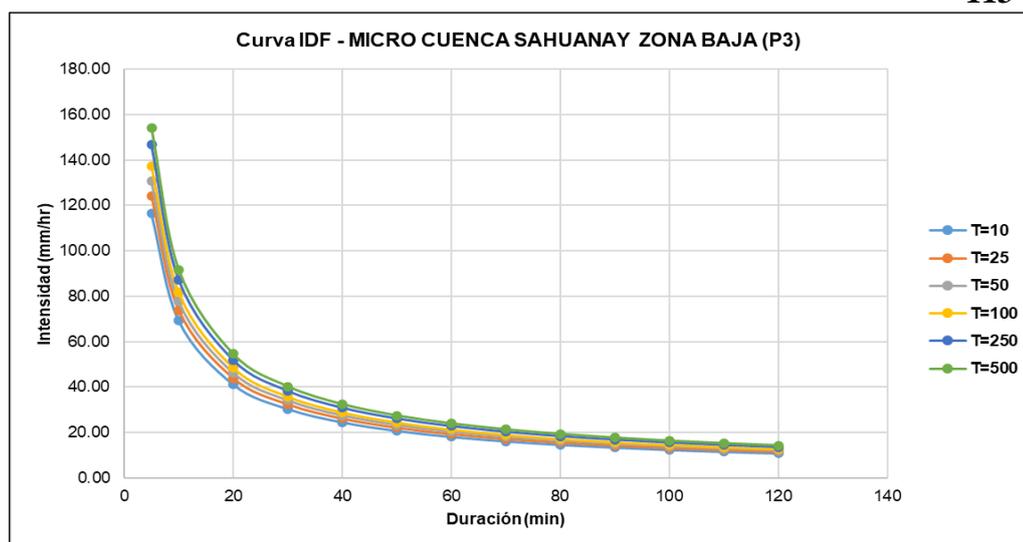


Figura 57 — Curvas IDF – Micro Cuenca Sahuanay zona baja (P3)

La intensidad máxima encontrada para la zona baja (P3) de la micro cuenca Sahuanay por la metodología de Dyck y Peschke fue de 154.28 mm/hr con $D = 5$ min, $T = 500$ años; mientras para $T = 100$ años fue 137.36 mm/h con $D = 5$ min, para un registro pluviométrico histórico de 36 años (1981 al 2016).

5.2. Cálculo de caudales máximos en la micro cuenca Sahuanay

5.2.1. Métodos usados para cuantificación de caudales

Métodos más usuales para la estimación de caudales máximos a partir de data precipitaciones máximas, para la presente tesis se utilizan los siguientes métodos.

- Método de envolvente de descargas máximas de CREAGER
- Método del sistema de DIPEO electrificación rural del Perú
- Método de MAC MATH
- Método del HEC HMS (método computacional muy completo)

5.2.1.1. Método de CREAGER

La fórmula es la siguiente:

$$Q_{max} = (C1 + C2) \log(T) A^{m_A - n} \quad (95)$$

Donde:

Q_{max} : Caudal máximo para un periodo de retorno T seleccionado, $\frac{m^3}{s}$

A : Área de la cuenca en Km^2

T : Periodo de Retorno en años

C_1, C_2 : Coeficientes adimensionales de escala, por regiones hidráulicas.

m, n : Exponentes adimensionales, por regiones hidráulicas.

Según los autores, el territorio peruano queda subdividido en siete regiones hidráulicas diferenciables, tal como se muestra en el mapa:

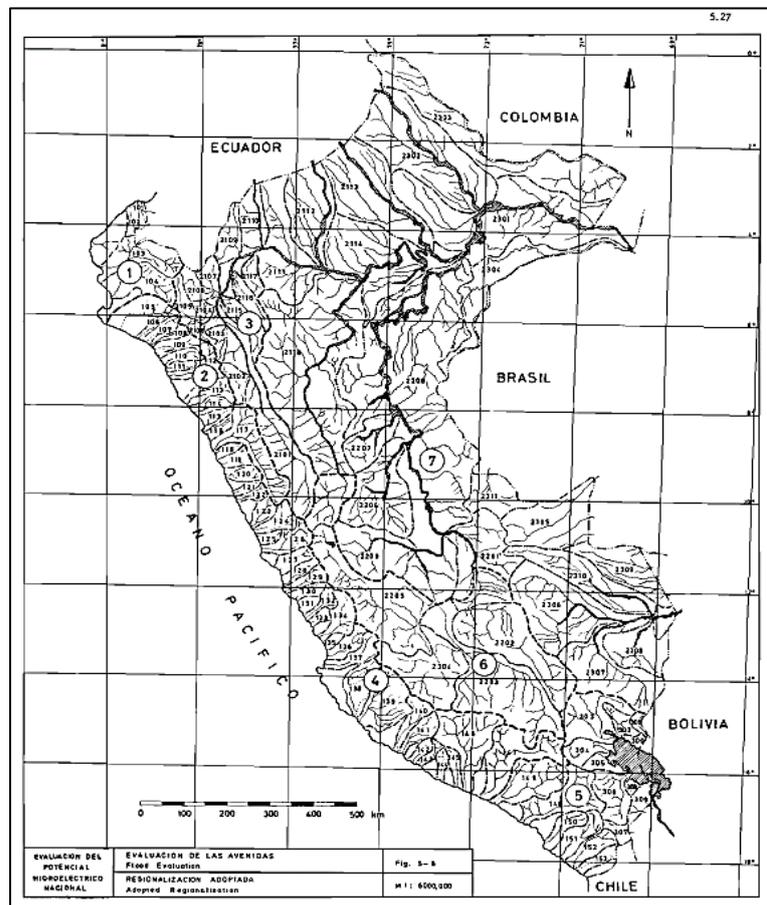


Figura 58 — Regiones hidrográficas de Creager (Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú

Extraído de: (TRAU W. Y GUTIÉRREZ R.; 1979)

Para cada una de las zonas identificadas, se establece el conjunto de coeficientes y exponentes indicados en el cuadro siguiente:

Tabla 46 — Valores de la tabla de Creager

Región	C_1	C_2	m	n
1	0,01	4,37	1,02	0,04
2	0,10	1,28	1,02	0,04
3	0,27	1,48	1,02	0,04
4	0,09	0,36	1,24	0,04
5	0,11	0,26	1,24	0,04

6	0,18	0,31	1,24	0,04
7	0,22	0,37	1,24	0,04

Extraído de: (Análisis regional de las avenidas en los ríos del Perú; TRAU W. Y GUTIÉRREZ R.; 1979)

Cabe señalar que, en general, a pesar de su simplicidad, este método es bastante preciso

Tabla 47 — Determinación del caudal método de Creager

Región	6
C1	0.18
C2	0.31
m	1.24
n	0.04
A (Km ²)	22.6
A ⁻ⁿ =	0.883
m*A ⁻ⁿ =	1.095
A^(m*A ⁻ⁿ) =	30.354
T (años)	100
Q máx. (m3/s)	29.75

5.2.1.2. Método del Sistema DIPEO

$$Q = \frac{P(24h)A C_R C_P C_F}{T_c \bar{R}} \quad (96)$$

Donde:

$P(24h)$: Precipitación máxima diaria, en mm, correspondiente a un periodo de retorno seleccionado

A : Área de la cuenca en Km²

C_R : Coeficiente de reducción, según el área de la cuenca

$\frac{C_P}{\bar{R}}$: Coeficiente de reducción según la permeabilidad y pendientes longitudinal y transversal de la cuenca

C_F : Coeficiente que considera la forma de la curva del caudal.

T_c : Tiempo de Concentración de la cuenca, en segundos

Donde:

C_R : Coeficiente de reducción, según el área de la cuenca, los valores C_R se obtienen del siguiente cuadro:

Tabla 48 — Valores de Coeficiente de Reducción

Área de la cuenca (KM)	Coeficiente C_R
$0 < A \leq 25$	1,0
$25 < A \leq 50$	0,95
$50 < A \leq 100$	0,9
$100 < A \leq 150$	0,85
$150 < A \leq 200$	0,80

Extraído de: (Convenio GTZ-ELECTRO PERÚ, 1993)

$C_{P/R}$: Coeficiente de reducción según la permeabilidad y pendientes longitudinal y transversal de la cuenca. El coeficiente $C_{P/R}$ se determina con el auxilio de los gráficos que dependen de:

- **Condiciones climatológicas:**
 - Tropicales y tropicales de transición ó
 - Mediodesiertos y Sahara
- **Permeabilidad de la cuenca:**
 - P1: terreno totalmente impermeable, rocoso y/o arcilloso
 - P2: terreno casi impermeable, con muy reducidas zonas de permeabilidad
 - P3: terreno todavía impermeable, con pequeñas zonas de permeabilidad
 - P4: terreno bastante permeable; por ejemplo, zonas con granito y arena
 - P5: zonas totalmente permeables, con arena, rocas y profundas grietas.
- **Pendiente de la cuenca:**
 - R2: pendiente menor o igual a 0.5%
 - R3: pendiente entre 0.5% y 1.0%
 - R4: pendiente entre 1.0% y 2.0%
 - R5: pendiente mayor a 2%

Figura 59 — Caracterización de condicione climatologías, permeabilidad y pendiente de la cuenca

Extraído de: (Convenio GTZ-ELECTRO PERÚ, 1993)

C_F : Coeficiente que considera la forma de la curva del caudal. El coeficiente C_F se obtiene del siguiente cuadro, en función de la precipitación prevaleciente y del área de la cuenca:



Tabla 49 — Coeficiente de curva de caudal CF

Regiones con Isoyetas anuales de 150mm a 800mm	
Área de la cuenca (Km ²)	Coeficiente C _F
De 1 a 25	2.6
De 25 a 50	2.6 a 2.5
De 50 a 100	2.5 a 3
De 100 a 200	3.1
Regiones con Isoyetas anuales mayores a 800mm	
Área de la cuenca (Km ²)	Coeficiente C _F
De 1 a 25	3
De 25 a 50	3 a 4.5
De 50 a 100	4.5 a 4
De 100 a 200	4

Extraído de: (Convenio GTZ-Electro Perú, 1993)

T_c: Tiempo de Concentración de la cuenca, en segundos, el mismo puede ser determinado mediante los métodos usuales o con el auxilio de los gráficos suministrados por el presente método, en función del área y de la pendiente de la cuenca. La única limitación de este método es que los resultados tienen mayor confiabilidad para cuencas pequeñas o medianas, no mayores a 200 Km²

- Precipitación máxima diaria, en mm, correspondiente a un periodo de retorno de 100 años de la zona media **P2 = 64.84mm**
- El **área de la cuenca** correspondería a **22.6 Km²**
- Con lo cual el coeficiente de reducción **C_R** sería **1**
- Las condiciones climatológicas se caracterizarían por “**Tropicales y Tropicales de Transición**”
- Respecto a la permeabilidad lo caracterizaríamos como **P3 “Terreno aun impermeable con pequeñas zonas de permeabilidad”**
- La **pendiente** de la cuenca sería **R5 “Mayor al 5%”**
- De acuerdo a estas consideraciones el valor de **CP/R** sería **0.46 o 46%**

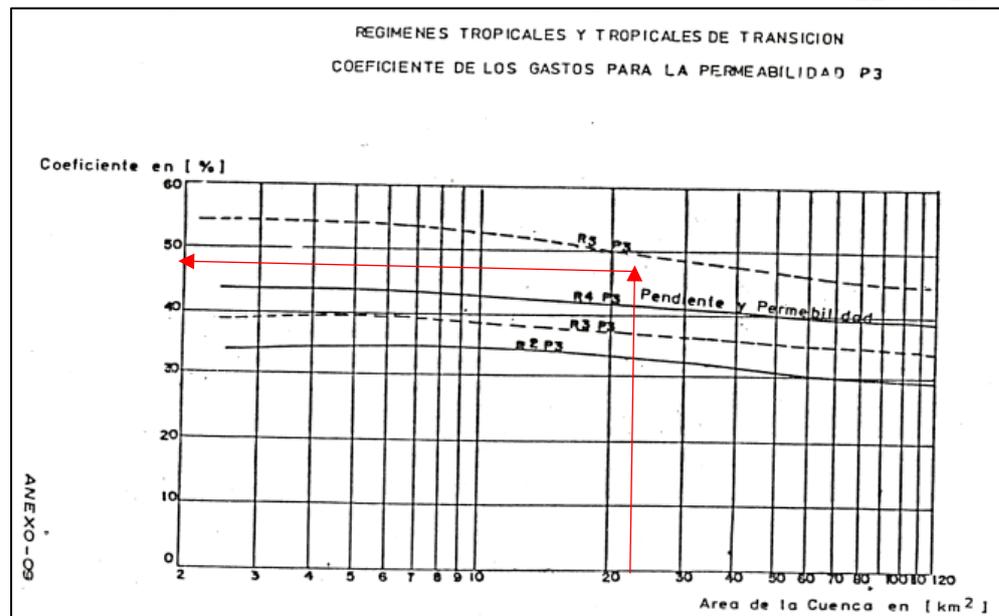


Figura 60 — Coeficiente de gasto para zona de permeabilidad P3

Extraído de: (Convenio GTZ-ELECTRO PERÚ, 1993)

- Respecto a la curva del caudal C_F , la micro cuenca Sahuayanay es una “**Región con isoyetas entre 150 mm y 800 mm**”, con lo que el valor de C_F sería 2.6
- Con relación al Tiempo de Concentración (Tiempo Base), “**para la zona caracterizada como tropical y tropical de transición**”, el tiempo base será ploteando las abscisas (Área de la cuenca en Km²) y la pendiente **R5**, el tiempo base sería 1 hora.
- Como tiempo de concentración escogemos el menor entre el tiempo base y el tiempo de concentración de la cuenca que es **45 minutos o 0.75 horas**

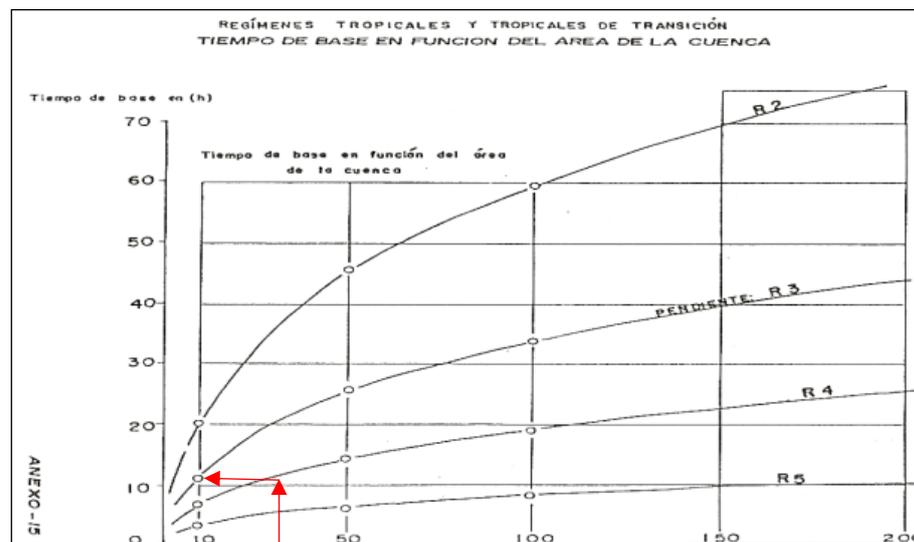


Figura 61 — Tiempo base para regímenes tropicales y de transición

Extraído de: (Convenio GTZ-ELECTRO PERÚ, 1993)

$$Q = \frac{P(24h)A C_R C_P C_F}{T_c \bar{R}}$$

Resolviendo la ecuación el caudal máximo obtenido es de $64.91 \frac{m^3}{s}$

5.2.1.3. Método Mac Math

Es un método semi empírico que obedece a la siguiente fórmula:

$$Q_{max} = 10^{-3} CPA^{0.58} I^{0.42} \tag{97}$$

Donde:

Q_{max} : caudal máximo en $\frac{m^3}{s}$

C : Coeficiente de Escorrentía

P : Precipitación máxima en 24 horas en mm

A : Área de la cuenca en Ha

I : Pendiente del cauce principal en m/Km

Tabla 50 — Determinación del caudal método de Mac Math

C	0.45	
Pmax24h	64.84	mm
A	2260	Ha
I	1600	m/km
Q máx.	57.04	m³/s

De los métodos analizados se puede obtener, eliminando los dos extremos:

Tabla 51 — Cálculo del caudal máximo metodologías tradicionales

Método	Qmax (m ³ /s) (T=100 años)
Creager (*)	29.75
Sistema. Dipeo	64.91
Mac Math	57.04
Promedio	50.57

5.3. Modelación de la micro cuenca Sahauany

5.3.1. Modelo con el software Hec Hms

HEC HMS, es un software que permite modelar fenómenos de lluvia escorrentía, el cual se califica como:

- **Determinístico:** Las salidas o respuestas son definidas en este caso son caudales e hidrogramas a partir de precipitaciones.
- **Lineal:** Las ecuaciones que resuelve son ecuaciones diferenciales de primer grado
- **Empírico:** No explica conceptualmente el fenómeno hidrológico, en su totalidad, sino que se estima previamente la tasa de infiltración mediante el CN
- **Concentrado:** La precipitación es uniforme para una unidad hidrográfica determinada.

5.3.2. Hidrograma

Es la representación gráfica del caudal Q o caudal o volumen de agua que pasa por una sección en un determinado tiempo, se distinguen las siguientes componentes.

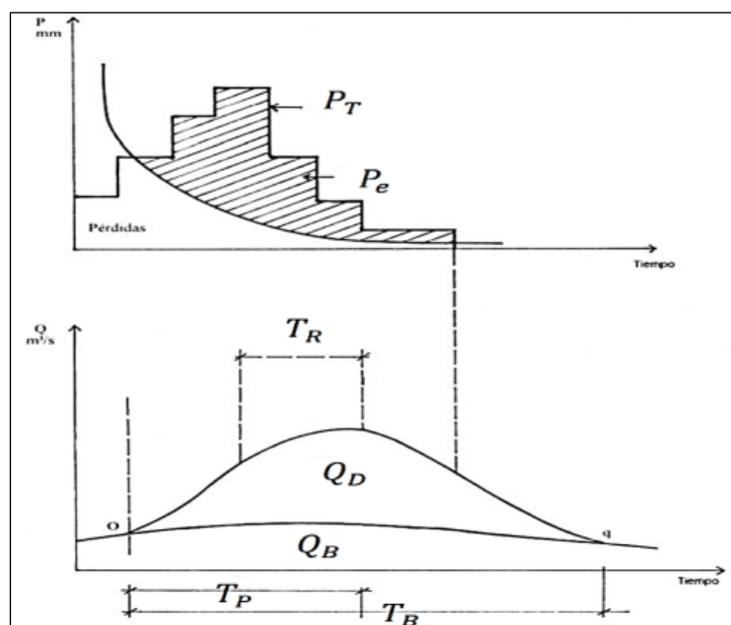


Figura 62 — Transformación de Lluvia Escorrentía

Extraído de: (FERRER,1991),

Donde:

QD: Caudal o escorrentía directa

QB: Caudal o Flujo Base, caudal que se debe al aporte de aguas subterráneas o la precipitación que se infiltra

TR: Tiempo de retraso, tiempo

TB: Tiempo base, duración de creciente

Ia: Perdidas son aquellas partes de la precipitación que no aportan a la formación de la escorrentía superficial.

5.3.2.1. Componentes Del Modelo En Hec Hms

Modelo de Cuenca (Basin Model Manager)

En el cual se crea el modelo a partir de **Components >>Basin Model Mannager >New...** dentro del entorno del programa.

Para lo cual se ha generado un Basin Model con el nombre de **“Sahuanay”** con cada una de sus unidades hidrográficas (9 UH)

Seleccionamos como **Background** (Imagen de Fondo), en el que añadimos las capas correspondientes a las UH y las corrientes en formato shp

Creamos cada una de las unidades hidrográficas con el botón **“Sub Basin Creation Tool”**, las cuencas creadas corresponden a la metodología Pfasterer de la caracterización de la cuenca y subcuentas.

Luego creamos las uniones donde irán confluyendo las unidades de acuerdo a la topología de corrientes con el botón **“Junction creation tools”**

En el caso del desfogue o el punto de aforo de cuenca en general se crea con la herramienta **“Sink Creation Tool”**.

Procedemos a creación las corrientes a partir **“Reach Creation Tool”**, los cuales servirán como elementos de corriente entre las confluencias para dar continuidad al modelo.



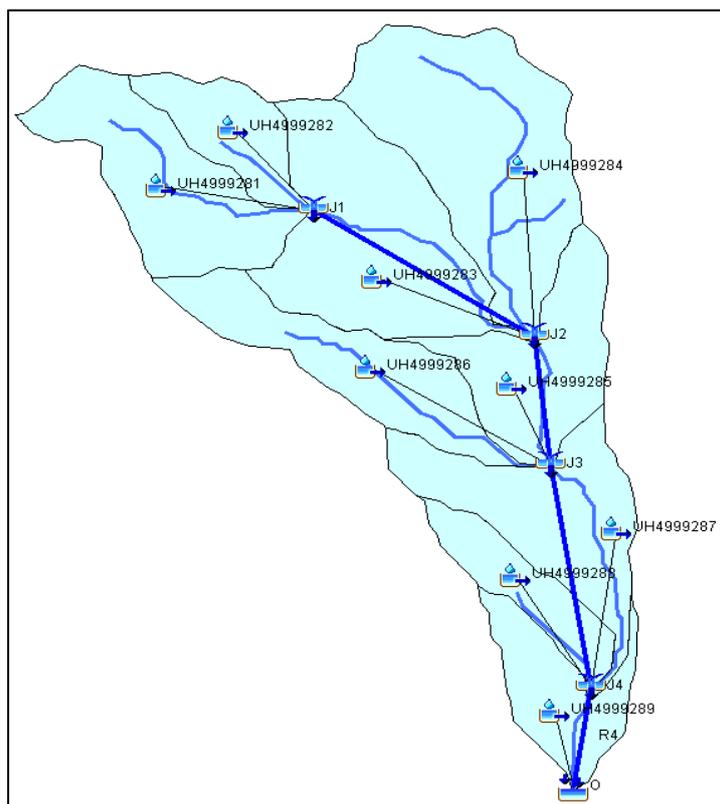


Figura 63 — Definición Topológica de las UH, uniones (J), corrientes (R) y Sumidero (O)

Extraído de HEC HMS 4.10

Luego de definir la topología de debemos de poner las componentes de las subcuencas.

En *sub basin*, es necesario ingresar: “**Área (Km²)**”, “**Loss Method**” (Método de Perdida), que usaremos “**SCS Curve Nombre**” (Numero de Curva) y “**Transform Method**” (Método de Transformación) que es “**SCS Unit Hydrograph**” (Hidrograma Unitario).

En la pestaña “**loss**” (perdida) seleccionamos el CN, el cual se obtiene por la **metodología de la ANA**, utilizando los mapas de **Cobertura Vegetal** y el **mapa de Suelos**, se ha estimado valores de CN para cada uno de las subcuencas.

Se estimó los Números de Curva (CN), para cada una de las unidades hidrográficas, haciendo uso de la metodología del ANA, usando mapas de “Cobertura vegetal “y “Suelos”, obteniendo valores más altos para UH de la zona alta del orden de 70 a 75, para la zona media y baja los valores de CN se

distribuyen entre 65 y 70. Para valores de CN más bajos las tasas de pérdidas por infiltración son mayores.

Finalmente, en la pestaña “*Transform*” (Transformación) definimos el Lag Time (Tiempo de retraso que está en función del CN)

De acuerdo a la siguiente tabla se muestran los valores utilizados para ingresar las componentes del cada UH.

Tabla 52 — Componentes para el modelamiento de UH

Orden	UH	Área (km ²)	Lc (km)	Cota mayor (msnm)	Cota menor (msnm)	S (m/m)	TcK (min)	CN	Tc CN (min)	Tc final (min)	Tlag (min)
1	4999281	2.84	3.57	5155	4147.5	0.28	17.26	75	19.15	18.21	10.92
2	4999282	1.25	2.38	5100	4147.5	0.40	11.03	74	11.98	11.50	6.90
3	4999283	3.92	4.36	4904.5	3599	0.30	19.65	82	17.86	18.75	11.25
4	4999284	4.51	4.54	4518	3599	0.20	23.59	73	28.96	26.27	15.76
5	4999285	2.28	2.93	4180.5	3297	0.30	14.42	63	21.78	18.10	10.86
6	4999286	2.39	4.62	4905	3297	0.35	19.38	74	21.75	20.57	12.34
7	4999287	2.75	4.92	4085.5	2647.5	0.29	21.75	74	24.76	23.26	13.95
8	4999288	1.19	2.95	3787.5	2647.5	0.39	13.18	65	18.46	15.82	9.49
9	4999289	1.52	4.92	3353.5	2528.5	0.17	26.94	73	33.65	30.29	18.18

- Data de Precipitación (Time Series Data Manager)

Creamos el modelo en: *Components*>> *Time series data manager* >> *new*

...

Donde definimos el modelo de series de tiempo donde definimos la precipitación, esto a través de hietogramas, generados en cada una de las 3 series analizadas (P1, P2 y P3), a través del método de los “**bloques alternos**” con distribución centrada, es de destacar que el hietograma corresponde a un periodo de retorno de 100 años para las 3 series analizadas.

Los hietogramas generados son los que se muestran a continuación:



Tabla 53 — Hietograma de diseño zona alta (P1)

HIETOGRAMA DE DISEÑO - MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA ALTA P1						
K =	428.0976					
T =	100					
m =	0.1543					
n =	0.75					
METODO DEL BLOQUE ALTERNO						
Duracion	Intensidad	Profundidad acumulada	Profundidad incremental	Tiempo	Precipitacion	
min	mm/hr	mm	mm	min	mm	
60	40.42	40.42	40.42	0-60	0.947	1
120	24.04	48.07	7.65	60-120	1.012	3
180	17.73	53.20	5.13	120-180	1.049	5
240	14.29	57.17	3.97	180-240	1.181	7
300	12.09	60.45	3.28	240-300	1.294	9
360	10.54	63.26	2.82	300-360	1.435	11
420	9.39	65.75	2.49	360-420	1.619	13
480	8.50	67.98	2.23	420-480	1.869	15
540	7.78	70.01	2.03	480-540	2.232	17
600	7.19	71.88	1.87	540-600	2.819	19
660	6.69	73.62	1.73	600-660	3.967	21
720	6.27	75.24	1.62	660-720	7.648	23
780	5.90	76.76	1.52	720-780	40.423	24
840	5.59	78.19	1.44	780-840	5.128	22
900	5.30	79.55	1.36	840-900	3.280	20
960	5.05	80.85	1.29	900-960	2.486	18
1020	4.83	82.08	1.23	960-1020	2.032	16
1080	4.63	83.26	1.18	1020-1080	1.733	14
1140	4.44	84.39	1.13	1080-1140	1.521	12
1200	4.27	85.48	1.09	1140-1200	1.360	10
1260	4.12	86.53	1.05	1200-1260	1.235	8
1320	3.98	87.54	1.01	1260-1320	1.133	6
1380	3.85	88.52	0.98	1320-1380	1.049	4
1440	3.73	89.47	0.95	1380-1440	0.978	2

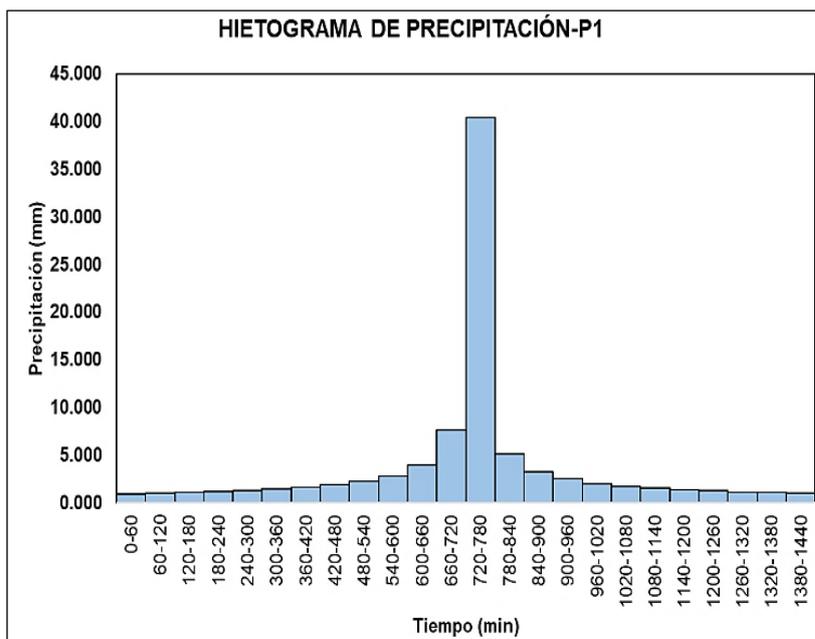


Figura 64 — Hietograma de Precipitación para P1 en mm.

Tabla 54 — Hietograma de diseño zona media (P2)

HIETOGRAMA DE DISEÑO - MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA MEDIA P2						
K =		311.8835				
T =		100				
m =		0.1518				
n =		0.75				
METODO DEL BLOQUE ALTERNO						
Duración	Intensidad	Profundidad acumulada	Profundidad incremental	Tiempo	Precipitación	
min	mm/hr	mm	mm	min	mm	
60	29.10	29.10	29.10	0-60	0.682	1
120	17.30	34.61	5.51	60-120	0.729	3
180	12.77	38.30	3.69	120-180	0.755	5
240	10.29	41.16	2.86	180-240	0.850	7
300	8.70	43.52	2.36	240-300	0.932	9
360	7.59	45.55	2.03	300-360	1.033	11
420	6.76	47.34	1.79	360-420	1.166	13
480	6.12	48.94	1.61	420-480	1.345	15
540	5.60	50.41	1.46	480-540	1.607	17
600	5.18	51.75	1.35	540-600	2.029	19
660	4.82	53.00	1.25	600-660	2.856	21
720	4.51	54.17	1.17	660-720	5.506	23
780	4.25	55.26	1.09	720-780	29.102	24
840	4.02	56.29	1.03	780-840	3.692	22
900	3.82	57.27	0.98	840-900	2.361	20
960	3.64	58.20	0.93	900-960	1.790	18
1020	3.48	59.09	0.89	960-1020	1.463	16
1080	3.33	59.94	0.85	1020-1080	1.248	14
1140	3.20	60.76	0.82	1080-1140	1.095	12
1200	3.08	61.54	0.78	1140-1200	0.979	10
1260	2.97	62.30	0.76	1200-1260	0.889	8
1320	2.86	63.03	0.73	1260-1320	0.816	6
1380	2.77	63.73	0.70	1320-1380	0.755	4
1440	2.68	64.41	0.68	1380-1440	0.704	2



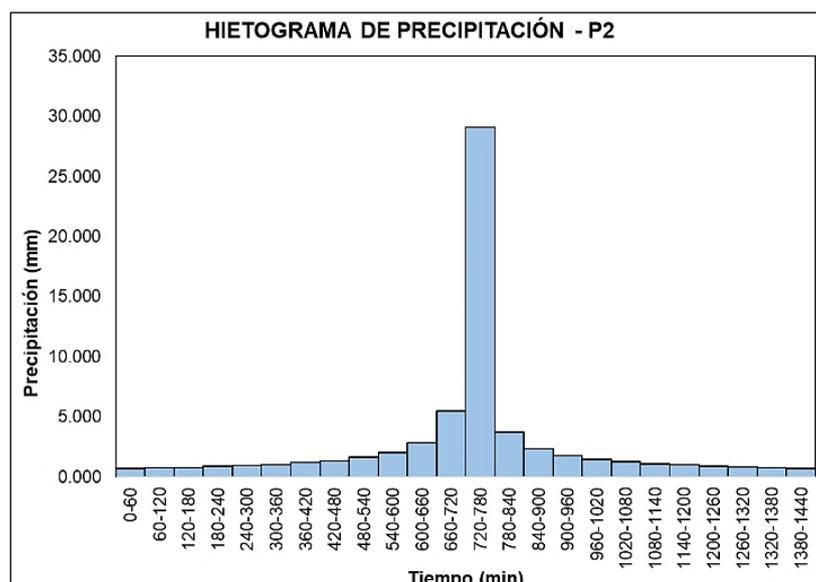


Figura 65 — Hietograma de Precipitación para P2 en mm

Tabla 55 — Hietograma de diseño zona baja (P3)

HIETOGRAMA DE DISEÑO - MICRO CUENCA SAHUANAY ZONA BAJA P3						
K =		329.3943				
T =		100				
m =		0.0722				
n =		0.75				
METODO DEL BLOQUE ALTERNO						
Duración	Intensidad	Profundidad acumulada	Profundidad incremental	Tiempo	Precipitación	
min	mm/hr	mm	mm	min	mm	
60	21.30	21.30	21.30	0-60	0.499	1
120	12.67	25.33	4.03	60-120	0.533	3
180	9.35	28.04	2.70	120-180	0.553	5
240	7.53	30.13	2.09	180-240	0.623	7
300	6.37	31.86	1.73	240-300	0.682	9
360	5.56	33.34	1.49	300-360	0.756	11
420	4.95	34.65	1.31	360-420	0.853	13
480	4.48	35.83	1.18	420-480	0.985	15
540	4.10	36.90	1.07	480-540	1.176	17
600	3.79	37.88	0.98	540-600	1.486	19
660	3.53	38.80	0.91	600-660	2.091	21
720	3.30	39.65	0.85	660-720	4.031	23
780	3.11	40.45	0.80	720-780	21.304	24
840	2.94	41.21	0.76	780-840	2.703	22
900	2.80	41.93	0.72	840-900	1.728	20
960	2.66	42.61	0.68	900-960	1.310	18
1020	2.54	43.26	0.65	960-1020	1.071	16
1080	2.44	43.88	0.62	1020-1080	0.914	14
1140	2.34	44.48	0.60	1080-1140	0.801	12
1200	2.25	45.05	0.57	1140-1200	0.717	10
1260	2.17	45.61	0.55	1200-1260	0.651	8
1320	2.10	46.14	0.53	1260-1320	0.597	6
1380	2.03	46.65	0.52	1320-1380	0.553	4
1440	1.96	47.15	0.50	1380-1440	0.516	2



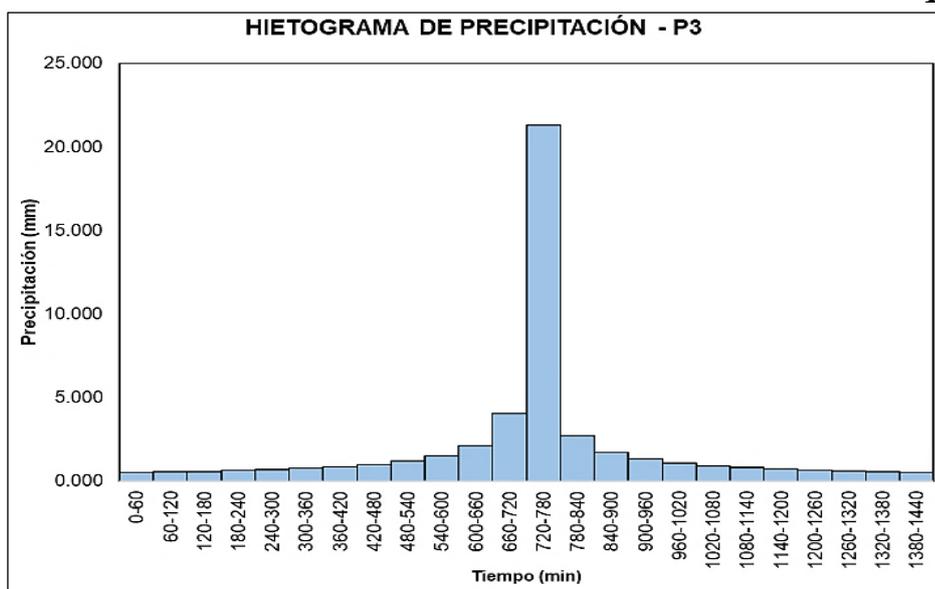


Figura 66 — Hietograma de Precipitación para P3 en mm

Los cuales se tienen una duración de 1 día (1440 minutos) y en intervalos de 1 hora, en el software se asigna dichos intervalos que en este caso es una hora y “units” (unidades) que sería “*incremental milímetros*” (milímetros incrementales)

- Modelo Meteorológico (Metereological Model Manager)

Creamos el modelo en Components>> Metereological Model Manager >New

Asignamos el modelo meteorológico, en el cual definimos el procedimiento para hacer la trasformación, en este caso utilizaremos el caso de “Precipitation Gage” (Precipitación de las Estaciones), la cual nos permite asignar la precipitación o cada una de las series a cada UH correspondiente:

La correspondencia de cada uno de los histogramas de precipitación a cada UH es como se muestra en la tabla siguiente:



Tabla 56 — Asignación de Hietogramas a las Unidades Hidrográficas (UH)

UH	HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN (mm)
UH 4999281	P1
UH 4999282	P1
UH 4999283	P2
UH 4999284	P2
UH 4999285	P2
UH 4999286	P2
UH 4999287	P2
UH 4999288	P3
UH 4999289	P3

De esta manera se asigna los hietogramas de precipitación a cada una de las unidades hidrográficas, tal como le corresponde.

- Especificaciones de Control (Control Specification Manager):

Creamos el modelo en: *Components*>> *Control Specification Manager*
>> *new*

Las especificaciones de control, definen un intervalo de simulación, en función del intervalo está en función de la duración de los hietogramas de precipitación que en este caso es 1440 minutos (1 día), normalmente se le asigna el doble o el triple de tiempo, adicionalmente se definen los intervalos de respuesta del programa, en este caso solicitamos respuestas cada 5 minutos.

- Creación de Simulación y Proceso

Creamos el modelo en: *Compute* >*Create compute* >> *Simulation Run*

Es el momento donde se inicia la simulación a partir de “*compute*”, y “*create simulation room*”

Para la visualización de respuesta, podemos observar la respuesta en cada una de las UH de manera independiente y por cada uno de sus componentes

5.3.3. Análisis de Transformación Lluvia Escorrentía en UH

Para interpretar las siguientes figuras en la parte superior se observa el hietograma de precipitación correspondiente a cada UH, que según la configuración del programa viene invertido. Las barras pintadas de rojo corresponden a infiltración sobre la cuenca (en función del CN) y las barras pintadas de azul corresponden a la precipitación efectiva (PE), la precipitación que genera escorrentía.

En la parte inferior se observa el hidrograma generado por la transformación lluvia escorrentía en este caso se plotea en cms (cubic meters per second) “metros cúbicos por minuto” y en las abscisas la variación temporal, es de destacar el caudal pico como el caudal máximo producido en la transformación lluvia – escorrentía, el cual servirá para verificar analíticamente las estructuras de drenaje existente.

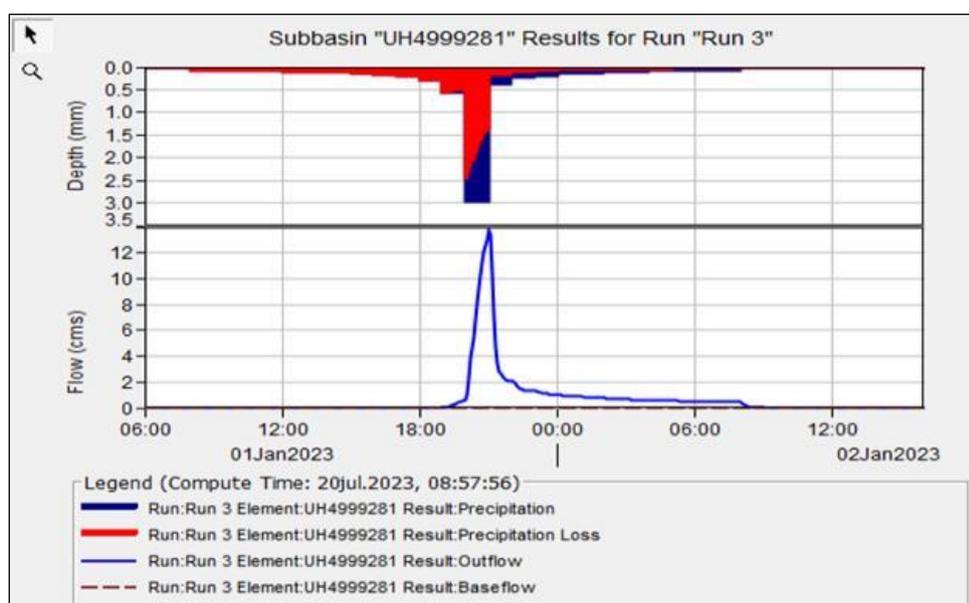


Figura 67 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 4999281 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 01 que se encuentra en la zona alta se observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas, la precipitación efectiva presenta un caudal pico de $13.70 \frac{m^3}{s}$ y luego inicia la recesión del hidrograma.

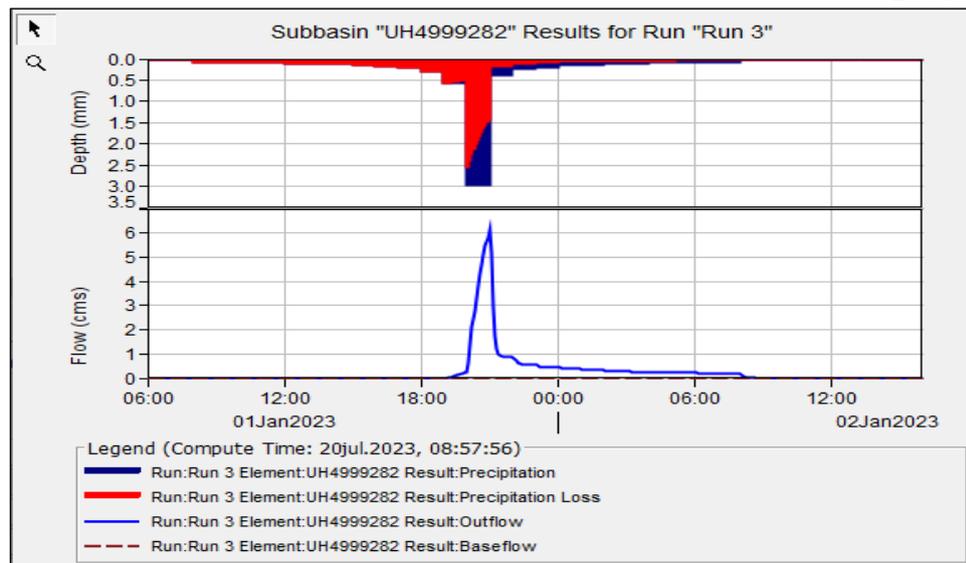


Figura 68 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 4999282 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 02 que se encuentra en la zona alta se observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas, la precipitación efectiva presenta a un caudal pico de $6.1 \frac{m^3}{s}$ y luego inicia la recesión del hidrograma.

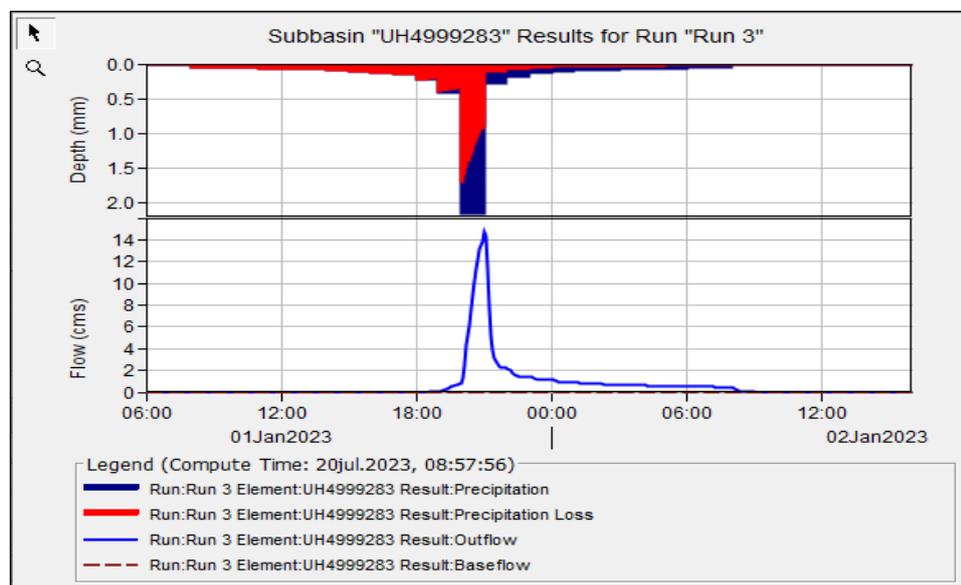


Figura 69 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499923 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 03 que se encuentra en la zona media observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $14.7 \frac{m^3}{s}$ y luego va descendiendo conforme pasa el tiempo.

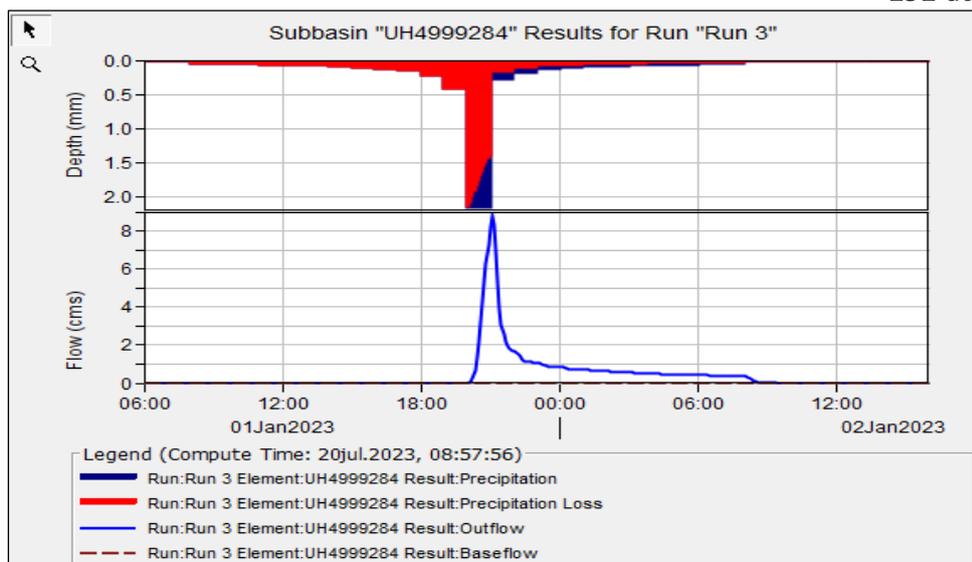


Figura 70 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499924 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 04 que se encuentra en la zona media observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $8.80 \frac{m^3}{s}$ y luego inicia la recesión del hidrograma.

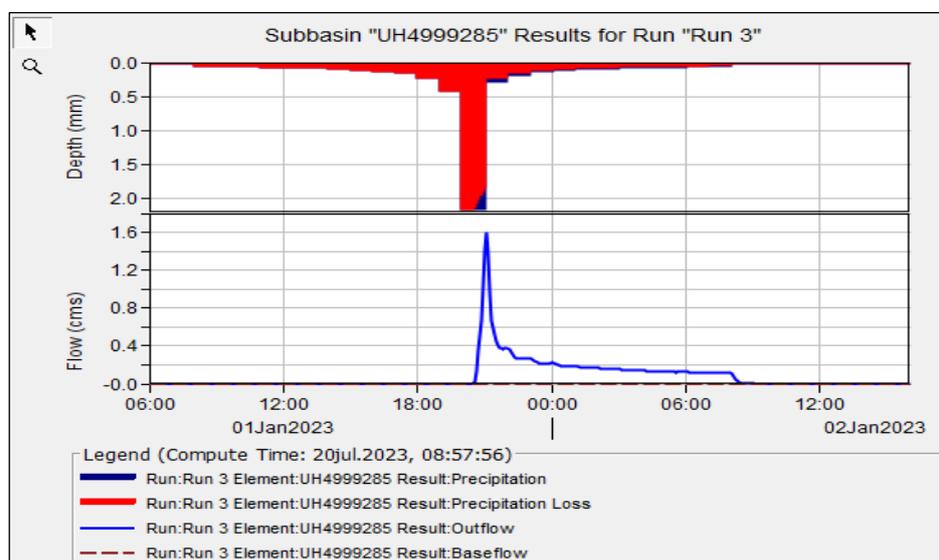


Figura 71 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499925 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 05 que se encuentra en la zona media se observa que la infiltración es mayor; inicia cerca de las 6:00 horas hasta 18 horas, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $1.6 \frac{m^3}{s}$ y luego inicia la recesión del hidrograma.

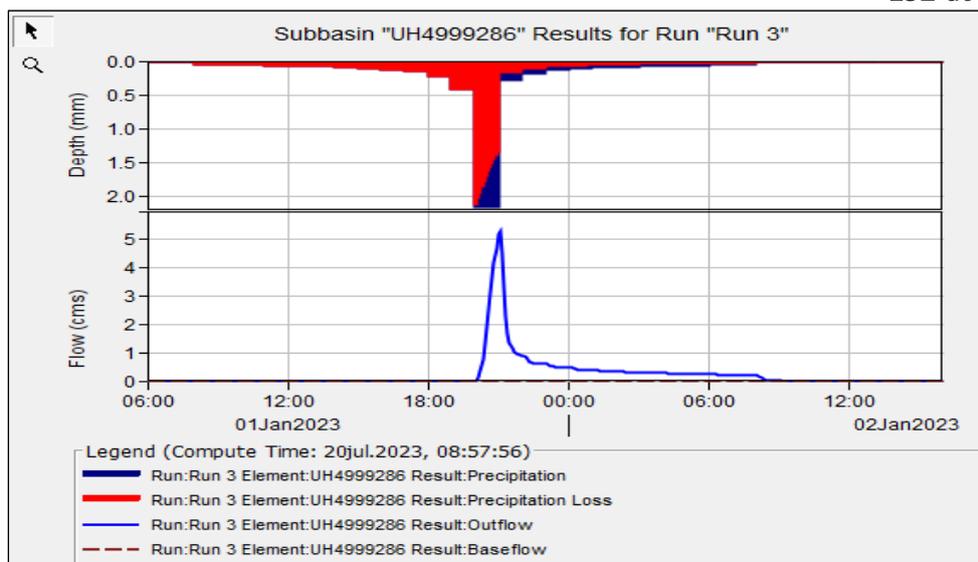


Figura 72 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499926 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 06 que se encuentra en la zona media se observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $5.3 \frac{m^3}{s}$ y luego va descendiendo conforme pase el tiempo

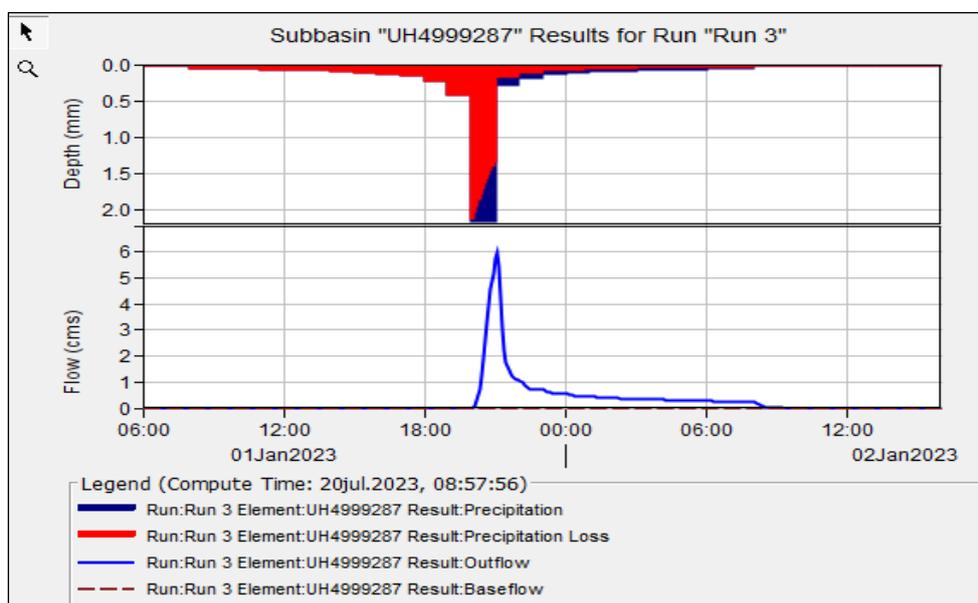


Figura 73 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499927 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 07 que se encuentra en la zona media se observa que la duración de la precipitación máxima es de 12 horas, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $6.00 \frac{m^3}{s}$ y luego inicia la recesión del hidrograma.



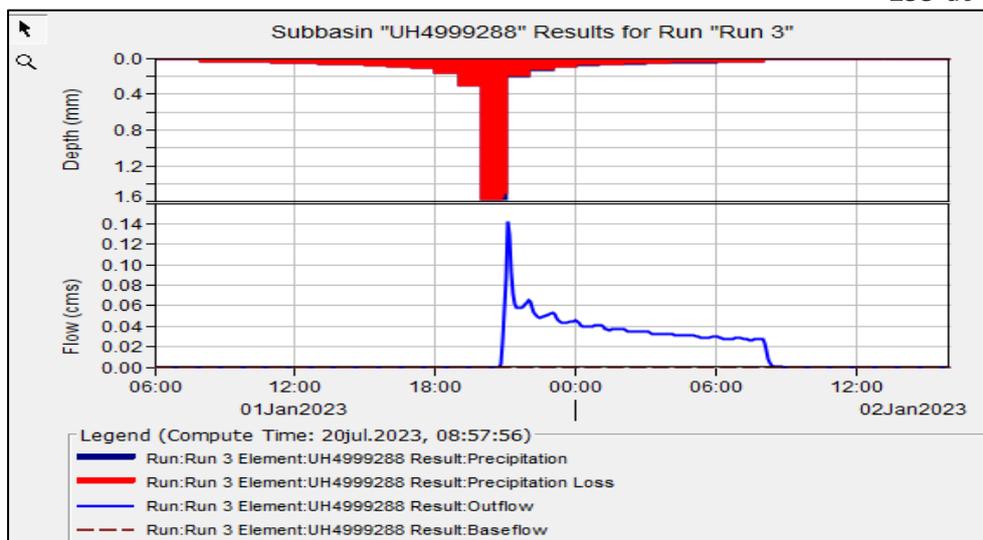


Figura 74 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499928 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 08 que se encuentra en la zona baja se observa que la infiltración es mayor; inicia cerca de las 6:00 horas hasta 6:00 horas del día siguiente, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $0.14 \frac{m^3}{s}$ y luego va descendiendo conforme pasa el tiempo.

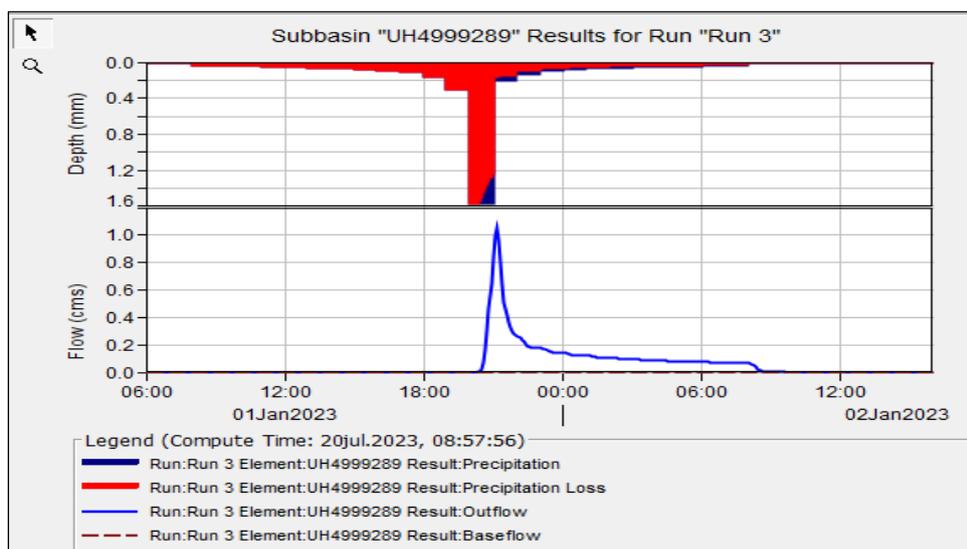


Figura 75 — Transformación Precipitación Escorrentía UH 499928 (HEC HMS 4.10)

En la unidad hidrográfica 09 que se encuentra en la zona baja se observa que la infiltración es mayor; inicia cerca de las 6:00 horas hasta 6:00 horas del día siguiente, la precipitación efectiva llega a un caudal pico de $1.1 \frac{m^3}{s}$ y luego va descendiendo conforme pasa el tiempo

5.3.3.1. Análisis de transformación lluvia escorrentía en uniones (junction)

En las uniones (junction), los cuales son J1, J2, J3 y J4, donde las uniones se dan de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 57 — Asignación de Uniones (Junctions)

UNION (JUNCTION)	COMPONENTES
J1	UH 4999281 y UH 4999282
J2	UH 4999283, UH 4999284 y R1
J3	UH 4999285, UH 4999286 y R2
J4	UH 4999287, UH 4999288 y R3

En los cuales se da la convolución o superposición de todos los hidrogramas que confluyen en un mismo punto con sus retardos y tiempos de duración correspondientes, generando un valor pico que es la suma de los picos confluyentes.

Los elementos tipo Reach (R), son elementos de conexión entre uniones que no incrementan caudal solo tienen función de retrasar el hidrograma.

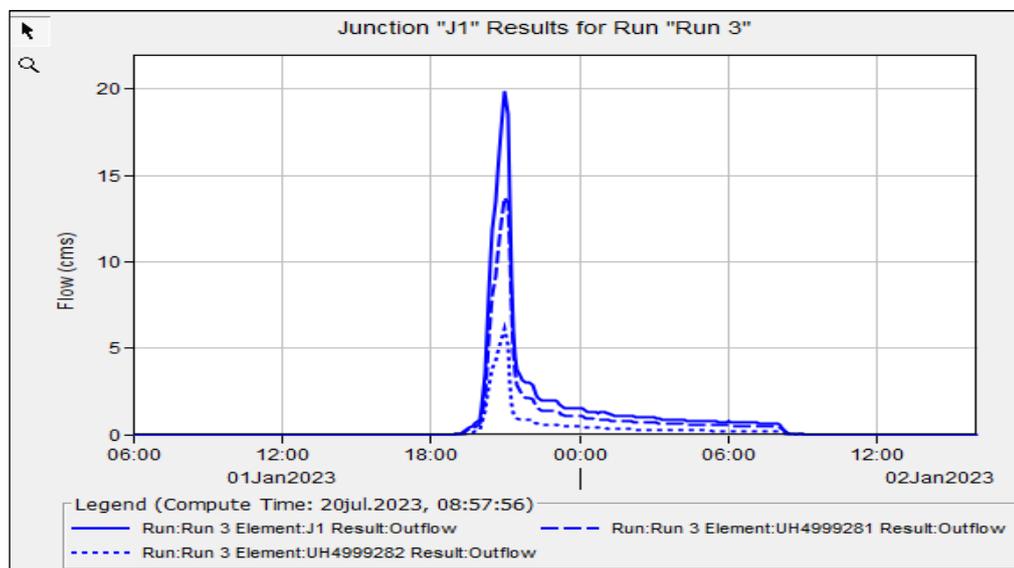


Figura 76 — Hidrograma en la unión J1 (HEC HMS 4.10)

Es la unión de la unidad hidrográfica 01 y 02 el cual tiene un caudal pico de $19.8 \frac{m^3}{s}$ esto se produce entre la 18:00 horas y 00:00 horas y luego descende.



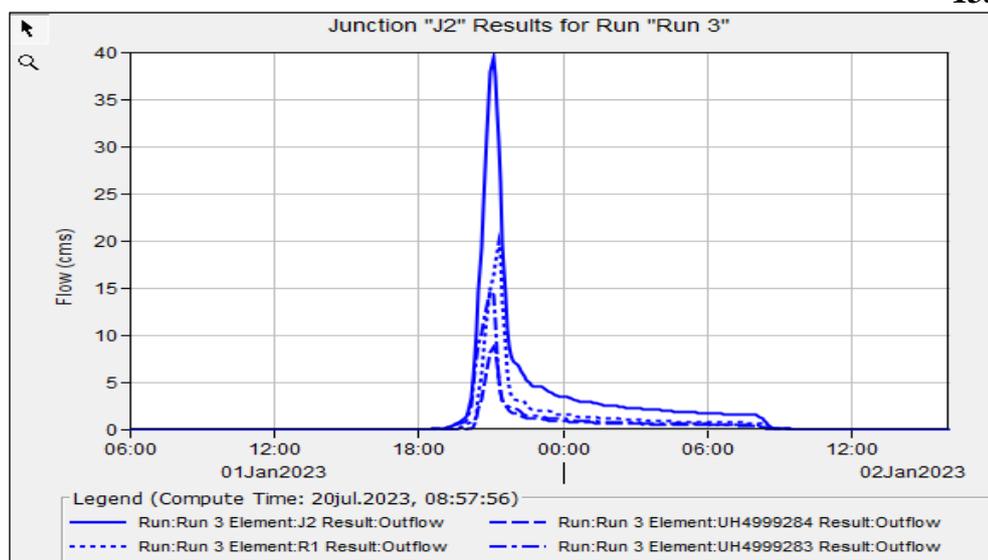


Figura 77 — Hidrograma en la unión J2 (HEC HMS 4.10)

Es la unión de la unidad hidrográfica 03, 04 y el enlace 01 (Reach 01) el cual tiene un caudal pico de $39.4 \frac{m^3}{s}$ esto se produce entre la 18:00 horas y 00:00 horas y después desciende progresivamente.

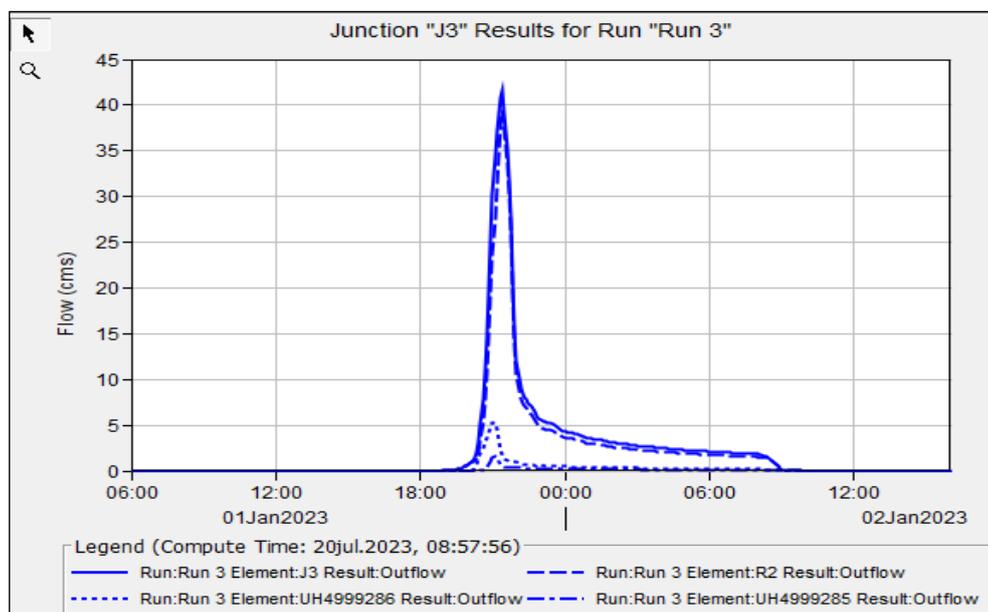


Figura 78 — Hidrograma en la unión J3 (HEC HMS 4.10)

Es la unión de la unidad hidrográfica 05, 06 y el enlace 02 (Reach 02) que va sumando todos los caudales anteriores progresivamente el cual tiene un caudal pico de $41.6 \frac{m^3}{s}$ esto se produce entre la 18:00 horas y 6:00 horas



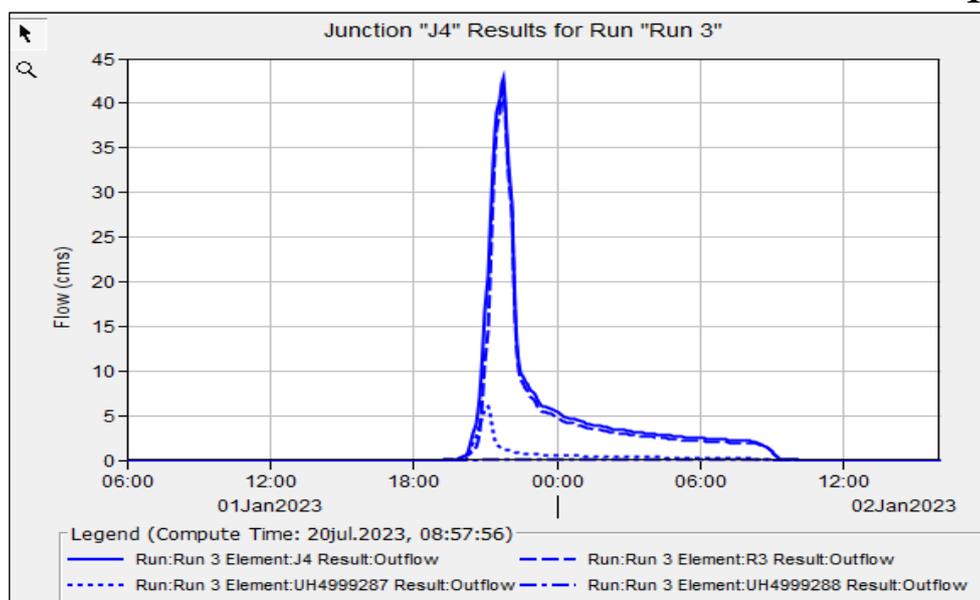


Figura 79 — Hidrograma en la unión J4 (HEC HMS 4.10)

Es la unión de la unidad hidrográfica 07, 08 y el enlace 03 (Reach 03) que va sumando todos los caudales anteriores progresivamente el cual tiene un caudal pico de $42.80 \frac{m^3}{s}$ esto se produce entre la 18:00 horas y 6:00 horas

5.3.3.2. Tránsito en los elementos Reach (R) (Enlaces)i

Se da el tránsito de hidrogramas, en función de lag time, es decir sin modificar la estructura del hidrograma, existe un retraso por el tiempo que transita de unión aguas arriba a unión aguas abajo, en el siguiente cuadro se observa entre que uniones transita cada componente reach (enlace)

Tabla 58 — Asignación de elementos tipo Reach (enlaces)

REACH (ENLACE)	COMPONENTES
R1	J1 y J2
R2	J2 y J3
R3	J3 y J4
R4	J4 y O



5.3.3.3. Convolución o transposición en outfall (punto de aforo de la cuenca)

Se da la transposición o suma de todos los hidrogramas de cada una de las UH, es decir el hidrograma mostrado sería el caudal máximo $43.1 \frac{m^3}{s}$ para un periodo de retorno de 100 años generado en toda la micro cuenca Sahuanay.

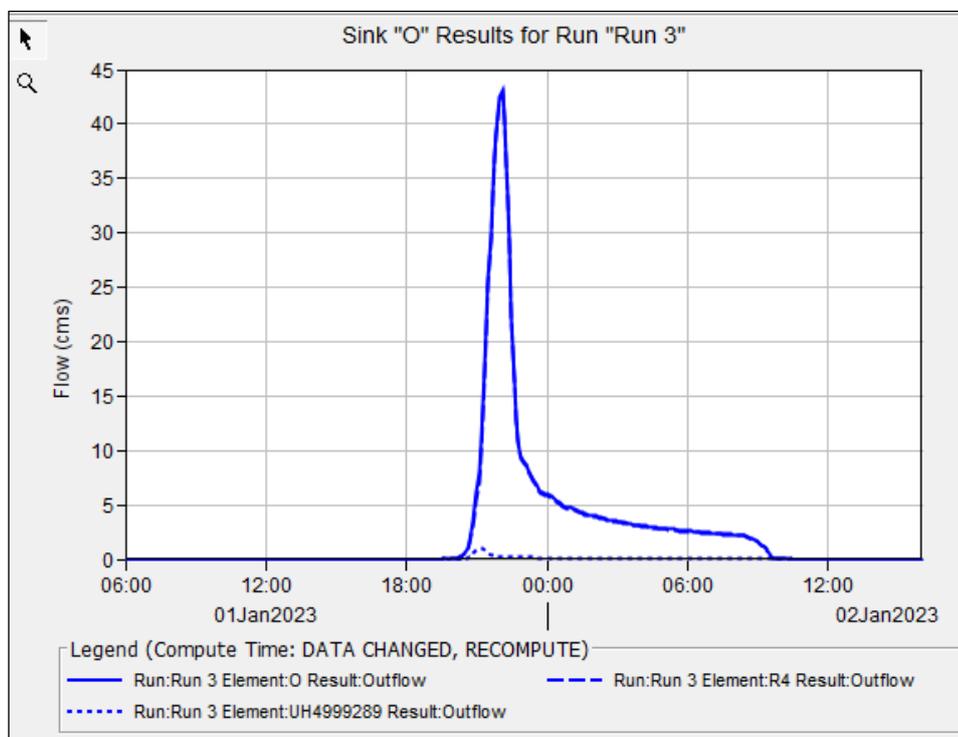


Figura 80 — Hidrograma en el punto de aforo (O) (HEC HMS 4.10)

5.3.3.4. Representación de valores caudales pico por tramos

De acuerdo al diagrama de modelamiento del sistema hidrológico de la micro cuenca Sahuanay mostrado en la siguiente figura se definen los caudales picos por tramos, dato que nos servirá para analizar cuál sería el comportamiento hidráulico de las estructuras existentes de drenaje con el caudal calculado.

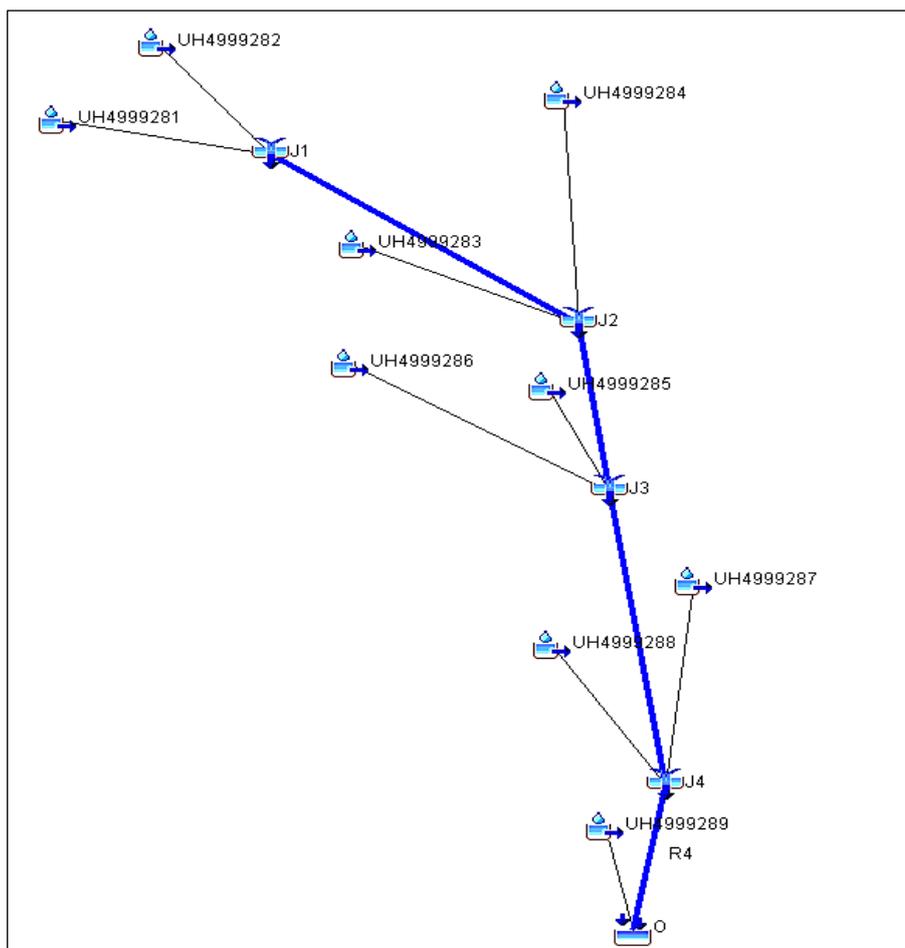


Figura 81— Modelamiento Hidrológico Micro Cuenca Sahuanay (HEC HMS 4.10)

Tabla 59— Resumen de caudales picos en m³/s por tramos

Componente Hidrológico	Área (Km ²)	Descarga Pico (m ³ /s)
UH 4999284	4.51	8.80
UH 4999281	2.84	13.70
UH 4999282	1.25	6.10
J1	4.09	19.80
R1	4.09	19.80
UH 4999283	3.92	14.70
J2	12.52	39.40
R2	12.52	39.40
UH 4999286	2.39	5.30
UH 4999285	2.28	1.60
J3	17.19	41.60
R3	17.19	41.60
UH 4999287	2.75	6.00
UH 4999288	1.19	0.10
J4	21.13	42.80
R4	21.13	42.80
UH 4999289	1.52	1.10
O		43.10

5.4. Contrastación de hipótesis

H_0 : El análisis de las precipitaciones y caudales no determina el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay

H_1 : El análisis de las precipitaciones y caudales determina el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay

Con la investigación realizada se verifica la hipótesis nula H_0 : El análisis de las precipitaciones y caudales no determina el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay. Al obtener los resultados de acuerdo a las tablas 43, 44, 45 donde se hallan las curvas IDF y la tabla 59 y 60 en donde se encuentra los caudales máximos para un periodo de retorno de 100 años en diferentes tramos de la micro cuenca todo ello obtenido mediante las precipitaciones máximas de 24 horas de SENAMHI estos datos determinan el diseño hidráulico de sistema del drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay. Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis de la investigación H_1 .

5.4.1. Hipótesis específica 01

H_0 : Las distribuciones Gumbel, Log Pearson III y Normal son funciones de distribución de probabilidades que no se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

H_1 : Las distribuciones Gumbel, Log Pearson III y Normal son funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

Con la tesis realizada se verifica en las tablas 26, 27, 28, 29, 30, 31 y 32 en el cual se demuestra H_1 : Las distribuciones Gumbel, Log Pearson III y Normal son funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay. Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis de la investigación H_1 .

5.4.2. Hipótesis específica 02

H_0 : El caudal máximo obtenido es menor a $40 \frac{m^3}{s}$ para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

H_1 : El caudal máximo obtenido es mayor a $40 \frac{m^3}{s}$ para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

Conforme desarrollada en la presente tesis desde la delimitación de la micro cuenca Sahuanay y ésta es sub dividida en 9 unidades hidrográficas como se observa en la tabla 11 y el anexo E donde se muestran los planos y mapas, así mismo se obtuvieron 3 datos de precipitaciones máximas de 24 horas de la zona alta (P1), zona media (P2), y zona baja (P3) como se muestra en la tabla 25; realizando los cálculos estadísticos de estas precipitaciones se obtiene los hietogramas de diseño de las tablas 53, 54 y 55 y con estos datos se realiza el modelamiento hidrológico con el software HEC HMS como se aprecia en la figura 81 y finalmente obtenemos un caudal total de $43.10 \frac{m^3}{s}$ conforme la tabla 59 para un periodo de retorno de 100 años. Del mismo modo se obtuvo un caudal máximo mediante métodos tradicionales para un periodo de retorno de 100 años fue de $50.57 \frac{m^3}{s}$ de acuerdo a la tabla 51; estos caudales máximos obtenidos son mayores a $40 \frac{m^3}{s}$. Por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis de la investigación H_1 .

5.4.3. Hipótesis específica 03

H_0 : Las obras de drenaje pluvial existentes se encuentran diseñadas para el caudal máximo en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

H_1 : Las obras de drenaje pluvial existentes no se encuentran diseñadas para el caudal máximo en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.

De acuerdo a la tabla 59 donde se halla los caudales totales, en la tabla 60 se obtuvo información de campo las medidas geométricas de la infraestructura de drenaje existente y en la tabla 61 se puede observar que la capacidad de los drenajes es suficiente para cubrir los tirantes de diseño. Por lo tanto, se acepta la hipótesis nula H_0 y se rechaza la hipótesis de la investigación H_1 .



5.5. Discusión

5.5.1. Análisis de infraestructura hidráulica de drenaje existente

Se hizo el recorrido de la zona de estudio con el fin de inventariar infraestructura hidráulica de drenaje existente, en la micro cuenca Sahuanay, con el objetivo de analizarla de acuerdo a las solicitaciones de caudal que obtuvimos del modelamiento hidrológico.

Básicamente la infraestructura hidráulica de drenaje se ubica en la zona media y baja de la micro cuenca Sahuanay, desde la UH-4999286 a la UH-4999289. A continuación, se detallan los puntos identificados en el recorrido: El drenaje existente se emplaza desde el punto DR-1 a DR-3

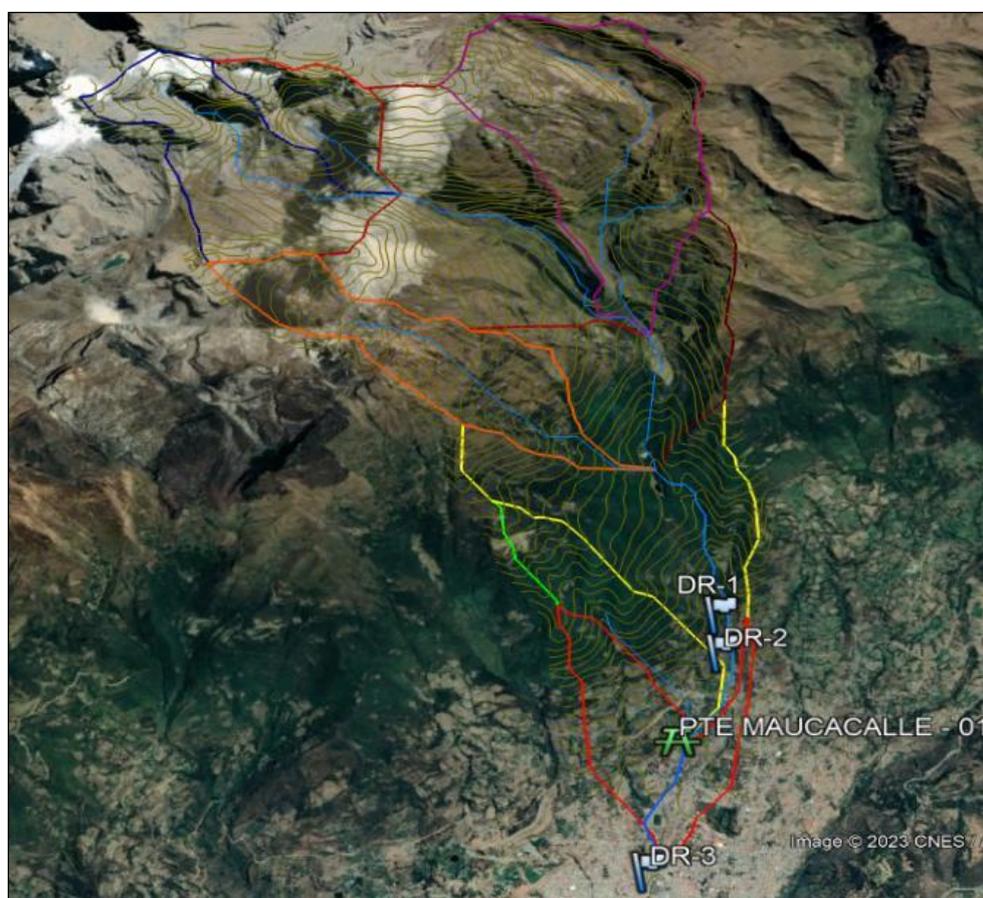


Figura 82 — Ubicación de puntos de análisis (Google Earth Pro)

Tabla 60 — Información para análisis hidráulico de infraestructura de drenaje existente

Símbolo	Descripción	Coordenadas UTM		Parámetros de Diseño		Geometría del Canal				Coeficiente de Manning		
		X	Y	Ubicación	Q Diseño (m ³ /s)	S (m/m) %	B (m)	H (m)	b (m)	Material	Estado	n
DR-1	Inicio del Canal de Protección de la micro Cuenca de Sahuanay	729836.00 m E	849486.00 m N	UH 4999287	41.6	0.2	9.5	2.8	9.2	C°	Regular	0.018
DR-2	A 700m del punto inicial del canal de protección	729865.00 m E	849450.00 m N	UH 4999287	41.6	0.2	5	2.5	4.7	C°	Regular	0.018
PTE MAUCA CALLE - 01	En el puente Maucacalle se tomó las medidas de las dimensiones del canal a una distancia aprox. 2km del punto inicial	729555.00 m E	849379.00 m N	UH 4999289	43.1	0.1	4.95	3.2	4.6	C°	Regular	0.018
DR-3	Fin del canal de protección en av. 04 de noviembre Ciudad de Abancay	729389.00 m E	849261.00 m N	UH 4999289	43.1	0.1	4.95	3.2	4.6	C°	Regular	0.018

De acuerdo a lo observado y contrastando con el esquema con el que se cuenta se han extraído los parámetros de diseño que básicamente sería el caudal como principal insumo.

La geometría de la infraestructura existente se extrajo mediante recorrido en campo.

El valor del coeficiente de rugosidad para cada caso en función del material de constitución y el estado de conservación del mismo, que en este caso se utilizó n=0.018, para concreto y un estado de conservación regular según literatura.

Para la cuantificación de los parámetros hidráulicos de la infraestructura de drenaje, se utilizó la fórmula de Manning,

$$v = \frac{R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (98)$$

Donde:

R : Corresponde al radio hidráulico que es la relación entre el área (A) y el perímetro mojado (P)

S : Pendiente del tramo en análisis (m/m) %

n : Coeficiente de rugosidad de Mannig en todos los casos se considera n=0.018 (concreto en regular estado)

Luego de realizado el análisis se obtiene lo siguiente:

Tabla 61 — Análisis de tramos de drenaje existente

Símbolo	Tirante Normal (m)	Área (m ²)	Espejo de agua (m)	Número de Froude	Tipo de Flujo	Perímetro (m)	Radio Hidráulico (m)	Velocidad (m)	Energía Específica (m-kg/kg)
DR-1	0.37	3.45	9.5	6.39	Supercrítico	10.09	0.35	12.12	7.85
DR-2	0.58	2.79	5	6.28	Supercrítico	6.05	0.46	14.91	11.91
PTE MAUCACALLE - 01	0.75	3.57	4.95	4.46	Supercrítico	6.28	0.57	12.07	8.18
DR-03	0.75	3.57	4.95	4.46	Supercrítico	6.28	0.57	12.07	8.18

Considerando que las velocidades permisibles por el concreto tienen como valores máximos los 5 m/s, valores mayores de velocidad provocan la disminución de la vida útil de las infraestructuras de drenaje.



CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- El análisis de las precipitaciones y caudales serán de gran influencia en el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay cuya área es de 22.64 km^2 , las precipitaciones para distintas duraciones fueron estimadas utilizando la metodología de Dyck y Peschke para obtener las curvas IDF (Intensidad, Duración y Periodo de Retorno) en las 03 tres zonas de estudio, la intensidad máxima encontrada para la zona alta (P1) de la micro cuenca Sahuanay fue de 334.11 mm/hr con $D = 5 \text{ min}$, $T = 500 \text{ años}$; para $T = 100 \text{ años}$ fue 260.62 mm/h con $D = 5 \text{ min}$, mientras la intensidad máxima encontrada para la zona media (P2) de la micro cuenca Sahuanay fue de 239.55 mm/hr con $D = 5 \text{ min}$, $T = 500 \text{ años}$; para $T = 100 \text{ años}$ fue 187.63 mm/h con $D = 5 \text{ min}$, y La intensidad máxima encontrada para la zona baja (P3) de la micro cuenca Sahuanay fue de 154.28 mm/hr con $D = 5 \text{ min}$, $T = 500 \text{ años}$; para $T = 100 \text{ años}$ fue 137.36 mm/h con $D = 5 \text{ min}$, para un registro pluviométrico histórico de 36 años (1981 al 2016).
- Los registros pluviométricos de SENAMHI para el estudio hidrológico de la micro cuenca Sahuanay no fue suficiente para nuestro objetivo de estudio por ello se realizó la validación de la información satelital de PISCOp de precipitación con la información de dos estaciones la MAP Abancay y MAP Granja San Antonio tomando como patrón los datos observados de las 02 estaciones, obteniéndose indicadores estadísticos satisfactorios lo que es un indicativo que el producto PISCOp se puede utilizar en este tipo de trabajos. De acuerdo a la información extraída por PISCOp se ha distinguido en la micro cuenca Sahuanay 3 sectores a los que hemos denominado zona alta, zona media y baja, al efectuar el análisis probabilístico de las precipitaciones máximas en 24 horas para las 03 zonas de estudio las funciones de distribución de probabilidad que mejor se ajustaron de acuerdo a las pruebas de bondad de ajuste mediante las pruebas de Kolmogorov - Smirnov fueron:



Tabla 62 — funciones de distribución que mejor se ajustaron

Serie	N° de Datos	Significancia	Δ CRITICO	Δ MAX	Distribución que más se ajusta
P1	36	0.05	0.226350253	0.072698467	EV1-Gumbel
P2	36	0.05	0.226350253	0.061807903	Log Pearson III
P3	36	0.05	0.226350253	0.08846948	Normal

- Para la cuantificación de caudales se tomó periodo de retorno en función al riesgo de falla de las estructuras, el valor obtenido es 87 años, sin embargo, asumimos 100 años de periodo de retorno, los métodos tradicionales utilizados fueron, **Creager**, **Sistema Dipeo** y **Mac Math**, se observa que existe mucha dispersión entre estos por lo que como valor promedio se ha obtenido $50.57 \frac{m^3}{s}$, del mismo modo la cuenca ha sido modelada hidrológicamente con el software HEC HMS, con el fin de comparar los valores obtenidos con los métodos tradicionales, verificándose un caudal de $43.1 \frac{m^3}{s}$ y que el método HEC HMS es adecuado, porque permite interactuar con más de un área tributario en una cuenca de manera dinámica y que los métodos tradicionales son más conservadores en el cálculo de caudales.
- Se realizó la verificación de la capacidad hidráulica de los drenajes en la micro cuenca baja Sahuanay (Formula de Manning), considerando que ya se cuenta con caudales en distintos puntos de la cuenca. En los tres tramos analizados se puede observar que, para un caudal con periodo de retorno de 100 años, la capacidad hidráulica del drenaje es adecuada. Sin embargo, un parámetro de evaluación que es la velocidad, muestra velocidades erosivas del orden de 10 m/s considerando una velocidad permisible de 5m/s para concreto.

6.2. Recomendaciones

- Replicar el estudio en los principales afluentes del río Mariño, principal cuenca de la ciudad de Abancay, con el fin de realizar una mejor gestión de la cuenca.
- En el estudio, se destaca la escasa información pluviométrica y la no existencia de la información hidrométrica que no permiten estimar y validar caudales de avenidas en la cuenca Sahuanay y cuencas vecinas, por lo que se recomienda solicitar a las autoridades competentes (SENAMHI y ANA) la implementación y monitoreo de estaciones meteorológicas automáticas e hidrométricas.
- Analizando la infraestructura hidráulica de drenaje existente, se recomienda la construcción de disipadores en el tramo de canal de drenaje con el fin de reducir las tasas de velocidades erosivas que eventualmente acelerarían la vida útil de las estructuras hidráulicas.
- En futuros estudios, se sugiere validar el producto PISCOp antes de utilizar en la generación de caudales por recomendación del SENAMHI.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA, 2016. R.J. No 154-2016-ANA [en línea]. 2016. S.l.: s.n. Disponible en: <https://www.ana.gob.pe/normatividad/rj-no-154-2016-ana-0>.

ÁVILA HERRERA, N., CÁRDENAS LÓPEZ, J. y GONZÁLEZ LEAL, D., 2015. Comparación de los métodos racional e hidrograma unitario para el cálculo de caudales en sectores hidrológicos rurales en el departamento del Tolima [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Universidad Católica. Disponible en: <https://repository.ucatolica.edu.co/server/api/core/bitstreams/b9ffd418-d600-4ad8-a938-527965320d3a/content>.

BENTANCOR, L., SILVEIRA, L. y GARCÍA, M., 2014. Incidencia de la intensidad de lluvia en el tiempo de concentración de microcuencas del Uruguay. *Agrociencia (Uruguay)* [en línea], vol. 18, no. 2. Disponible en: http://www.scielo.edu.uy/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2301-15482014000200012.

BERNAL, C., 2016. Metodología de la investigación administración, economía, humanidades y ciencias sociales [en línea]. S.l.: PEARSON. Disponible en: <https://abacoenred.com/wp-content/uploads/2019/02/El-proyecto-de-investigación-F.G.-Arias-2012-pdf.pdf>.

CAICEDO TORO, M., CABRERA ESTUPIÑÁN, E., ZAMBRANO NAVARRETE, X., RODRÍGUEZ BRAVO, M. y INTRIAGO ZAMBRANO, P., 2021. Estudio de características morfológicas de la cuenca “Cañitas” y su relación con el riesgo de inundaciones repentinas. *Dilemas contemporáneos: educación, política y valores*, vol. 8, no. 2. DOI <https://doi.org/10.46377/dilemas.v8i.2605>.

CAMINO, M., BÓ, M., CIONCHI, J., LÓPEZ, A., DEL RÍO, J. y DE MARCO, S., 2018. Estudio morfométrico de las cuencas de drenaje de la vertiente sur del sudeste de la provincia de Buenos Aires (Argentina). *Revista Universitaria de Geografía* [en línea], vol. 27, no. 1. Disponible en: http://bibliotecadigital.uns.edu.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1852-42652018001100005&lng=en&nrm=iso.

CAMPOS-ARANDA, D., 2023. Etapas del análisis de frecuencias conjunto de crecientes con la distribución GVE bivariada. *Ingeniería, investigación y tecnología* [en línea], vol. 24, no. 2. DOI <https://doi.org/10.22201/ii.25940732e.2023.24.2.011>. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S1405-77432023000200003&script=sci_abstract.

CAÑIBANO, A. y GANDINI, M., 2018. El concepto de Rectángulo Equivalente para la



caracterización de la forma de una cuenca. *Eco Matemático* [en línea], vol. 9, no. 1, pp. 7-14. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/337528843_El_concepto_de_Rectangulo_Equivalente_para_la_caracterizacion_de_la_forma_de_una_cuenca.

CASTILLO CRUZ, Z. y MEDRANO PÉREZ, O., 2023. Análisis geomorfológico de las subcuencas Usumacinta y Grijalva en el sureste de México. *Acta Universitaria* [en línea], vol. 33, pp. 1-20. ISSN 2007-9621. DOI 10.15174/au.2023.3684. Disponible en: <https://www.actauniversitaria.ugto.mx/index.php/acta/article/view/3684>.

CASTILLO GARCÍA, C.L., ABREU FRANCO, D.E. y ALVAREZ GONZÁLEZ, M., 2021. Evaluación de distintas fórmulas empíricas para el cálculo del tiempo de concentración en la cuenca urbana del río Bélico y Cubanicay, ciudad de Santa Clara. *Enfoque UTE* [en línea], vol. 12, no. 3, pp. 51-64. ISSN 1390-6542. DOI 10.29019/enfoqueute.729. Disponible en: <https://ingenieria.ute.edu.ec/enfoqueute/index.php/revista/article/view/729>.

CERNA-CUEVA, A.F., AGUIRRE-ESCALANTE, C., WONG-FIGUEROA, B.L., TELLO-CORNEJO, J.L. y PINCHI-RAMÍREZ, W., 2022. Water quality for irrigation in the Huallaga basin, Peru. *Scientia Agropecuaria* [en línea], vol. 13, no. 3, pp. 239-248. ISSN 23066741. DOI 10.17268/sci.agropecu.2022.022. Disponible en: <https://revistas.unitru.edu.pe/index.php/scientiaagrop/article/view/4326>.

CHEREQUE MORÁN, W., 2003. *Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/bitstream/handle/123456789/28689/hidrologia.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

CHOW, V. Te, DAVID, R. y MAIDMENT, L., 1994. *Hidrología Aplicada* [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: <https://www.hidros.com/2021/01/libro-hidrologia-aplicada-ven-te-chow.html>.

COELHO BONILLA, R. y CARTAYA RÍOS, S., 2022. Estudio de la respuesta hidrológica de dos cuencas hidrográficas en el Litoral Central, Cordillera de la Costa, Venezuela. *Idesia (Arica)* [en línea], vol. 40, no. 3, pp. 19-31. ISSN 0718-3429. DOI 10.4067/S0718-34292022000300019. Disponible en: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-34292022000300019&lng=en&nrm=iso&tlng=en.

COLÍN-GARCÍA, G., PALACIOS-VÉLEZ, E., FERNÁNDEZ-REYNOSO, D.S., LÓPEZ-



PÉREZ, A., FLORES-MAGDALENO, H., ASCENCIO-HERNÁNDEZ, R. y CANALES-ISLAS, E.I., 2023. Modelación hidrológica con el modelo SWAT empleando diferentes distribuciones espaciales del tipo suelo en la cuenca del Río Mixteco. REVISTA TERRA LATINOAMERICANA [en línea], vol. 41. ISSN 2395-8030. DOI 10.28940/terra.v41i0.1566. Disponible en: <https://terralatinoamericana.org.mx/index.php/terra/article/view/1566>.

COMAS ARIAS, N., 2021. Prueba de bondad de ajuste para la distribución de distancias en secuencias de datos categóricos. Revista Cubana de Ciencias Informáticas [en línea], vol. 15, no. 2. Disponible en: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2227-18992021000200062#aff1.

CÓRDOVA-CARMEN, J., 2015. Diseño de embalse teniendo en consideración los impactos ambientales [en línea]. S.l.: Tesis de pregrado: Universidad de Piura. Disponible en: https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2387/ICI_219.pdf?sequenc.

DGAS, 1978. Geomorfología de cuencas. Estudio de los Parámetros Geomorfológicos de una Cuenca [en línea]. S.l.: s.n., Disponible en: http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/oguerre/4_Geomorfologia.pdf.

DÍAZ CALERO, A., 2013. Informe final de susceptibilidad a la ocurrencia de movimientos en masa en la microcuenca de Sahuanay – Distrito De Tamburco, Provincia Abancay, Región Apurímac. [en línea]. S.l.: Disponible en: http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA_PUBLICAR/OTROS/Estudio_smm_microcuenca_Sahuanay_Apurimac_2014.pdf.

DOMINGOS, D., MARTINEZ, Y. y CRESCENCIO, G., 2014. Estimación de caudales máximos en una cuenca urbana de Luanda. Ingeniería Hidráulica y Ambiental [en línea], vol. 35, no. 3. Disponible en: http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382014000300001.

EXTRAÍDO DE: S, K., 2016. Distribución de las precipitaciones máximas diarias en la región de los Ríos [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Universidad del Bio-Bio. Disponible en: [http://repobib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/2192/1/Extraído de:s_Romero_Karol_Fernanda.pdf](http://repobib.ubiobio.cl/jspui/bitstream/123456789/2192/1/Extraído_de:s_Romero_Karol_Fernanda.pdf).

GARCÍA GARCÍA, N., SALINAS, N. y BLANDÓN CHAVARRÍA, L., 2021. Parámetros morfométricos de la unidad hidrológica 69-95259905 Masaya, Nicaragua; como primera etapa en la caracterización hidrológica. Revista Científica de FAREM-Estelí [en línea], no. 38, pp. 230-244. ISSN 2305-5790. DOI 10.5377/farem.v0i38.11954. Disponible en: <https://camjol.info/index.php/FAREM/article/view/11954>.



GUTIÉRREZ LOZANO, J., VARGAS TRISTÁN, V., ROMERO RODRÍGUEZ, M., PLÁCIDO, J., AGUIRRE BORTONI, M. y SILVA ESPINOZA, H., 2011. Periodos de retorno de lluvias torrenciales para el estado de Tamaulipas, México. *Investigaciones geográficas* [en línea], vol. 1, no. 72. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0188-46112011000300003.

HERNÁNDEZ-SAMPIERI, R. y MENDOZA, C., 2018. *Metodología de la investigación: las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. S.l.: s.n. ISBN 978-1-4562-6096-5.

IBÁÑEZ ASENSIO, S., MORENO RAMÓN, H. y GISBERT BLANQUER, J., 2011. *Morfología de las cuencas hidrográficas*. [en línea]. S.l.: Disponible en: [https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfología de una cuenca.pdf](https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfología%20de%20una%20cuenca.pdf).

LAVADO CASIMIRO, W., FERNANDEZ, C., VEGA, F., CAYCHO, T., ENDARA, S., HUERTA, A. y OBANDO, O., 2013. PISCO: Peruvian Interpolated data of the SENAMHI's Climatological and hydrological Observations. *Precipitación v1.0*. [en línea]. S.l.: Disponible en: http://ons.ana.gob.pe:8080/maproom/Monitoring/Meteorological/PISCO_reporte.pdf.

MÉNDEZ-GUTIÉRREZ, A., CORRAL-RIVAS, S., NÁJERA-LUNA, J., CRUZ-COBOS, F. y POMPA-GARCÍA, M., 2019. Análisis morfométrico de la cuenca El Salto, Durango, México. *Terra Latinoamericana* [en línea], vol. 39. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0187-57792021000100137&script=sci_arttext_plus.

MÉNDEZ, W., CÓRDOVA, J. y BRAVO, L., 2015. Predictive models of instantaneous maximum discharges for catchments of mountainous environments, supported by morphometric parameters. *Revista Técnica de la Facultad de Ingeniería Universidad del Zulia* [en línea], vol. 38, no. 3. Disponible en: https://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0254-07702015000300006.

MONCADA, W. y WILLEMS, B., 2020. Tendencia anual del caudal de salida, en referencia al caudal ecológico en la Microcuenca Apacheta / Ayacucho / Perú, del 2000 al 2018. *Ecología Aplicada* [en línea], vol. 19, no. 2. Disponible en: http://www.scielo.org.pe/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1726-22162020000200093.

PEDROSA, I., 2015. Pruebas de bondad de ajuste en distribuciones simétricas, ¿qué estadístico utilizar? *Universitas Psychologica* [en línea], vol. 14, no. 1. DOI <https://doi.org/10.11144/Javeriana.upsy13-5.pbad>. Disponible en: <http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S1657->



92672015000100021&script=sci_abstract&tlng=es.

NUÑEZ CULQUI, GUILLERMO. 2019. Cálculo de precipitaciones y caudales para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en el ámbito del distrito de Soritor, provincia de Moyobamba – San Martín, aplicando el proyecto de norma técnica OS.060 del año 2014. Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto : 2019.

PONCE, V., 2022. El Sistema de Codificación Pfafstetter para la Identificación de Cuencas Hidrográficas. [en línea]. Disponible en: <https://www.scienceopen.com/document?vid=eee036f7-9b24-4f41-9193-fd638f42e1b5>.

RAMÍREZ RÍOS, A. y POLACK PEÑA, A.M., 2020. Estadística inferencial. Elección de una prueba estadística no paramétrica en investigación científica. Horizonte de la Ciencia [en línea], vol. 10, no. 19. ISSN 2413-936X. DOI 10.26490/uncp.horizonteciencia.2020.19.597. Disponible en: <http://revistas.uncp.edu.pe/index.php/horizontedelaciencia/article/view/597>.

RODRIGUEZ SÁCHEZ, J., 2013. Nuevas Tendencias en la Gestión del Drenaje Pluvial en una Cuenca Urbana [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Universidad de la Rioja. Disponible en: http://observatoriaigua.uib.es/repositori/suds_rodriguez-sanchez.pdf.

ROJAS MARMOLEJO, S., 2018. Cálculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Pontificia Universidad Católica del Perú. Disponible en: https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/10192/ROJAS_MARMOLEJO_SHEYLA_CALCULO_PRECIPITACIONES_TESIS.pdf?sequence=1&isAllowed=y.

ROJAS NAIRA, PAOLO HUMPIRI PARI, V., 2016. Evaluación, diseño y modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Juliaca con la aplicación del software SWMM [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Universidad Nacional del Antiplano. Disponible en: <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3221216>.

ROQUE QUIROZ, A., 2023. Validación de la data de precipitación (1981-2016) del producto PISCO v2.1: Estación meteorológica, elevación, estacionalidad del año y región climática en la cuenca Tumbes, Perú. Manglar [en línea], vol. 20, no. 1. Disponible en: http://www.scielo.org.pe/scielo.php?pid=S2414-10462023000100041&script=sci_arttext.

SENAMHI, 2017. Uso del producto grillado PISCO de precipitación en estudios, investigaciones y sistemas operacionales de monitoreo y pronóstico hidrometeorológico. Nota Técnica No 001 SENAMHI-DHI-2017. [en línea]. S.l.: Disponible en: <https://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/6453831>.



SENAMHI, 2021. Datos Hidrometeorológicos a nivel nacional. 06 de julio [en línea]. Disponible en: <https://www.senamhi.gob.pe/?p=estaciones>.

SENAMHI, 2022. Datos Hidrometeorológicos en Apurímac. 23 de mayo [en línea]. Disponible en: <https://www.senamhi.gob.pe/main.php?dp=apurimac&p=estaciones>.

SILVESTRE, I. y HUAMÁN, C., 2019. Pasos para elaborar la investigación y la redacción de la atesis universitaria. 1. Lima - Perú: Editorial San Marcos. ISBN 9786123155827.

SUÁREZ-AGUILAR, Z.E., SEPÚLVEDA-DELGADO, O., PATARROYO-MESA, M. y CANARIA-CAMARGO, L.C., 2020. Modelo matemático para estimar curvas de intensidad, duración y frecuencia de lluvias extremas en Tunja, Colombia. Información tecnológica [en línea], vol. 31, no. 1, pp. 193-206. ISSN 0718-0764. DOI 10.4067/S0718-07642020000100193. Disponible en: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-07642020000100193&lng=en&nrm=iso&tlng=en.

TRAGSA, G., 1994. Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de la erosión [en línea]. Madrid - España: s.n. Disponible en: <https://bibliotecadigital.infor.cl/handle/20.500.12220/400>.

VASQUEZ BERRIOS, R., 2016. Diseño del sistema de alcantarillado pluvial urbano para la urbanización nueve de abril y sector los jardines, distrito de Tarapoto, provincia y región de San Martín [en línea]. S.l.: Tesis de titulación: Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto. Disponible en: <https://1library.co/document/zkwmo2pz-diseno-alcantarillado-urbanizacion-jardines-distrito-tarapoto-provincia-martin.html>.

ZÁRATE, C., 2023. Modelamiento hidrológico de caudales medios mensuales en cuencas sin información hidrométrica aplicando el método Lutz Scholz y las redes neuronales artificiales, en la microcuenca Huajuiri - Oropesa - Antabamba - Apurímac [en línea]. S.l.: s.n. Disponible en: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/656781/Zárate_TC.pdf?sequence=3.

ZUCARELLI, G. y HAMMERLY, R., 2013. Determinación de curvas envolventes de caudales máximos observados y esperados para la República Argentina. Tecnología y ciencias del agua [en línea], vol. 4, no. 1. Disponible en: https://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S2007-24222013000100010&lng=pt&nrm=iso&tlng=es.



ANEXOS



Anexo 1: Matriz de Consistencia

“ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA MICRO CUENCA SAHUANAY DE LA CIUDAD DE ABANCAY”

Tabla 63 — Matriz de Consistencia

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	V.I. Precipitaciones y Caudales	Precipitación máxima en 24 horas	Milímetros de lluvia máxima en un día	Información pluviométrica (mm)
¿El análisis de las precipitaciones y caudales permitirán el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?	Determinar las precipitaciones y caudales para el diseño y construcción del sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay	El análisis de las precipitaciones y caudales determina el diseño hidráulico de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay		Intensidad de precipitación	Periodo de retorno	
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICO	V.D. Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial	Tiempo de concentración en el área	Impermeabilización del suelo	(mm)
¿Qué funciones de distribución de probabilidades se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?	Determinar las funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.	La distribución Gumbel, Log Pearson III y Normal son funciones de distribución de probabilidades que se ajustan a las precipitaciones máximas de 24 horas en el estudio hidrológico con fines de diseño de sistema de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.		Distribución de probabilidad	Distribución de probabilidad que mejor se ajusta.	
¿Cuál es el caudal máximo de las precipitaciones en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay para un período de retorno de 100 años?	Estimar los caudales máximos de diseño para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.	El caudal máximo obtenido es mayor a $40 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 100 años en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.		Precipitaciones máximas	Análisis de registros pluviométricos de SENAMHI	
¿Cuál es la capacidad hidráulica las obras existentes de drenaje pluvial en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay?	Determinar la capacidad hidráulica de las obras de drenaje pluvial existentes en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay	Las obras de drenaje pluvial existentes no se encuentran diseñadas para el caudal máximo en la micro cuenca Sahuanay de la ciudad de Abancay.	Estado actual del sistema de drenaje pluvial	Inspección visual del funcionamiento del sistema de drenaje pluvial	Diseño hidráulico (m, m^2)	

Anexo 2: Autorización de acceso a información de SENAMHI

Señor(a) ING ZELVON HUANAN GUTIERREZ
 DIRECTOR(A) ZONAL DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL
 PERU - SENAMHI
 Presente-

GROSS CACHU NIVON DIZ
 (Nombres y Apellidos)

VICTOR ACOSTA II ETAPA DISTRITO TAMBURCO - ABRANCAY
 (Dirección)

con N° DNI: 47341293 Telf: 913126478 E-mail: gross.v@gmail.com

Universidad/ Instituto: UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE ABRANCAY

Carrera/ Profesión: INGENIERIA CIVIL

Ante usted me presento y expongo:

Que, (detallar el estudio, nombre del proyecto que están realizando y el motivo de solicitud de los datos)

QUE POR EL MOTIVO DE ESTAR REALIZANDO UN TRABAJO DE INVESTIGACION TITULADO "ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL URBANO DE LA CIUDAD DE ABRANCAY - ABRANCAY PERÚ 2020-2025" PARA OBTENER EL GRUPO DE DATOS

Solicito la siguiente información:

ESTACIÓN	PARÁMETROS	ESCALA	PERIODOS
<u>ABANCAY (SAP AUTOMATICO)</u>	<u>PRECIPITACIONES MAXIMAS EN 24 HORAS</u>		<u>1970 - 2012</u>
<u>ABANCAY (SAP AUTOMATICO)</u>	<u>PRECIPITACIONES MAXIMAS MENSUALES</u>		<u>1970 - 2012</u>

Por lo expuesto, agradeceré a usted atender lo solicitado.

Abancay, 24 de DICIEMBRE del 2019.

[Firma]
 Firma del Usuario

Figura 83 — Solicitud de acceso a información de SENAMHI



20/7/23, 10:56

Gmail - Solicita que se agregue información pluviométrica.



Grober Carlin Almiron Ortiz <groo.ic@gmail.com>

Solicita que se agregue información pluviométrica.

Martha Huillca Condor (DZ12) <mhuillca@senamhi.gob.pe>
Para: Grober Almiron Ortiz <groo.ic@gmail.com>

3 de enero de 2020, 15:27

Señor Grober Almiron Ortiz

Un saludo cordial a nombre de la Dirección Zonal 12 SENAMHI, el presente es con la finalidad de dar atención al correo precedente y a la solicitud de expediente de recepción N° 10542 - 2019, mediante el cual solicita información de datos meteorológicos de Precipitación total mensual y Precipitación máxima de 24 horas de las estaciones Abancay y Granja San Antonio Abancay correspondiente a los años registrados, para lo cual adjunto al presente dicha información de acuerdo a la disponibilidad encontrada en el banco de información de nuestra Institución, esperando que lo alcanzado sirva para los propósitos trazados. Así mismo recordarle el compromiso que sostuvo con el SENAMHI de emitir un ejemplar de Tesis aprobada.

Por favor, confirmar la recepción del presente.

Atentamente

Martha Huillca Condor
Asistente Administrativo
DZ12-Cusco

De: "Grober Almiron Ortiz" <groo.ic@gmail.com>

Para: mhuillca@senamhi.gob.pe

Enviados: Viernes, 3 de Enero 2020 11:38:35

Asunto: Solicita que se agregue información pluviométrica.

[Texto citado oculto]

2 archivos adjuntos

 **Abancay.xlsx**
19K

 **granja San Antonio.xlsm**
15K

<https://mail.google.com/mail/u/0/?ik=c33abfb25e&view=pt&search=all&permmsgid=msg-f:1654740250051720520&simpl=msg-f:1654740250051...> 1/1

Figura 84 — Acceso a información de SENAMHI



Anexo 3: Información de SENAMHI

Tabla 64 — Estación Map Abanacay

ESTACIÓN MAP ABANACAY												
PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL EN (mm)												
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1970	153.5	67.0	79.5	38.7	8.4	2.7	15.0	0.0	31.7	71.2	39.4	90.7
1971	109.0	180.2	89.2	41.0	3.9	16.8	0.2	2.6	2.2	30.2	40.8	47.9
1972	198.9	127.6	100.0	25.0	2.2	0.0	22.7	18.6	16.2	33.9	55.0	87.6
1973	125.3	202.3	120.1	68.9	10.8	0.0	10.8	25.9	26.9	21.8	102.0	82.6
1974	152.3	177.9	109.1	52.0	0.0	11.9	3.9	35.6	1.9	33.0	68.3	28.4
1975	54.9	100.1	98.7	8.7	30.8	11.4	1.7	10.3	15.4	44.0	69.5	142.3
1976	154.7	131.6	145.3	53.4	10.7	20.9	3.1	21.1	55.0	14.6	6.2	96.5
1977	58.4	105.6	98.7	5.0	3.5	0.4	11.4	0.0	28.0	27.1	107.2	95.5
1978	171.9	59.7	86.2	18.5	31.0	0.0	1.6	0.4	32.4	62.8	84.0	73.0
1979	89.7	122.8	137.0	67.8	8.2	1.4	2.8	6.9	39.4	22.3		
1980	100.9	91.4	75.4	2.5	0.9	0.0	14.3	0.0		49.7	40.9	24.3
1981	142.1	144.2	77.0	49.5	3.4	0.5	5.1	18.0	29.1	57.1	76.0	132.4
1982	138.1											
1986								17.3	17.6		45.8	25.6
1987	90.9	60.9	39.9	17.1	15.9	12.2	16.3	6.2	0.0	39.8	62.3	83.0
1988	148.5	151.5	102.6	81.7		3.4	3.1	0.0	2.0	32.1		92.7
1989						7.9	0.0	12.7	1.4	46.2	37.5	49.7
1990	135.4	37.8	79.7	45.8	15.2	28.2	3.6	15.9	7.6	62.1	87.0	109.8
1991	51.4	48.8	94.4	0.9	14.5	8.7	0.0	0.0	8.7	45.4	32.0	16.6
1992	15.2	80.1	37.1	18.9	0.0	31.2	0.0	47.9	0.0	43.6	24.2	49.9
1993	126.6	92.3	77.9	49.2	5.0	0.0	11.0					
1996	275.6	247.5	114.7	64.0	4.5	2.0	6.0	28.1	23.0	66.7	51.8	62.5
1997	226.0		180.4	56.6	21.2	2.7	0.0	35.0	25.6	25.4	85.2	86.9
1998	171.9	102.1	157.8	22.0	9.1	3.0	0.0	1.0	9.0	92.0	52.1	89.6
1999	203.3	291.6	162.0	77.9	12.2	9.3	3.4	0.0	71.1	80.6	73.6	132.8
2000	213.5	299.2	115.3	49.9	7.1	18.9	19.5	28.8	16.9	92.9	51.2	196.1
2001	256.2	180.0	193.8	37.7	51.4	1.1	29.5	24.6	10.6	32.6	33.1	102.6
2002	125.6	202.3	133.9	76.0	22.8	11.0	58.0	16.3	63.2	81.8		130.1
2003	208.2	182.9	199.6	20.5	6.7	0.0	1.6	35.8	35.7	94.9	35.5	136.6
2004	138.7	217.2	81.7		10.5	22.2	37.0	17.9	34.9	23.3	40.4	145.3
2005	78.7	150.6		57.1		0.0	16.3		24.8	83.4	69.2	137.0
2006	210.3	143.0	87.9	42.0	0.0	13.3	0.0	0.0	4.0		129.3	136.4
2007	153.1	125.5	177.0	17.8	16.5		17.9		1.3	69.4	46.1	200.0



PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS EN (mm)												
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1970	17.2	13.6	12.0	7.8	5.8	2.7	11.7	0.0	7.9	15.2	23.1	10.2
1971	19.2	29.9	13.4	7.7	2.9	13.8	0.2	2.2	2.2	10.2	7.0	13.8
1972	19.5	19.0	13.5	7.9	2.0	0.0	14.5	8.1	6.4	10.0	35.6	25.2
1973	21.9	40.0	21.2	9.6	5.0	0.0	4.2	7.0	10.4	10.2	31.0	14.8
1974	24.0	29.5	17.6	12.6	0.0	6.4	1.8	7.7	1.2	13.8	26.5	22.6
1975	12.7	13.5	27.3	1.8	10.2	6.4	1.4	6.6	6.2	10.0	28.6	15.8
1976	23.6	18.2	26.5	10.7	9.6	11.2	1.6	10.6	11.3	11.0	4.8	30.6
1977	15.7	12.9	18.9	2.4	1.4	0.4	4.6	0.0	9.4	8.1	14.7	20.2
1978	23.0	14.8	11.9	4.6	14.8	0.0	0.9	0.4	6.6	21.5	18.2	15.9
1979	18.4	20.6	29.8	24.4	4.5	0.2	1.3	3.0	24.9	11.6		
1980	20.9	25.6	12.0	2.5	0.9	0.0	9.2	0.0		10.4	9.6	7.6
1981	14.3	26.8	13.6	12.0	3.4	0.5	5.1	6.3	10.5	12.1	14.7	19.1
1982	18.8											
1986								6.5	4.3		14.5	10.0
1987	11.7	12.3	17.9	6.8	9.4	9.7	9.5	6.2	0.0	11.6	19.7	22.5
1988	18.0	21.5	19.3	16.5		2.4	3.1	0.0	2.0	8.4		17.0
1989						4.8	0.0	4.2	1.3	20.0	12.2	17.0
1990	21.0	9.5	14.0	12.6	6.0	9.0	3.6	10.1	5.0	16.0	20.9	24.5
1991	12.4	12.0	22.2	0.9	6.2	4.7	0.0	0.0	5.8	13.1	5.2	3.9
1992	5.4	25.0	18.0	10.0	0.0	25.0	0.0	21.3	0.0	15.3	9.0	10.0
1993	27.0	23.5	20.0	15.0	4.1	0.0	8.0					
1996	35.0	26.3	23.5	13.5	2.4	2.0	4.0	9.3	13.4	13.5	14.8	9.9
1997	37.2		37.2	16.5	13.9	2.4	0.0	13.4	8.2	12.8	14.8	24.8
1998	17.6	23.5	24.9	6.2	9.0	1.8	0.0	0.7	7.4	16.6	13.3	16.6
1999	25.1	40.2	28.5	11.6	7.2	7.4	2.3	0.0	19.4	16.5	22.3	26.4
2000	25.6	26.2	13.6	26.3	5.8	6.7	9.4	18.1	7.1	27.3	18.8	20.0
2001	21.7	21.1	19.5	27.3	20.6	0.7	15.2	9.9	3.0	8.6	8.1	24.4
2002	17.1	16.6	23.4	20.2	10.7	7.7	18.3	7.4	17.4	18.6		24.0
2003	35.8	26.7	30.2	9.2	2.7	0.0	0.9	11.2	13.6	43.7	7.0	23.8
2004	21.9	28.6	14.1		3.7	14.5	15.2	11.7	19.7	8.5	8.9	20.4
2005	12.1	30.6		11.0		0.0	10.6		15.0	18.8	30.6	23.8
2006	24.6	23.4	14.8	9.9	0.0	10.5	0.0	0.0	1.7		19.1	22.6
2007	28.2	23.6	20.6	8.7	15.7		14.1					

Tabla 65 — Estación Map Granja San Antonio

ESTACIÓN MAP GRANJA SAN ANTONIO												
LATITUD 13° 36' 29" DPTO APURÍMAC												
LONGITUD 72° 52' 13" PROV ABANCAY												
ALTITUD 2 750 m.s.n.m. DIST. TAMBURCO												
PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL EN (mm)												
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2013	171.6	322.9		24.4	11.9	16.4	10.3	62.4	13.0	71.0	55.2	188.9
2014	271.1	206.0	126.4	67.1	24.2	3.2	5.4	5.6	37.1	78.9	42.5	138.8
2015	211.2	235.5	155.8	74.9	12.7	1.1	12.3	33.3	1.6	42.4	93.8	164.3
2016	76.1	304.5	51.4	103.4	1.9	7.2	7.5	15.7	15.2		84.8	149.7
2017	225.6	204.3	151.2	47.7	36.9	0.5	0.9	20.2	16.0	51.8	60.6	125.9
2018	166.3	274.3	146.0	47.3	11.7	39.6	19.1	46.7	14.3	100.2	47.7	95.9
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS EN (mm)												
Año	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
2013	25.4	34.5		10.0	6.4	5.7	4.2	32.2	4.2	11.7	10.7	38.8
2014	38.9	54.1	16.6	17.3	5.9	3.2	3.2	3.1	7.2	25.5	12.5	31.5
2015	27.9	35.9	19.3	14.0	2.8	1.1	5	20.3	1.6	11.9	25.3	58.2
2016	17.8	36.3	14.2	20.7	1.5	7.2	7.5	4.7	7.5		21.5	20.9
2017	26.8	30.1	32.8	7.0	15.9	0.5	0.9	7.6	5.1	17.4	20.0	23.6
2018	23.9	33.4	19.1	8.2	9.5	12.4	11	18.2	7.2	29.5	10.6	25.5

Tabla 66 — Coordenadas Geográficas de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI de las zonas alta (P1), media (P2), y baja (P3) de micro cuenca Sahuanay

Nombre de la micro cuenca	Institución	Longitud (°)	Latitud (°)	Zona
UH4999281	SENAMHI	-72.917	-13.564	Alta
UH4999282	SENAMHI	-72.911	-13.559	
UH4999283	SENAMHI	-72.898	-13.570	Media
UH4999284	SENAMHI	-72.888	-13.561	
UH4999285	SENAMHI	-72.882	-13.582	
UH4999286	SENAMHI	-72.900	-13.583	
UH4999287	SENAMHI	-72.882	-13.598	
UH4999288	SENAMHI	-72.884	-13.605	Baja
UH4999289	SENAMHI	-72.881	-13.616	

Tabla 67 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona alta (P1) micro cuenca Sahuanay.

Anio	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Sep	Ago	Oct	Nov	Dic	Total general
1981	25.92	26.05	26.83	6.90	0.06	8.82	1.16	6.98	7.74	25.11	21.19	15.70	26.83
1982	23.72	52.62	25.26	14.74	0.24	6.83	0.05	1.84	6.81	4.58	12.92	11.89	52.62
1983	23.23	26.69	33.31	10.63	3.18	0.10	0.38	0.23	0.03	0.62	10.37	18.52	33.31
1984	36.93	35.14	0.31	0.49	0.11	0.42	0.23	0.22	0.81	0.36	0.31	0.18	36.93
1985	20.16	30.37	28.12	23.16	25.07	6.86	5.25	6.61	1.52	13.31	16.30	24.46	30.37
1986	16.14	32.64	30.32	14.40	5.84	0.00	0.06	14.43	10.11	15.81	12.53	16.96	32.64
1987	33.15	48.12	17.58	24.63	9.45	0.06	10.99	2.49	0.03	25.02	22.28	21.19	48.12
1988	23.33	29.21	64.07	15.22	5.59	0.00	0.01	0.51	0.02	10.81	0.15	0.56	64.07
1989	23.63	26.23	26.87	24.85	3.79	0.22	0.81	4.41	10.19	17.45	11.59	12.37	26.87
1990	21.75	40.00	19.22	11.81	5.77	1.43	0.01	9.71	12.13	15.55	12.86	24.00	40.00
1991	25.09	38.56	35.11	17.05	4.18	0.31	0.04	2.14	0.96	17.38	16.65	24.22	38.56
1992	19.21	31.87	25.08	12.73	0.11	2.99	0.31	7.95	9.43	17.14	25.20	12.88	31.87
1993	29.99	51.38	31.28	10.50	3.23	0.06	2.79	0.34	15.55	18.02	16.12	25.67	51.38
1994	40.04	24.35	28.86	8.07	0.04	0.03	0.01	0.41	0.02	55.77	20.42	23.15	55.77
1995	23.95	23.18	21.69	19.71	4.39	0.22	0.04	4.39	0.04	3.54	15.05	24.19	24.19
1996	21.41	35.71	42.82	11.37	0.87	0.05	0.05	5.03	6.98	29.61	17.58	18.17	42.82
1997	37.89	25.74	27.06	16.76	4.78	1.43	0.80	1.79	12.40	16.06	19.90	31.19	37.89
1998	19.98	29.32	30.46	9.82	0.90	3.48	0.00	1.72	1.01	14.84	20.83	22.91	30.46
1999	19.89	48.04	57.88	11.85	3.30	9.30	3.30	10.49	0.03	12.95	19.80	35.77	57.88
2000	21.13	38.10	19.99	9.66	4.14	11.43	6.14	5.29	10.05	18.55	11.38	16.97	38.10
2001	22.99	37.88	39.53	13.56	3.36	0.98	10.14	2.64	18.06	14.13	11.02	13.88	39.53
2002	20.02	26.56	40.97	13.20	5.65	8.65	13.87	4.47	9.33	31.96	14.76	27.73	40.97
2003	30.50	28.97	28.26	7.05	2.23	0.59	0.97	15.11	11.22	16.44	10.31	25.95	30.50
2004	19.43	28.29	37.10	12.34	2.24	7.73	16.16	11.00	15.38	21.80	15.00	12.82	37.10
2005	20.10	40.05	22.33	5.90	1.09	0.02	10.74	10.38	3.07	22.34	38.62	28.06	40.05
2006	24.38	32.28	38.15	5.19	0.02	10.98	0.37	1.40	0.75	23.60	20.97	13.05	38.15
2007	21.76	23.23	67.84	13.07	6.03	0.03	10.47	0.78	3.58	19.91	19.95	28.60	67.84
2008	23.74	35.16	27.44	7.12	6.12	6.03	0.03	4.87	8.65	15.92	27.68	22.10	35.16
2009	21.78	47.18	46.23	37.14	1.54	1.00	2.91	0.13	11.96	13.43	26.36	9.88	47.18
2010	47.35	38.73	61.24	10.68	4.32	0.19	1.75	4.74	7.79	19.07	8.68	16.67	61.24
2011	25.59	27.06	23.01	14.66	3.85	3.66	5.37	7.41	8.36	14.61	18.38	18.12	27.06
2012	23.46	31.71	34.99	11.47	0.29	9.78	4.74	3.70	6.88	17.45	7.96	28.50	34.99
2013	21.57	58.78	56.76	6.44	1.20	1.77	2.95	3.13	18.91	12.99	12.11	28.27	58.78
2014	22.74	23.62	14.09	8.82	2.31	0.04	1.18	4.82	1.15	14.47	9.70	14.91	23.62
2015	44.06	28.83	20.10	9.99	1.59	1.31	3.02	2.06	15.00	13.78	27.37	20.55	44.06
2016	18.40	65.79	19.05	16.97	0.87	11.60	9.09	4.74	6.95	16.71	16.97	14.93	65.79
Total general	47.35	65.79	67.84	37.14	25.07	11.60	16.16	15.11	18.91	55.77	38.62	35.77	67.84

Tabla 68 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona media (P2) micro cuenca Sahuanay

Anio	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Sep	Ago	Oct	Nov	Dic	Total general
1981	23.43	18.92	23.82	9.43	0.12	7.24	1.36	9.05	7.49	23.73	32.51	15.56	32.51
1982	33.01	32.82	18.47	13.63	0.18	4.89	0.02	2.06	6.60	2.49	14.34	16.16	33.01
1983	18.89	18.95	34.17	12.03	4.43	0.02	0.03	0.25	0.01	0.55	9.65	16.19	34.17
1984	40.94	27.57	0.15	0.51	0.12	0.16	0.21	0.42	0.40	0.18	0.15	0.10	40.94
1985	18.25	21.85	24.51	18.07	26.96	4.83	5.51	8.74	0.77	13.06	17.37	23.84	26.96
1986	12.11	12.36	19.04	9.80	7.89	0.00	0.03	18.72	9.15	15.16	17.23	11.26	19.04
1987	30.96	19.21	13.14	18.34	11.74	0.02	11.89	3.10	0.01	16.51	19.26	22.22	30.96
1988	24.53	22.22	54.78	17.68	7.86	0.00	0.01	0.37	0.01	10.60	0.09	0.19	54.78
1989	19.21	17.50	22.53	25.18	4.92	0.06	0.53	7.69	10.73	12.88	12.20	11.81	25.18
1990	19.84	27.41	16.86	13.19	7.63	1.03	0.01	11.88	10.43	13.87	16.40	22.06	27.41
1991	25.72	27.10	22.50	18.50	4.77	0.19	0.02	1.44	0.41	16.01	16.75	23.92	27.10
1992	22.02	22.57	24.38	11.85	0.01	2.85	0.14	7.84	8.09	14.88	26.79	12.78	26.79
1993	30.77	32.79	19.18	8.69	3.25	0.01	2.79	0.23	12.88	21.84	16.13	23.24	32.79
1994	29.34	19.08	21.05	6.52	0.10	0.00	0.01	0.36	0.00	52.91	21.61	19.40	52.91
1995	29.63	17.74	20.21	14.20	6.00	0.08	0.01	4.76	0.01	4.73	16.00	30.06	30.06
1996	20.04	17.58	22.74	10.71	0.79	0.01	0.18	6.18	5.84	28.85	19.73	21.24	28.85
1997	34.92	15.23	32.15	12.44	8.19	0.63	0.54	1.93	9.62	14.62	21.25	21.98	34.92
1998	16.10	16.67	21.41	4.58	1.66	2.53	0.00	1.73	0.91	11.20	13.39	20.94	21.41
1999	29.18	36.17	38.13	8.16	4.68	5.83	2.72	14.26	0.01	15.81	26.23	28.60	38.13
2000	21.41	24.04	17.57	12.85	5.53	10.31	7.44	6.67	8.71	26.61	15.96	15.85	26.61
2001	19.89	19.15	26.36	15.09	4.52	0.47	11.82	2.16	16.66	9.45	10.09	17.96	26.36
2002	17.45	19.83	34.09	15.73	7.69	9.12	17.09	6.03	6.99	28.02	15.27	21.57	34.09
2003	31.57	22.79	24.40	8.29	2.21	0.22	0.98	13.87	8.56	11.05	9.47	27.07	31.57
2004	23.37	19.67	23.93	11.46	2.38	5.38	15.39	12.52	12.30	18.94	13.95	13.66	23.93
2005	13.83	21.77	17.33	4.86	1.20	0.00	12.50	9.95	2.38	17.21	38.39	24.37	38.39
2006	25.60	18.36	22.28	8.07	0.01	9.54	0.18	1.43	0.31	20.97	20.07	12.99	25.60
2007	22.05	19.69	43.13	8.43	9.87	0.01	11.50	0.65	2.11	12.50	24.52	28.38	43.13
2008	21.48	18.24	22.00	6.88	8.30	4.64	0.01	5.32	7.71	9.37	26.87	26.49	26.87
2009	27.28	27.50	17.92	26.43	2.42	0.44	2.52	0.10	10.92	9.58	19.29	13.43	27.50
2010	30.11	22.61	36.04	13.42	5.12	0.06	2.06	5.76	5.33	16.70	8.75	14.34	36.04
2011	21.09	19.78	23.89	14.47	4.52	2.04	5.68	9.84	8.18	8.88	21.39	12.77	23.89
2012	21.09	28.54	30.34	8.73	0.20	6.42	5.34	3.84	4.35	17.59	7.64	24.09	30.34
2013	17.68	27.64	29.31	7.26	1.15	1.03	1.72	3.20	15.26	13.81	14.05	24.90	29.31
2014	20.32	18.38	12.03	7.94	3.03	0.01	1.00	5.25	0.81	16.29	10.30	12.84	20.32
2015	22.94	13.56	17.04	8.41	2.34	1.08	2.41	2.02	10.78	13.24	21.69	16.70	22.94
2016	22.53	31.88	13.40	12.66	0.75	8.65	8.45	5.83	6.62	15.81	20.69	14.89	31.88
Total general	40.94	36.17	54.78	26.43	26.96	10.31	17.09	18.72	16.66	52.91	38.39	30.06	54.78

Tabla 69 — Datos de precipitaciones máximas de 24 horas del producto PISCOp de SENAMHI zona media (P3) micro cuenca Sahuanay

Anio	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Sep	Ago	Oct	Nov	Dic	Total general
1981	19.60	18.36	19.33	10.74	0.05	3.35	1.03	9.26	5.68	18.48	20.06	17.98	20.06
1982	25.43	37.46	19.34	14.41	0.03	2.22	0.01	2.47	4.99	3.02	12.42	22.09	37.46
1983	20.02	21.86	32.76	12.96	4.59	0.00	0.03	0.03	0.00	0.30	7.10	17.22	32.76
1984	30.24	24.59	0.13	0.85	0.07	0.01	0.04	0.11	0.04	0.16	0.20	0.13	30.24
1985	22.25	30.69	24.07	15.48	26.15	2.74	4.25	11.75	0.26	13.86	11.08	20.93	30.69
1986	12.36	16.74	21.55	9.59	8.83	0.00	0.01	15.74	7.01	13.55	19.65	13.21	21.55
1987	33.74	24.08	14.37	15.80	13.70	0.00	7.82	3.61	0.00	13.76	10.74	22.45	33.74
1988	21.54	28.31	32.91	17.35	8.78	0.00	0.00	0.09	0.00	9.43	0.12	0.24	32.91
1989	20.01	23.72	20.17	27.01	4.89	0.01	0.30	0.48	7.87	9.67	9.73	13.13	27.01
1990	22.00	33.03	19.58	14.54	6.41	0.20	0.00	10.83	7.48	13.36	12.03	20.39	33.03
1991	26.93	33.42	22.51	12.41	4.95	0.00	0.01	0.90	0.13	13.62	13.66	22.65	33.42
1992	19.28	25.48	20.44	11.84	0.01	0.87	0.01	8.17	5.78	11.71	21.88	13.43	25.48
1993	24.94	35.55	21.35	8.90	3.92	0.00	1.91	0.15	9.42	20.85	21.95	31.33	35.55
1994	29.32	29.76	13.12	8.02	0.01	0.00	0.00	0.11	0.00	44.13	19.05	22.59	44.13
1995	30.24	18.78	24.85	14.80	6.69	0.00	0.02	5.73	0.00	6.68	14.16	25.40	30.24
1996	18.86	19.37	26.94	13.76	1.33	0.00	0.00	6.25	4.10	22.22	11.78	21.21	26.94
1997	34.62	19.82	22.22	12.43	7.68	0.00	0.27	2.01	7.29	13.73	14.39	26.62	34.62
1998	17.38	25.91	18.81	5.38	1.79	1.19	0.00	2.25	0.72	10.44	12.31	17.17	25.91
1999	24.21	38.72	29.93	9.65	5.15	3.47	2.25	14.03	0.00	10.04	19.74	27.66	38.72
2000	24.40	26.56	13.90	17.15	6.01	4.07	6.19	5.76	9.23	23.83	11.62	21.14	26.56
2001	20.93	19.85	17.41	21.39	4.73	0.08	9.92	2.81	8.31	10.27	8.98	19.13	21.39
2002	16.72	16.66	25.67	16.71	7.98	4.13	12.67	8.91	5.69	20.58	11.66	21.77	25.67
2003	30.96	28.76	27.40	9.20	2.84	0.00	0.75	10.22	6.68	10.15	6.99	23.46	30.96
2004	18.67	27.51	12.26	11.36	3.09	2.31	10.43	16.14	9.76	11.09	11.20	14.65	27.51
2005	13.97	30.03	16.33	6.72	1.81	0.00	8.44	12.52	1.66	15.89	27.67	22.29	30.03
2006	25.53	23.51	14.54	9.90	0.01	4.75	0.00	2.04	0.08	18.22	14.73	18.95	25.53
2007	23.41	25.15	20.86	8.97	12.29	0.00	8.71	1.41	1.63	12.29	19.06	32.58	32.58
2008	17.12	28.99	18.15	6.18	7.71	1.96	0.00	4.90	5.78	9.11	23.17	31.07	31.07
2009	27.82	30.19	16.62	13.81	2.72	0.00	2.09	0.04	8.61	9.13	19.83	16.47	30.19
2010	31.83	27.67	19.30	16.65	5.45	0.00	1.34	6.37	4.45	13.50	8.76	14.59	31.83
2011	18.47	28.00	22.60	15.79	6.56	1.14	3.70	9.28	6.05	8.23	17.19	13.74	28.00
2012	26.39	25.15	24.93	11.74	0.19	3.64	3.48	4.08	3.45	14.88	7.01	23.40	26.39
2013	17.76	18.50	16.62	10.54	1.45	0.42	1.11	2.93	11.62	8.73	10.61	22.93	22.93
2014	23.47	23.77	10.07	7.86	2.57	0.00	0.68	6.26	0.45	11.05	7.86	12.59	23.77
2015	17.88	18.47	15.58	8.77	2.97	0.38	1.52	3.75	7.37	9.16	17.93	18.34	18.47
2016	15.01	30.08	13.91	15.83	1.80	5.05	6.46	7.71	3.58	12.16	14.72	16.29	30.08
Total general	34.62	38.72	32.91	27.01	26.15	5.05	12.67	16.14	11.62	44.13	27.67	32.58	44.13

Anexo 4: Panel Fotográfico



Figura 85 — Inicio de la falla geológica ocurrido en el año 2012 en el sector de Chuyllurpata ubicada en la micro cuenca de Sahuanay



Figura 86 — Vista panorámica de la falla geológica en el sector de Chuyllurpata



Figura 87 — Quebrada de la laguna de Ampay en temporada de estiaje



Figura 88 — Inicio de obras de drenaje y protección



Figura 89 — Dimensiones de la obra de drenaje y protección



Figura 90 — Tramo de obra de drenaje y protección a 1200 m del inicio (aguas abajo) toma de datos de las dimensiones de la gemetría del canal.

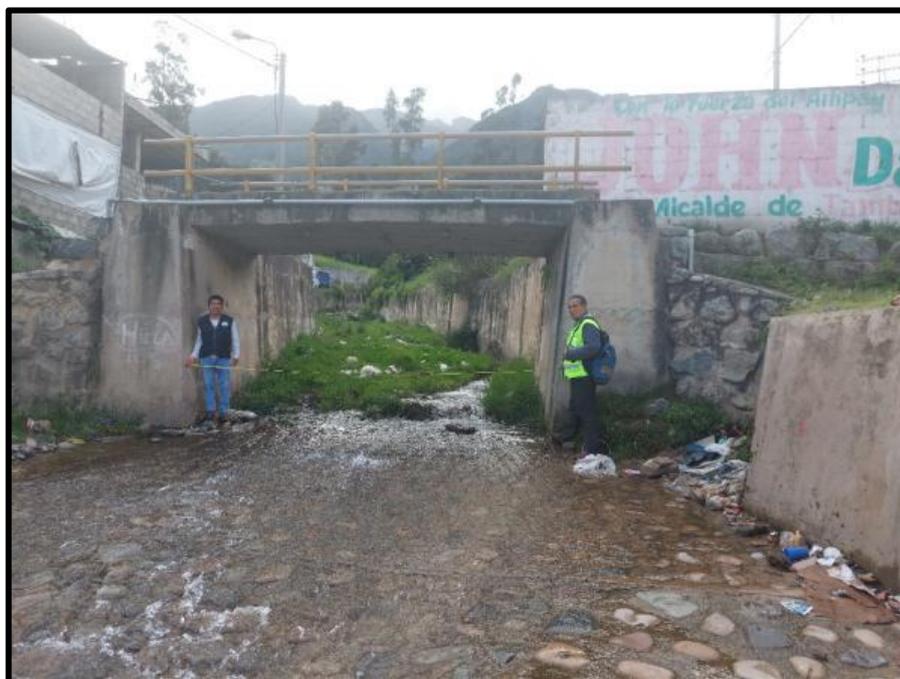


Figura 91 — Tramo de obra de drenaje y protección a 1800 m del inicio (aguas abajo) puente Maucacalle



Figura 92 — En el tramo de puente Maucacalle al punto final del canal, se observa viviendas al pie de dicho canal de protección



Figura 93 — En el tramo de puente Maucacalle al punto final del canal, se observa viviendas al pie de dicho canal de protección

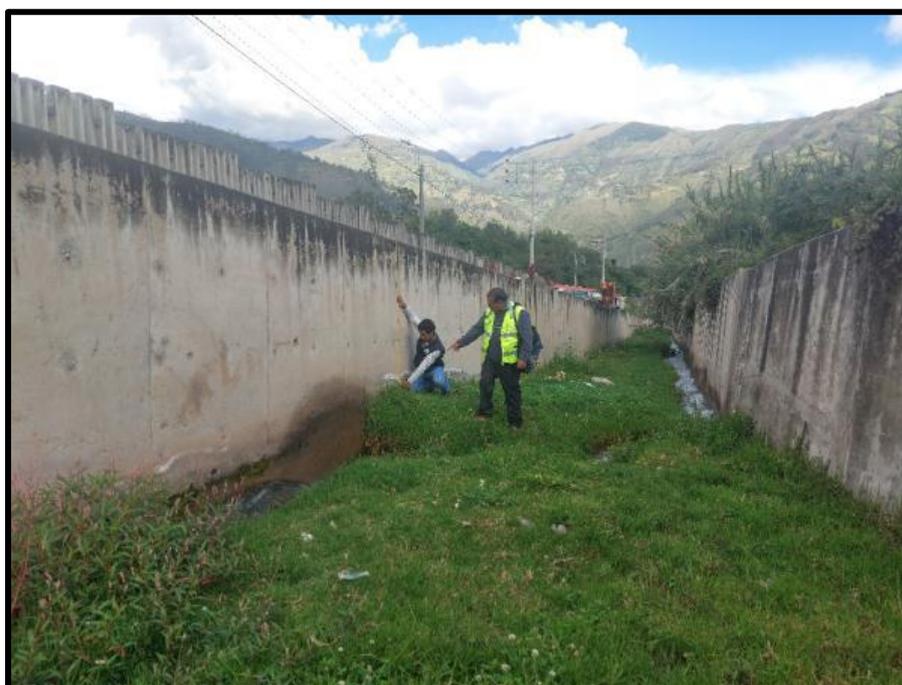


Figura 94 — Tramo de obra de drenaje y protección a 2100 m del inicio (aguas abajo) ref. arco.



Figura 95 — Fin de canales de drenaje y protección en la AV. 4 de noviembre

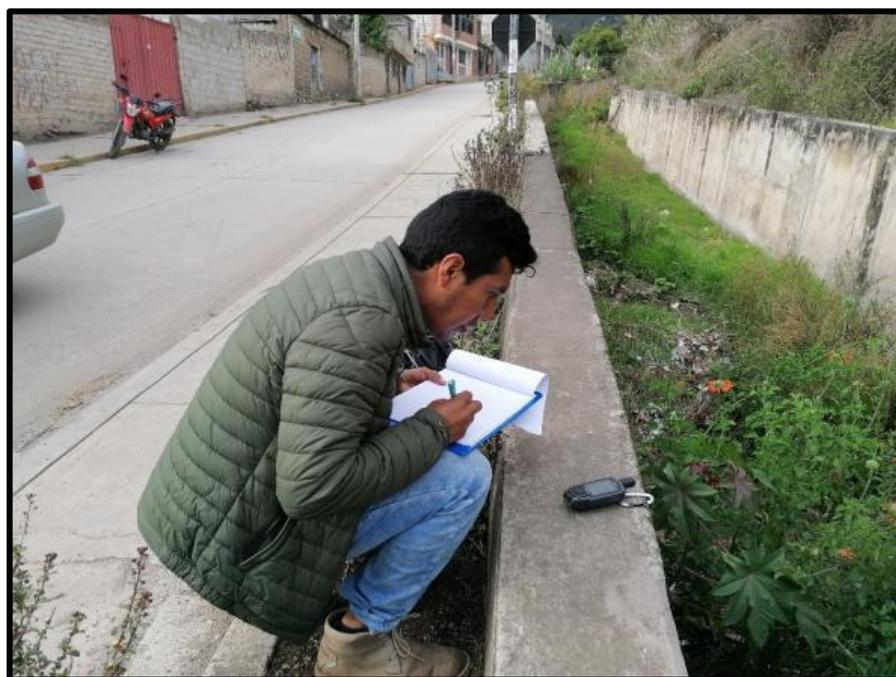
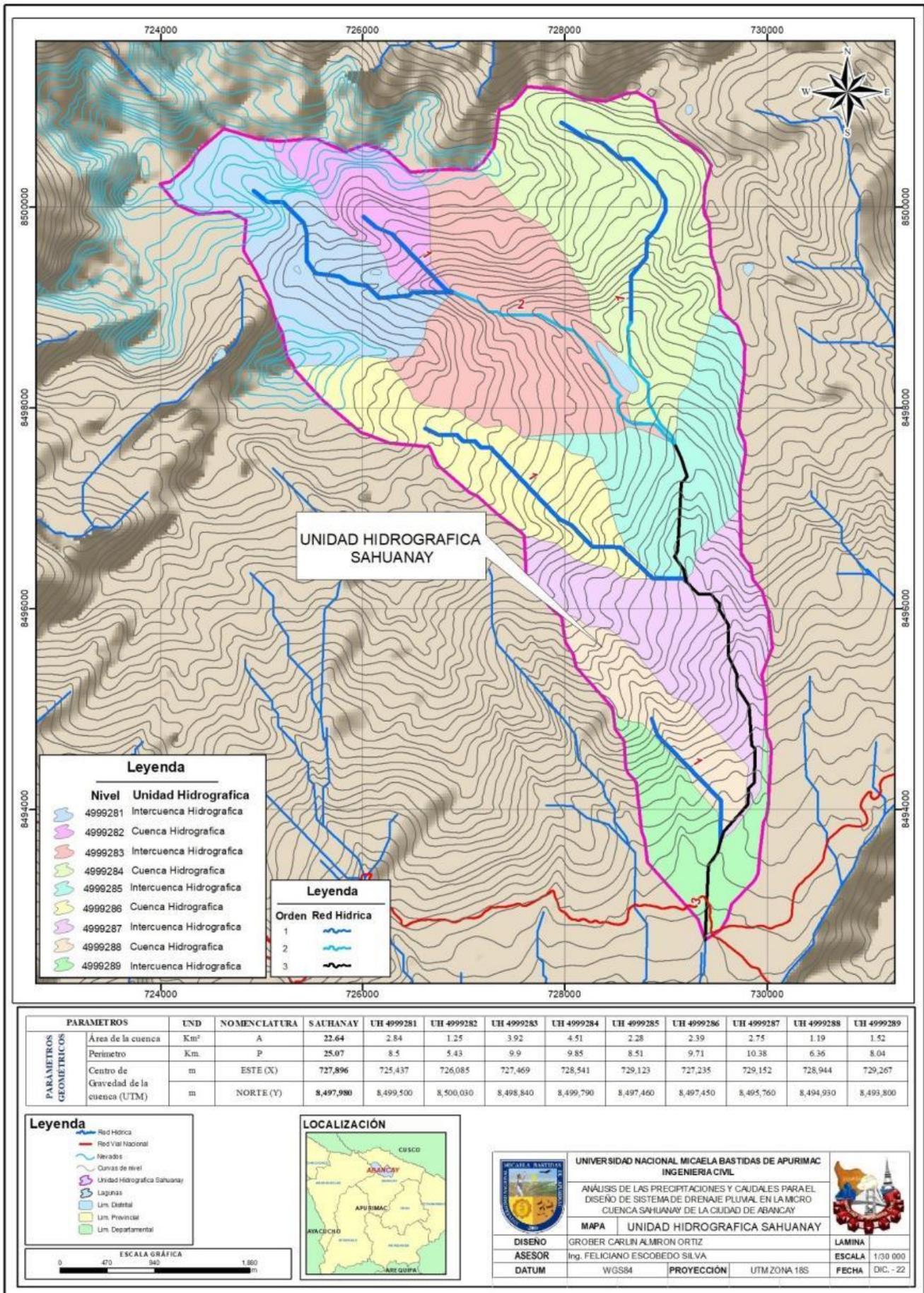


Figura 96 — Tomando datos de coordenadas UTM con GPS en la AV. 4 de noviembre

Anexo 5: Planos y Mapas de la micro cuenca Sahuanay

- **Mapa de unidades hidrográficas**
- **Mapa de pendientes**
- **Mapa de unidades geológicas**
- **Mapa uso de suelos**
- **Mapa hidrológico**



Leyenda

Nivel	Unidad Hidrografica
4999281	Intercuenca Hidrografica
4999282	Cuenca Hidrografica
4999283	Intercuenca Hidrografica
4999284	Cuenca Hidrografica
4999285	Intercuenca Hidrografica
4999286	Cuenca Hidrografica
4999287	Intercuenca Hidrografica
4999288	Cuenca Hidrografica
4999289	Intercuenca Hidrografica

Leyenda

Orden Red Hidrica

1	
2	
3	

PARAMETROS	UND	NOMENCLATURA	SAHUANAY	UH 4999281	UH 4999282	UH 4999283	UH 4999284	UH 4999285	UH 4999286	UH 4999287	UH 4999288	UH 4999289
Área de la cuenca	Km ²	A	22.64	2.84	1.25	3.92	4.51	2.28	2.39	2.75	1.19	1.52
Perimetro	Km.	P	25.07	8.5	5.43	9.9	9.85	8.51	9.71	10.38	6.36	8.04
Centro de Gravedad de la cuenca (UTM)	m	ESTE (X)	727,896	725,437	726,085	727,469	728,541	729,123	727,235	729,152	728,944	729,267
	m	NORTE (Y)	8,497,980	8,499,500	8,500,030	8,498,840	8,499,790	8,497,460	8,497,450	8,495,760	8,494,930	8,493,800

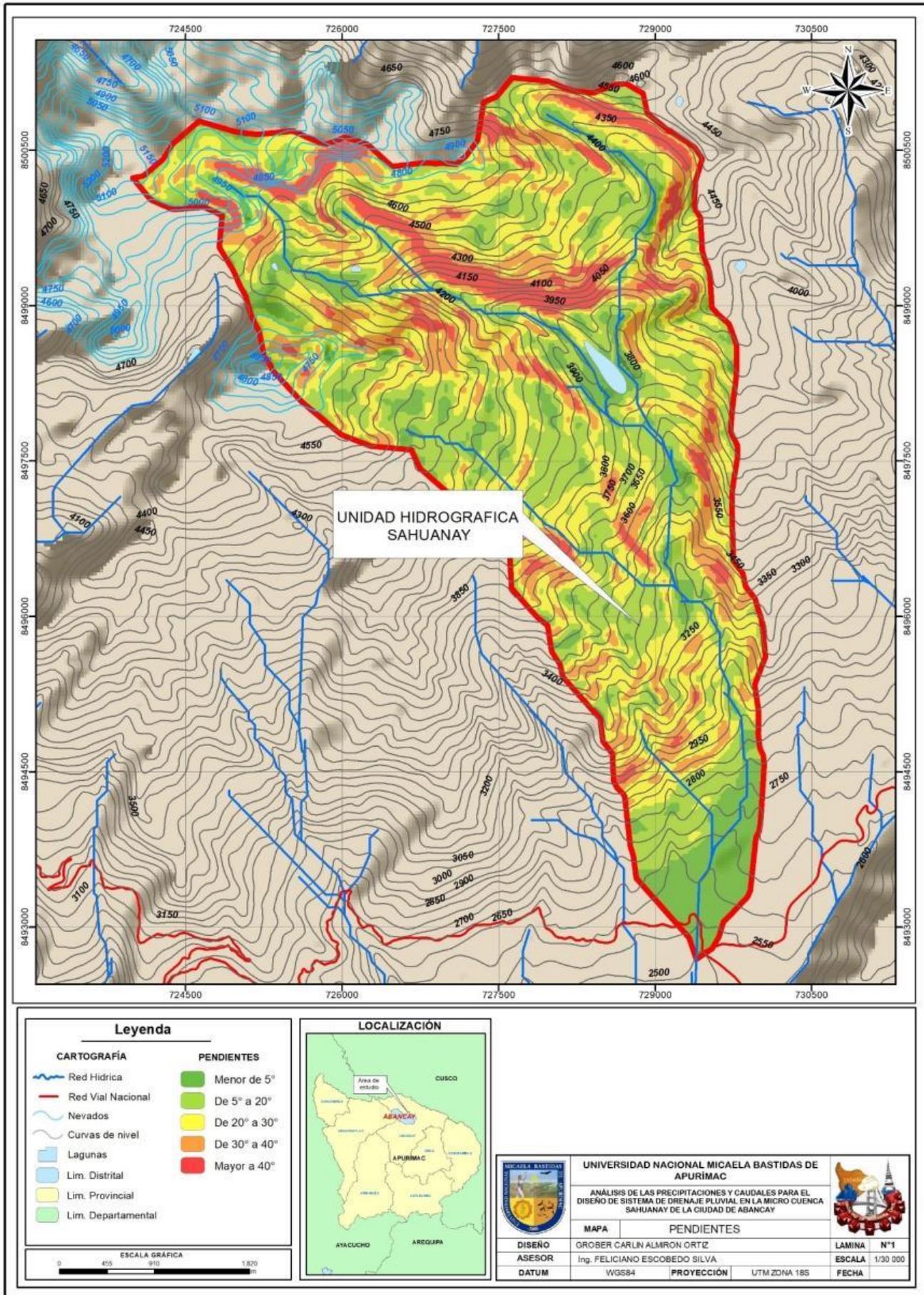
Leyenda

- Red Hidrica
- Red Vial Nacional
- Nevados
- Curvas de nivel
- Unidad Hidrografica Sahuany
- Lagunas
- Lim. Distrital
- Lim. Provincial
- Lim. Departamental



	UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC INGENIERIA CIVIL		
	ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA MICRO CUENCA SAHUANAY DE LA CIUDAD DE ABANCAY		
MAPA	UNIDAD HIDROGRAFICA SAHUANAY		LAMINA
DISEÑO	GROBER CARLIN ALMIRON ORTIZ		ESCALA
ASESOR	Ing. FELICIANO ESCOBEDO SILVA		1/30 000
DATUM	WGS84	PROYECCIÓN	UTM ZONA 18S
			FECHA
			DIC. - 22





Legenda

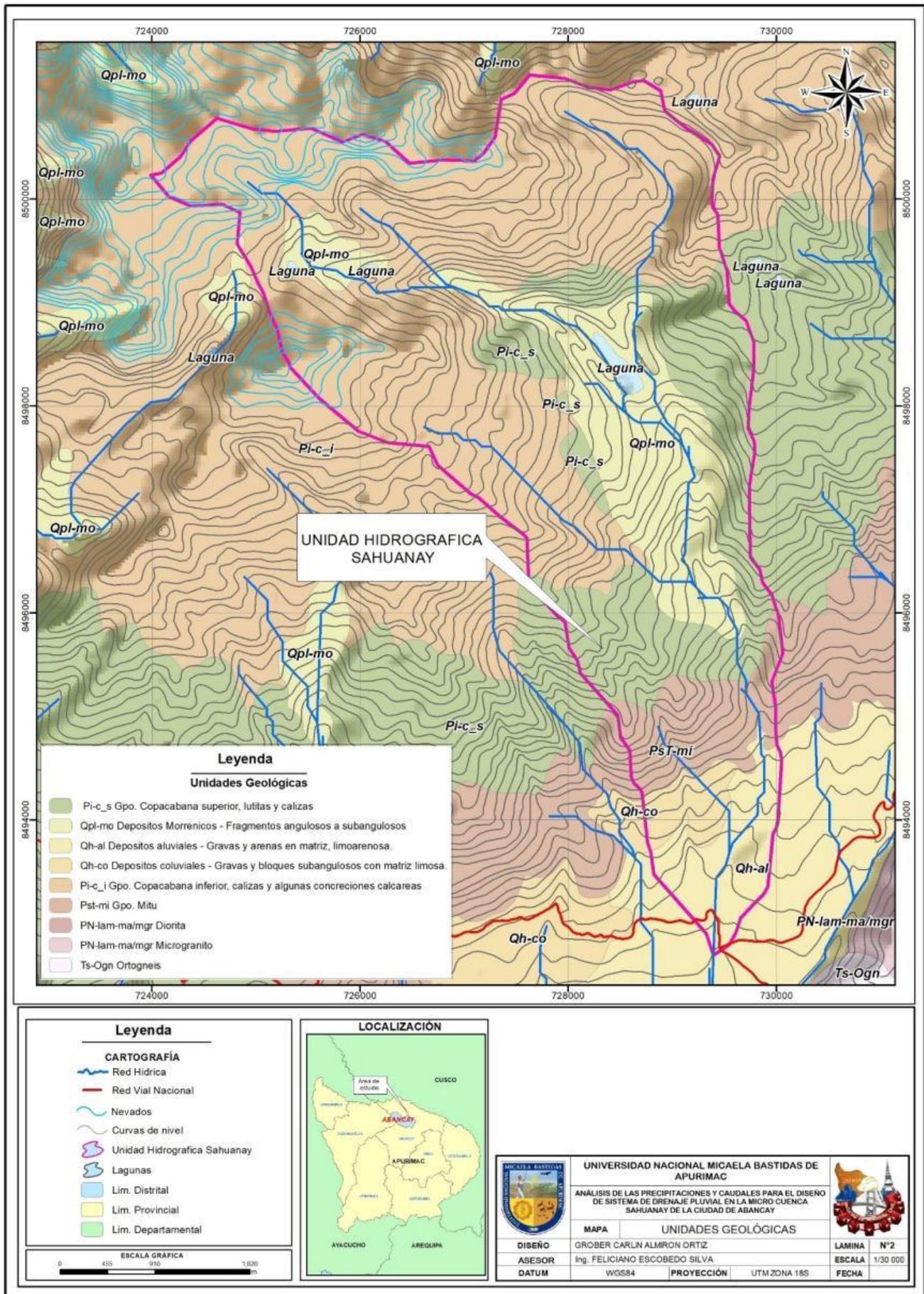
CARTOGRAFÍA	PENDIENTES
Red Hidrica	Menor de 5°
Red Vial Nacional	De 5° a 20°
Nevados	De 20° a 30°
Curvas de nivel	De 30° a 40°
Lagunas	Mayor a 40°
Lim. Distrital	
Lim. Provincial	
Lim. Departamental	

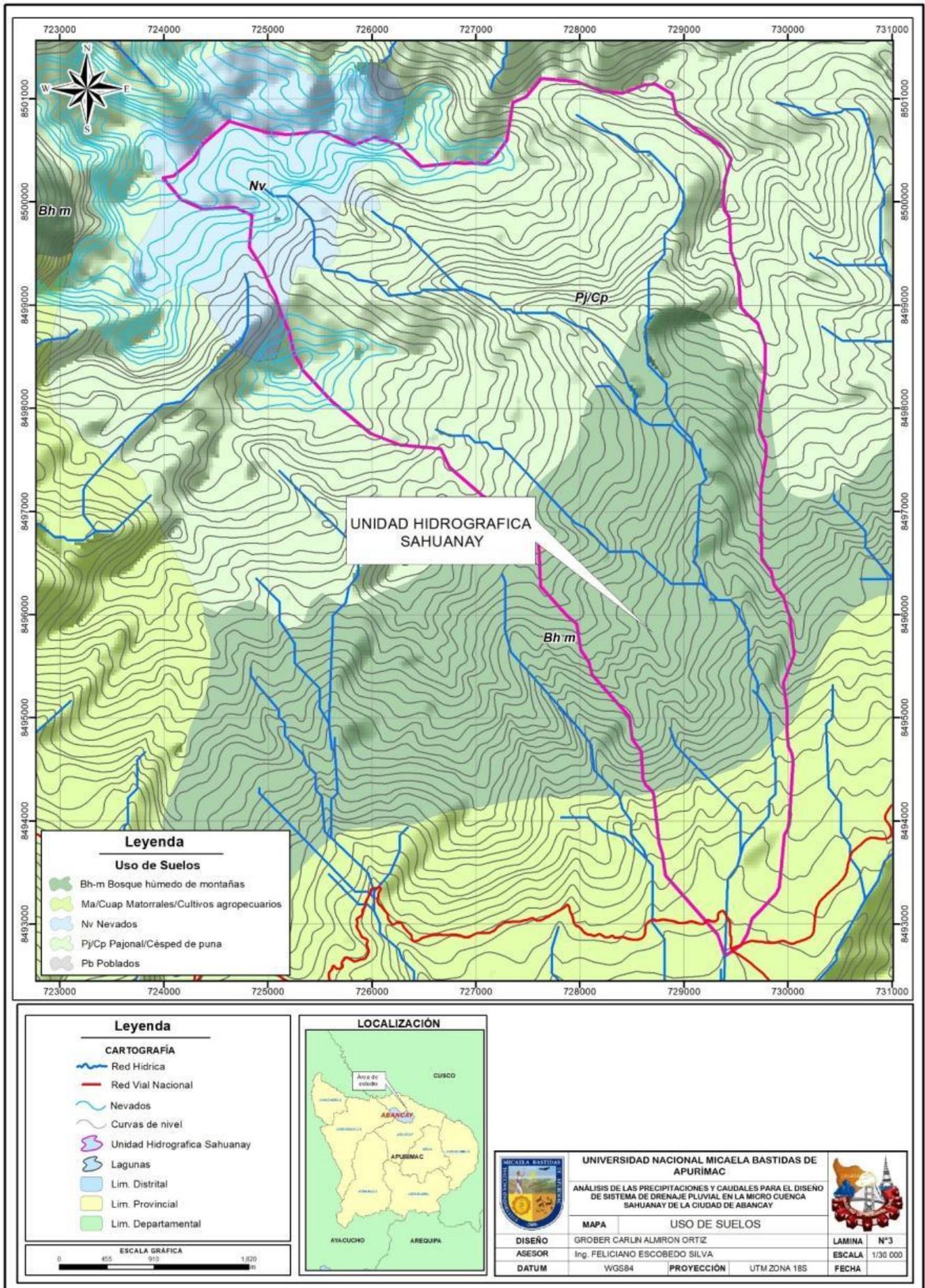
ESCALA GRÁFICA
0 455 910 1820 m

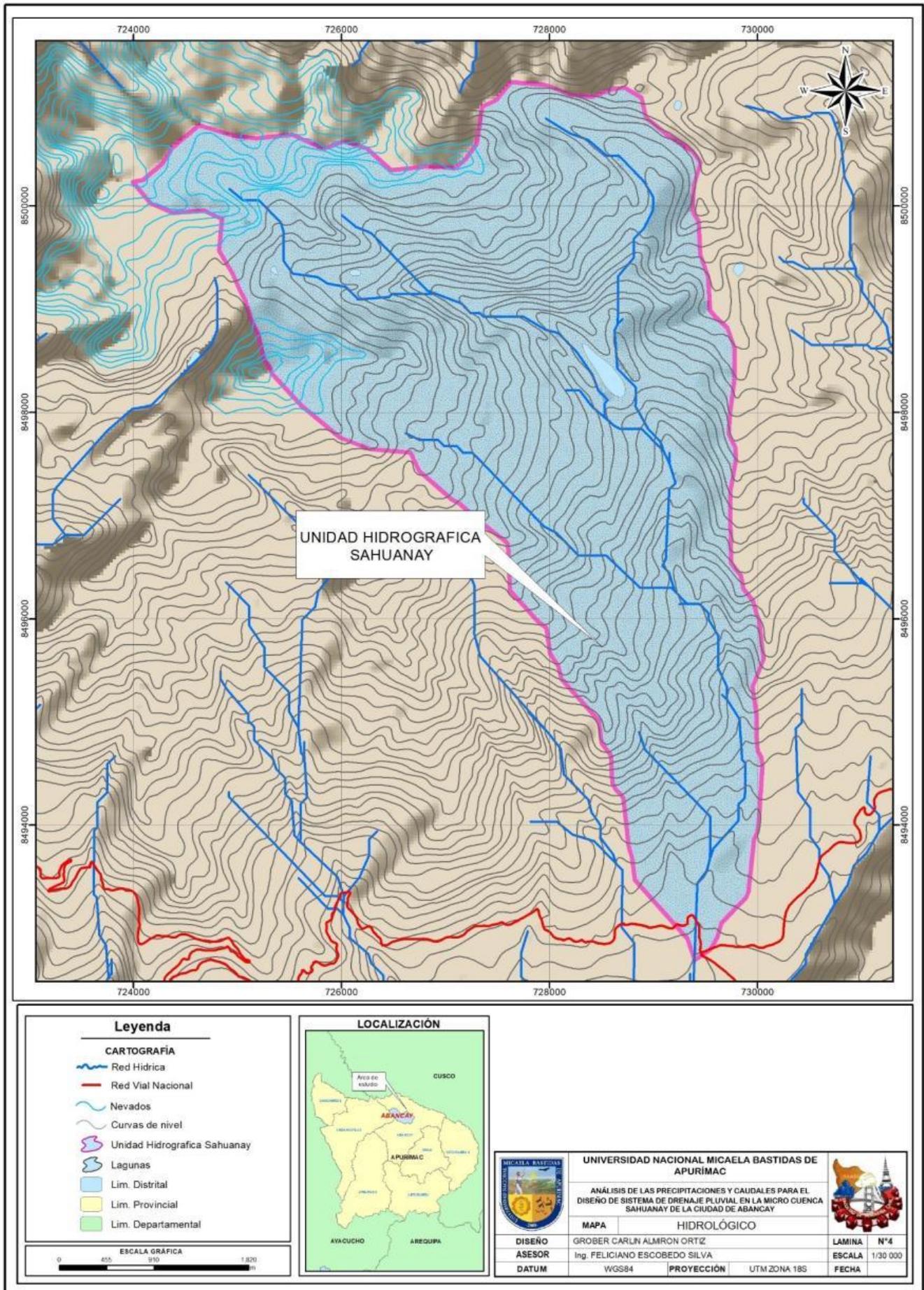


	UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC		
	ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA MICRO CUENCA SAHUANAY DE LA CIUDAD DE ABANCAY		
MAPA	PENDIENTES		LAMINA N°1
DISEÑO	GROBER CARLIN ALMIRON ORTIZ		ESCALA 1/30 000
ASESOR	Ing. FELICIANO ESCOBEDO SILVA		FECHA
DATUM	WGS84	PROYECCIÓN	UTM ZONA 18S









Leyenda

CARTOGRAFÍA

- Red Hidrica
- Red Vial Nacional
- Nevados
- Curvas de nivel
- Unidad Hidrografica Sahuanay
- Lagunas
- Lim. Distrital
- Lim. Provincial
- Lim. Departamental

ESCALA GRÁFICA

0 405 810 1,620

LOCALIZACIÓN

Area de estudio

CUSCO

ABANCAY

APURÍMAC

AYACUCHO

AREQUIPA

	UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC		
	ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES Y CAUDALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL EN LA MICRO CUENCA SAHUANAY DE LA CIUDAD DE ABANCAY		
DISEÑO	GROBER CARLIN ALMIRON ORTIZ	MAPA	HIDROLÓGICO
ASESOR	Ing. FELICIANO ESCOBEDO SILVA	LAMINA	N°4
DATUM	WGS84	PROYECCIÓN	UTM ZONA 18S
		ESCALA	1/30 000
		FECHA	

