

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DEL RÍO SAN
RAMÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE EVITAMIENTO,
PROVINCIA DE SATIPO, JUNÍN”**

Presentado por:

GERRY SAÚL DÍAZ AGUILAR

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO AGRÍCOLA

Lima – Perú

2019

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico a mis padres, que inspiraron a seguir adelante y superar las dificultades durante esta etapa de mi vida.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional Agraria La Molina por los años que disfruté en sus aulas y por permitirme cruzar fronteras en una etapa especial de mi vida.

A la Facultad de Ingeniería Agrícola por la formación brindada a través de sus grandes maestros.

A mis padres Daniel Díaz y María Aguilar, quienes me apoyaron incondicionalmente en cada meta que me fui proponiendo.

A mi co-asesor Mg. Sc. Eugenio Osorio por compartir sus conocimientos y experiencias así como darme la oportunidad de trabajar juntos en diversos proyectos que enmarcaron mi inclinación hacia la especialidad de hidrología e hidráulica

A mi asesor Mg. Sc. Ricardo Apaclla agradezco por compartir sus conocimientos, experiencias y por la paciencia en el tiempo mientras me, corregía y encaminaba,

RESUMEN

La presente tesis responde a la necesidad de realizar un modelo hidrológico e hidráulico del río San Ramón en el departamento de Junín para el diseño del puente Evitamiento, que beneficiará con el acceso rápido a las comunidades cercanas; mejorando la productividad y comercio que genera mayor desarrollo en la zona. Para dicho fin se ha evaluado las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones disponibles más representativas en la cuenca San Ramón y se realizó la prueba de bondad y ajuste comparando los métodos de Error Cuadrático Mínimo, Kolmogorov y Chi cuadrado para predecir la función de distribución que más se ajuste así poder determinar la precipitación máxima en el periodo de retorno requerido, seguidamente se calculó los caudales de avenidas para diferentes periodos de retorno mediante los métodos de Transformación Precipitación – Escorrentía más conocidos, que son el Hidrograma Unitario de Snyder e Hidrograma Unitario Triangular. En el modelamiento hidráulico se ha determinado los niveles máximos extraordinarios que llega del río (NAME), la socavación total y ancho estable del cauce. Finalmente se calibró en campo mediante las huellas máximas y se obtuvo las dimensiones hidráulicas requeridas para el diseño del puente Evitamiento en el Rio San Ramón.

Palabras Calves: Caudal de diseño; diseño hidrológico; diseño hidráulico.

ABSTRACT

This thesis responds to the need to create a hydrological and hydraulic model of the San Ramón River in the department of Junín, for the design of the Evitamiento bridge, which will benefit from rapid access to nearby communities, improving productivity, commerce and generating more development in the area. For that purpose, the maximum precipitation in 24 hours of the most representative stations in the San Ramón basin has been evaluated and the goodness and fit test was performed comparing the methods of Minimum Squared Error, Kolmogorov and Chi square to predict the distribution function which is more adjusted and able to determine the maximum precipitation in the required return period, then the flow rates of avenues for different return periods were calculated by the most known Precipitation - Runoff transformation methods, which are the Snyder Unit Hydrograph and Unit Hydrograph Triangular. In the hydraulic modeling, the maximum maximum levels reached by the river (NAME), the total undercutting and stable width of the channel have been determined. Finally, it was calibrated in the field by means of the maximum footprints and the hydraulic dimensions required for the design of the avoidance bridge in the San Ramón River were obtained.

Key words: Design flow; hydrological design; hydraulic design.

ÍNDICE GENERAL

I. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. JUSTIFICACIÓN	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.3.1. Objetivo General.....	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
II. REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1. HIDROLOGIA.....	4
2.2. HIDRÁULICA FLUVIAL.....	6
2.3. SISTEMA HIDROLÓGICO.....	7
2.4. CUENCA HIDROGRÁFICA	8
2.4.1. Características Fisiográficas de la Cuenca.....	9
2.4.1.1. Parámetros de Forma.....	9
2.4.1.2. Parámetros de Relieve.....	11
2.4.1.3. Parámetros de Drenaje	12
2.5. PRECIPITACIÓN	16
2.5.1. Intensidad.....	17
2.5.2. Duración	18
2.5.3. Frecuencia.....	18
2.5.4. Probabilidad de Ocurrencia Periodo de Retorno	18
2.5.5. Modelos de distribución.....	19
2.5.6. Pruebas de bondad de ajuste	22
2.6. CAUDALES MÁXIMOS	23
2.7. MODELOS HIDRÁULICOS.....	30
2.7.1. Sistema De Modelamiento Hidráulico HEC-RAS.....	31
2.7.2. Socavación.....	31
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	36
3.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	36
3.2. MATERIALES.....	41
3.3. MÉTODO	42
3.3.1. Metodología De Trabajo.....	42
3.3.1.1. Modelación Hidrológica.....	42
3.3.1.2. Modelación Hidráulica.....	43

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	45
4.1. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS	45
4.2. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA	45
4.3. PRUEBA DE BONDAD Y AJUSTE	52
4.4. SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN	62
4.5. CÁLCULO DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA (IDF)	63
4.5.1. Cálculo IDF Estación Satipo:	63
Cuadro N° 14: PPmax24h por periodos de duración – Est. Satipo	63
4.5.2. Cálculo IDF Estación Puerto Ocopa:	66
4.6. ELABORACIÓN DEL HIETOGRAMA	69
4.7. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS	75
4.8. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA	85
4.9. CALIBRACIÓN	89
4.10. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO	94
4.11. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO EN HEC – HMS	99
4.12. MODELAMIENTO HIDRÁULICO EN HEC-RAS	109
4.12.1. Determinación del Ancho Estable.....	109
4.12.2. Resultados del modelamiento HEC- RAS	110
4.12.3. Determinación de la socavación.....	115
4.13. DIMENSIONES FINALES DEL PUENTE	118
V. CONCLUSIONES	119
VI. RECOMENDACIONES	120
VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	121

ÍNDICE DE TABLAS

Cuadro N° 1: Hidrograma Unitario Triangular del SCS	16
Cuadro N° 2: Estaciones Pluviométricas	46
Cuadro N° 3: Precipitación máximas en 24 horas (mm) - Estación Satipo	47
Cuadro N° 4: Precipitación máximas en 24 horas (mm) - Estación Puerto Ocopa.....	48
Cuadro N° 5: Selección de PPmax24h (mm).....	50
Cuadro N° 6: Método Kolmogorov-Smirnov – Est. Satipo	59
Cuadro N° 7: Método X – Square (Chi Cuadrado) – Est. Satipo.....	59
Cuadro N° 8: Método Kolmogorov-Smirnov – Est Puerto Ocopa.....	59
Cuadro N° 9: Método X – Square (Chi Cuadrado) – Est. Puerto Ocopa	60
Cuadro N° 10: Método Error Cuadrático Mínimo – Est. Puerto Ocopa	60
Cuadro N° 11: Método Error Cuadrático Mínimo – Est. Satipo	61
Cuadro N° 12: Distribución Log Normal 3 Parámetros - Est. Satipo	62
Cuadro N° 13: Distribución Log Pearson III - Est. Puerto Ocopa.....	62
Cuadro N° 14: PPmax24h por periodos de duración – Est. Satipo	63
Cuadro N° 15: Intensidades por periodos de duración – Est. Satipo	63
Cuadro N° 16: Obtención de logaritmo – Est. Satipo	64
Cuadro N° 17: Resultados de la Regresión Lineal múltiple – Est. Satipo	64
Cuadro N° 18: Ecuación de Intensidad – Est. Satipo.....	65
Cuadro N° 19: Intensidades de lluvia – Est. Satipo	65
Cuadro N° 20: PPmax24h por periodos de duración – Est. Puerto Ocopa	66
Cuadro N° 21: Intensidades por periodos de duración – Est. Puerto Ocopa.....	66
Cuadro N° 22: Obtención de logaritmo – Est. Puerto Ocopa.....	67
Cuadro N° 23: Resultados de la Regresión Lineal múltiple – Est. Puerto Ocopa.....	67
Cuadro N° 24: Ecuación de Intensidad – Est. Puerto Ocopa	68
Cuadro N° 25: Intensidades de lluvia – Est. Puerto Ocopa.....	68
Cuadro N° 26: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Satipo.....	69
Cuadro N° 27: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Satipo.....	70
Cuadro N° 28: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Satipo.....	71
Cuadro N° 29: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Puerto Ocopa	72
Cuadro N° 30: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Puerto Ocopa	73
Cuadro N° 31: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Puerto Ocopa	74

Cuadro N° 32: Parámetros Geomorfológicos principales, cuenca San Ramón	82
Cuadro N° 33: Parámetros Geomorfológicos principales, Microcuenca N° 01	83
Cuadro N° 34: Parámetros Geomorfológicos principales, Microcuenca N° 02	84
Cuadro N° 35: Cobertura Vegetal	86
Cuadro N° 36: Pendientes de la cuenca San Ramón.....	88
Cuadro N° 37: Número de Curva, cuenca San Ramón	89
Cuadro N° 38: Datos de Ubicación de la Huella Máxima	91
Cuadro N° 39: Resumen de resultados de la obtención del caudal para la calibración	94
Cuadro N° 40: Resumen de datos de entrada para la obtención de caudales máximos.	95
Cuadro N° 41: Resumen de datos de entrada para la obtención de caudales máximos.	95
Cuadro N° 41: Diagrama Unitario Triangular - SCS	97
Cuadro N° 42: Diagrama Unitario de Snyder	98
Cuadro N° 44: Histograma Específico - Est. Satipo	100
Cuadro N° 45: Histograma Específico - Est. Puerto Ocopa.....	101
Cuadro N° 46: Resumen comparativo de las simulaciones 1, 2, 3 y 4 sin Calibrar	103
Cuadro N° 47: Resumen de caudales después de la calibración	108
Cuadro N° 48: Resumen de ancho estable	110
Cuadro N° 49: Simulación 01: Método TR = 175 años	110
Cuadro N° 50: Simulación 02: Método TR = 500 años	113
Cuadro N° 51: Resumen de Socavación	118
Cuadro N° 52: Resumen de datos para el diseño del puente.....	118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ciclo del Agua.....	8
Figura 2: Hidrograma Unitario Triangular del SCS	27
Figura 3: Ubicación satelital del proyecto	36
Figura 4: Ubicación distrital del puente a proyectar.....	37
Figura 5: Ubicación Provincial del Puente a proyectar	38
Figura 6: Vías de acceso al proyecto (Mapa Vial Provías).....	39
Figura 7: Ubicación de las estaciones.....	40
Figura 8: Diagrama de la Metodología de Trabajo.....	44
Figura 9: Histograma de Precipitación Satipo	49
Figura 10: Histograma de Precipitación, Estación Puerto Ocopa.....	49
Figura 11: Función de Distribución Normal – Est. Satipo	53
Figura 12: Función de Distribución Log Normal 2 Parámetros – Est. Satipo	53
Figura 13: Función de Distribución Log Normal 3 Parámetros – Est. Satipo	54
Figura 14: Función de Distribución Pearson III – Est. Satipo	54
Figura 15: Función de Distribución Log Pearson III – Est. Satipo.....	55
Figura 16: Función de Distribución Gumbel Extremo – Est. Satipo	55
Figura 17: Función de Distribución Normal – Est. Puerto Ocopa.....	56
Figura 18: Función de Distribución Log Normal 2 Parámetros – Est. Puerto Ocopa.....	56
Figura 19: Función de Distribución Log Normal 3 Parámetros – Est. Puerto Ocopa.....	57
Figura 20: Función de Distribución Pearson III – Est. Puerto Ocopa	57
Figura 21: Función de Distribución Log Pearson III – Est. Puerto Ocopa	58
Figura 6: Función de Distribución Gumbel Extremo – Est. Puerto Ocopa	58
Figura 23: Curva IDF – Est. Satipo	65
Figura 6: Curva IDF – Est. Puerto Ocopa.....	68
Figura 25: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Satipo	70
Figura 26: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Satipo	71
Figura 27: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Satipo	72
Figura 28: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Puerto Ocopa.....	73
Figura 29: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Puerto Ocopa.....	74
Figura 30: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Puerto Ocopa.....	75

Figura 31: Imagen ASTERDEM Resolución 30m x 30m	75
Figura 32: Imagen Corregida (Fill).....	76
Figura 33: Dirección de Flujo (Flow Direction).....	76
Figura 34: Acumulación de Flujo (Flow Accumulation).....	77
Figura 35: Definición de la corriente (Stream Definition).....	77
Figura 36: Segmentación de la corriente (Stream Segmentation)	78
Figura 37: Delimitación de las cuencas (Catchment Grid Delineation)	78
Figura 38: Cuencas en polígonos (Catchment Polygon Processing)	79
Figura 39: Conducción del drenaje (Drainage Line Processing)	79
Figura 40: Cuencas de drenaje (Adjoint Catchment Processing)	80
Figura 41: Delimitación de la Cuenca con Hec-geoHMS	80
Figura 42: Delimitación de Microcuencas N° 01 y N° 02.....	81
Figura 43: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Cuenca Total	82
Figura 44: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Microcuenca N° 01	83
Figura 45: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Microcuenca N° 02.....	84
Figura 46: Mapa de Cobertura Vegetal (ANA)	86
Figura 47: Mapa de Suelo (ANA)	87
Figura 48: Mapa de Pendiente (ANA).....	88
Figura 49: Margen Izquierda del río San Ramón	90
Figura 50: Huella máxima vista en campo	90
Figura 51: Sección de ubicación de la Huella máxima.....	92
Figura 52: Ubicación de la huella hídrica antes de la calibración (Sección 240)	92
Figura 53: Ubicación de la huella hídrica después de la calibración (Sección 240).....	93
Figura 54: Simulación 01: Método SCS, TR = 50 años, Hietograma específico	102
Figura 55: Simulación 02: Método SCS, TR = 50 años, Frecuencia de Tormentas	102
Figura 56: Simulación 03: Método SNYDER, TR = 50 años, Hietograma.....	103
Figura 57: Simulación 04: Método SNYDER, TR = 50 años, Frecuencia de Tormentas	103
Figura 58: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 50 años Calibrado	105
Figura 59: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 50 años	105
Figura 60: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 175 años Calibrado	106

Figura 61: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 175 años	106
Figura 62: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 500 años Calibrado	107
Figura 63: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 500 años	107
Figura 64: Sección Aguas Arriba del Puente, TR = 175 años	111
Figura 65: Sección Aguas Abajo del Puente, TR = 175 años.....	111
Figura 66: Perfil Longitudinal del río San Ramón, TR = 175 años.....	112
Figura 67: Vista 3D del río San Ramón, TR = 175 años	112
Figura 68: Sección Aguas Arriba del Puente, TR = 500 años	113
Figura 69: Sección Aguas Abajo del Puente, TR = 500 años.....	114
Figura 70: Perfil Longitudinal del río San Ramón, TR = 500 años.....	114
Figura 71: Vista 3D del río San Ramón, TR = 500 años	115
Figura 72: Cauce aguas arriba	116
Figura 73: Cauce aguas abajo.....	116
Figura 74: Sección de la profundidad de Socavación General y Local	117
Figura 75: Resultados de las socavación General y Local.....	117

I. INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras fundamentales para el cruce de las vías sobre las quebradas y ríos, los cuales contribuyen al desarrollo económico y social en el territorio. En el Perú, el desarrollo económico siempre ha ido de la mano con el incremento de infraestructura vial, pues esto contribuye de manera directa al desarrollo de las actividades productivas.

En la actualidad muchos de estos puentes, en el interior del país, han sido afectados por las fuertes crecidas de los ríos dando como resultado su colapso, esto se debe en muchos casos a un deficiente estudio hidrológico e hidráulico. El Perú se encuentra afectado constantemente por fuertes lluvias que incrementan considerablemente el caudal en los ríos y quebradas los cuales sobrepasan en muchos casos la capacidad del diseño de los puentes.

1.1. JUSTIFICACIÓN

Con el presente trabajo de investigación se pretende comparar las metodologías más utilizadas en la actualidad para modelos hidrológicos e hidráulicos a fin de determinar el método más confiable para el diseño del puente en el río San Ramón. Así también el modelo hidrológico e hidráulico del presente proyecto de tesis servirá para posteriores diseños de puentes en ríos con cuencas que presenten similares condiciones de clima. Este aporte ayudará a posteriores investigaciones, que permitirá mejor tratamiento en la determinación de modelos hidrológicos e Hidráulicos para zonas de selva alta.

Cabe indicar que la zona de estudio, no cuenta con estaciones hidrométricas, por ello se plantea generar descargas a partir de precipitaciones, usando métodos indirectos mediante fórmulas empíricas y modelos hidrológicos existentes, previo análisis de consistencia y posterior ajuste con las funciones de distribución teóricas apropiadas para eventos máximos.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Todos los años el Perú se ve afectado por fuertes lluvias que incrementan considerablemente el caudal en los ríos y quebradas los cuales sobrepasan en muchos casos la capacidad con la que se diseñaron los puentes. Esto se debe principalmente a la falta de mantenimiento y entre otros casos a la incertidumbre con que se obtuvieron de los caudales máximos en el estudio hidrológico. En la actualidad existen diversos métodos para la determinación de avenidas máximas, sin embargo no se especifica para que condición puede ser utilizada.

La presente Tesis analiza los principales métodos para determinar la avenida máxima en el río San Ramón y el dimensionamiento hidráulico del puente a proyectar.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

- Modelación hidrológica e hidráulica del río San Ramón para el diseño del puente Evitamiento.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Procesamiento de la información y determinación de la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta para las precipitaciones máximas en 24 horas.
- Calibración de los parámetros del modelamiento Hec-HMS y Hec-RAS.
- Determinación del caudal de diseño con Hydrologic Modeling System (HEC-HMS).
- Determinación de los parámetros hidráulicos y socavación del río San Ramón a través del modelamiento hidráulico con Hydrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS).

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. HIDROLOGIA

Existen en la actualidad muchas definiciones sobre hidrología como la propuesta por el Federal Council for Science and Technology (1962)

“Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”

Por otro lado, es pertinente mencionar la definición que describe la Organización Meteorológica Mundial, la cual destaca la importancia de la hidrología en relación con los recursos hidráulicos de la tierra y su aprovechamiento.

“Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que rigen el agotamiento y recuperación de los recursos de agua en las áreas continentales de la tierra y en las diversas fases del ciclo hidrológico”

Por lo tanto, la hidrología es una ciencia esencial que estudia un recurso muy importante como el agua y es necesaria para poder tener un aprovechamiento correcto sobre los recursos hidráulicos.

La hidrología en la ingeniería es muy aplicada, pues tiene como objetivo recolectar datos, su análisis y procesamiento posterior, por medios matemáticos o estadísticos con la finalidad de obtener la solución a los problemas de ingeniería, como el pronóstico de avenidas y sequías.

Algunas aplicaciones de la hidrología en la ingeniería están relacionadas con el control y usos Efectivos del agua como son:

- Diseño de obras hidráulicas
- Estudio de impacto ambiental
- Estudio de áreas inundables y riesgo de inundaciones
- Estudio de disponibilidad hídrica y de sequías
- Estudios de transporte de sedimentos
- Pronostico hidrológicos en tiempo real y sistemas de alerta temprana de crecientes
- Diseño de estructuras viales (puentes, alcantarillas, canoas, badenes, etc.)
- Diseño de líneas de conducción de agua (canales, tubería PVC , sifón invertido, etc.).

La Hidrología es aplicada con mucha frecuencia para el diseño de obras civiles. La ingeniería que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, sanitarias y otras obras, debe resolver numerosos problemas prácticos. Estos problemas pueden ser de muy variado carácter, pero en la mayoría de los casos será necesario el conocimiento de la hidrología para su solución. Entre los problemas que se pueden mencionar están:

- Calcular si el volumen de agua de una corriente es suficiente para:
 - Abastecer a una población
 - Abastecer de agua a una industria
 - Alcanzar a todos los proyectos de irrigación
 - Beneficiar a la población con energía eléctrica
- Determinar la capacidad de diseño de obras como: puentes, alcantarillas, represas, muros de encauzamiento para el control de avenidas, sistemas de drenaje.

Desarrollar estos problemas, requieren un análisis hidrológico para la selección del evento del diseño necesario. Por ende, la finalidad de la hidrología en la ingeniería es la determinación de esos eventos y proporcionar resultados, que normalmente solo son estimaciones con aproximaciones limitadas.

Algunos proyectos de Ingeniería que se construyen a partir de un estudio hidrológico para el manejo de recursos hídricos son los siguientes:

- Drenaje urbano (drenajes fluviales, evacuación de desechos)
- Drenaje vial (dimensionamiento de puentes, alcantarillas en carreteras)
- Drenaje agrícola (drenaje superficial, para la eliminación de aguas superficiales, innecesarias y perjudiciales a la agricultura y a los asentamientos humanos; drenaje subsuperficial, para la eliminación de aguas perjudiciales para la agricultura y para las instalaciones técnicas)
- Encauzamientos de ríos
- Defensa contra inundaciones
- Determinación de llanuras de inundación
- Control de la erosión en cuencas
- Dimensionamiento y operación de embalses

2.2. HIDRÁULICA FLUVIAL

La hidráulica fluvial trata de las intervenciones humanas en los ríos para su adecuación al aprovechamiento de los recursos o a la reducción de los riesgos de daño.

El río no es un objeto de la ingeniería civil como una carretera o un ferrocarril, el río es un elemento natural que recoge las aguas de una cuenca y las transporta en cualquier régimen hasta su desembocadura.

El antecedente o el punto de referencia más directo en los estudios de la ingeniería civil para entender un río es la hidráulica del régimen laminar y las obras hidráulicas, para transporte en el mismo régimen, en otras palabras se trata de los “canales”, la hidráulica proporciona una base de análisis de ciertos problemas fluviales pero pensar que la hidráulica fluvial es meramente una extensión de la hidráulica de canales es un grave error.

2.3. SISTEMA HIDROLÓGICO

De acuerdo a Ven te Chow, un sistema hidrológico es una aproximación del sistema real y se define como una estructura o volumen en el espacio rodeado por una frontera en tres dimensiones, que acepta agua, opera en ellas internamente y las produce como salidas. El objetivo del análisis hidrológico, es estudiar la operación del sistema y predecir su salida.

El ciclo hidrológico es un fenómeno global de circulación del agua entre la superficie terrestre y la atmósfera, provocado fundamentalmente por la energía solar, la energía gravitacional y la rotación terrestre, siendo este un proceso de transporte recirculatorio e indefinido o permanente, pues sus diversos procesos ocurren en forma continua. Este ciclo comprende los cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso), como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc.)

El proceso de pasar el agua de la superficie de la tierra hacia la atmosfera en vapor de agua, se debe a la evaporación directa de (ríos, mares, lagos y lagos, a la transpiración de animales y plantas y por la sublimación que es el paso directo de agua sólida a vapor de agua. El vapor de agua resultante es transportado por el aire en movimiento que en determinadas condiciones él se condensa dando lugar a la formación de nieblas y nubes que posteriormente ocasiona precipitaciones que caen a la tierra.

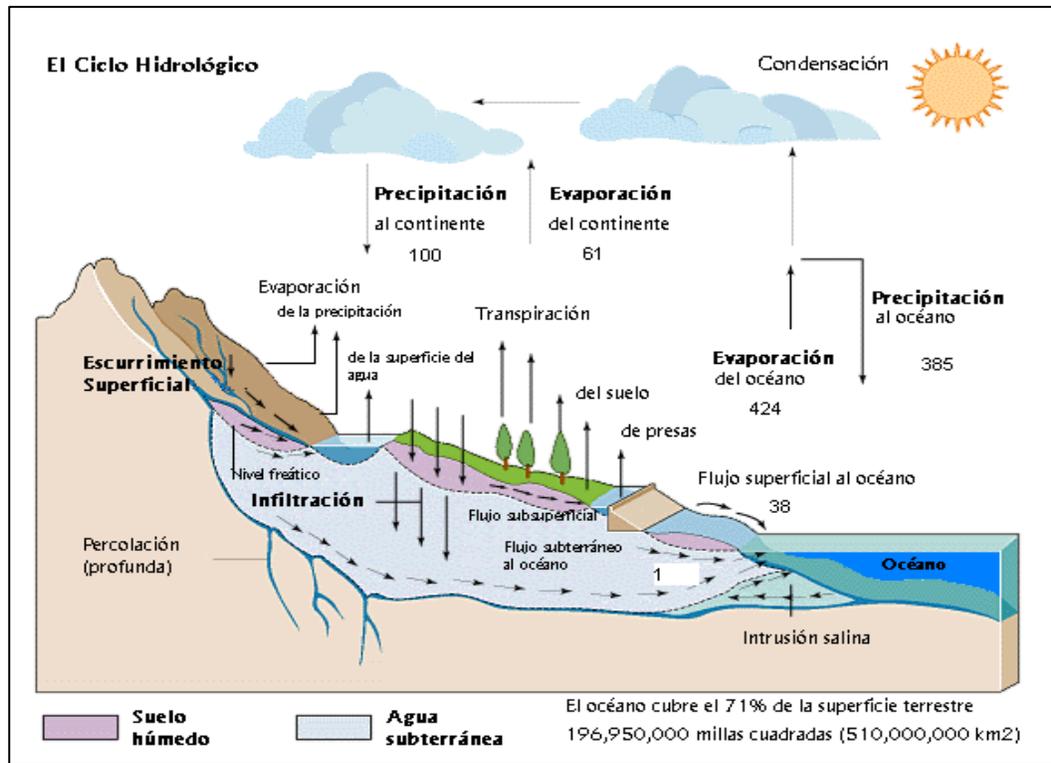


Figura 1: Ciclo del Agua

FUENTE: Chow, V., Maidment, D. y Mays, L. 2000. Hidrología Aplicada.

2.4. CUENCA HIDROGRÁFICA

La cuenca hidrográfica es el ente físico natural de todo cálculo en hidrología. Es una unidad territorial formada por un río con sus afluentes y un área colectora de agua. En la cuenca están contenidos los recursos naturales básicos para múltiples actividades humanas, como agua, suelo, vegetación y fauna. Todos ellos mantienen una continua y particular interacción con los aprovechamientos y desarrollos productivos del hombre. (FAO, 1990).

La cuenca hidrográfica es considerada como el territorio delimitado topográficamente por la línea de las cumbres, también llamadas divisoria de aguas, de tal modo que las

aguas caídas por las precipitaciones forman cursos de agua las que convergerán hacia un mismo cauce.(Villon,2002)

Una divisoria de agua presenta tres secciones, donde la actividad del manejo y consumo del recurso hídrico es diferente ya sea por la morfología del terreno o por la presencia de habitantes:

- Cuenca alta: Corresponde a las áreas montañosas o cabeceras de los cerros, zona donde se produce la mayor cantidad de precipitaciones .La temperatura es muy baja, su estabilidad es nula y existe una alta producción de sedimento sólidos y líquidos.
- Cuenca media: Nivel de la cuenca, que se comporta como la zona de amortiguamiento entre la cuenca alta y la cuenca baja, pues en esta área se desarrolla la mayor cantidad de actividades productivas. Además, es el lugar donde se juntan las aguas recogidas en las partes altas y donde el río principal mantiene un cauce definido.
- Cuenca baja o zonas transicionales: Ubicada en territorios bajos, en su mayoría cerca de la costa. Se caracteriza por la presencia de fenómenos de sequias o inundaciones. Esta zona refleja los impactos de las acciones que se realizan en las cuencas de arriba.

2.4.1. Características Fisiográficas de la Cuenca

2.4.1.1.Parámetros de Forma

A continuación se hace descripción de las principales características fisiográficas y la estimación de las mismas:

a) Área (A)

Es el área plana (proyección horizontal) incluida entre su divisoria topográfica.

b) Perímetro (P)

El perímetro de la cuenca está definido por la longitud de la línea de división de aguas, que se conoce como el “parte aguas o Divortium Acuarium”, medida en km.

c) Longitud de Cauce Principal (L)

Mayor cauce longitudinal que tiene una cuenca determinada o el recorrido que realiza el río desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades hasta un punto fijo o punto de interés.

d) Ancho Promedio

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud mayor del curso del río:

$$Ap = \frac{A}{L}$$

Ap = Ancho promedio de la cuenca o Unidad Hidrográfica (km)

A = Área de la cuenca o Unidades Hidrográficas (km²)

L = Longitud mayor del río (km)

e) Pendiente Media del Curso Principal (S)

Es la relación entre la diferencia de altitudes del cauce principal y la proyección horizontal del mismo. Se refleja en la velocidad de las aguas en el cauce, determinado la rapidez de respuesta de la cuenca ante eventos pluviales intensos y la capacidad erosiva de las aguas como consecuencia de su energía cinética.

f) Coeficiente de Compacidad (Kc)

Relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una circunferencia cuya área es equivalente al área de la cuenca en estudio, se determina mediante la siguiente expresión:

$$Kc = 0.28x \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

K_c = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (km)

A = Área de la cuenca (km²)

g) Factor de Forma (Ff)

Índice para expresar la forma y la mayor o menor tendencia a crecientes de una cuenca, en tanto la forma de la cuenca hidrográfica afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo.

$$Ff = \frac{Am}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Dónde:

Ff = Factor de forma

Am = Ancho medio de la cuenca (km)

L = Longitud del curso más largo (km)

A = Área de la cuenca (km²)

2.4.1.2. Parámetros de Relieve

Se representa mediante la curva hipsométrica y puede ser cuantificado con parámetros que relacionan la altitud con la superficie de la cuenca:

a) Altitud Media de la Cuenca (H)

Se calcula midiendo el área entre los contornos de las diferentes altitudes características consecutivas de la cuenca; en la altitud media, el 50% del área está por encima de ella y el otro 50% por debajo de ella.

b) Rectángulo Equivalente:

Es la transformación geométrica que determina la longitud mayor y menor que tienen los lados de un rectángulo cuya área y perímetro son los correspondientes al área y perímetro de la cuenca.

$$Lxl = A \text{ (km}^2\text{)}$$

$$2(Lxl) = P \text{ (km)}$$

Dónde:

L = Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (km).

l = Longitud del lado menor del rectángulo equivalente (km).

2.4.1.3. Parámetros de Drenaje

El sistema o red de drenaje de una cuenca está conformada por un curso de agua principal y sus tributarios.

a) Orden de ríos

El orden de corrientes considera el grado de bifurcación del sistema de drenaje, siendo de orden 1 si se trata de un tributario sin ramificaciones y ascendiendo de acuerdo a las ramificaciones presentes.

b) Frecuencia de los ríos

Número total de ríos dividido con el área de la cuenca. Se mide en ríos/km²

c) Densidad de Drenaje

Indica la relación entre la longitud total de los cursos de agua y el área de la misma (A) y se define como:

$$Dd = \frac{Li}{A}$$

Dónde:

Li = Suma de longitudes de todos los tributarios y cauce principal (km)

A = Área de la cuenca (km²)

Dd = Densidad de Drenaje (km/km²)

Li = Longitud total de los cursos de agua perennes e intermitentes (km)

De acuerdo a Montsalve, Dd usualmente toma los siguientes valores:

Entre 0.5 km/km² para hoyas con drenaje pobre.

Hasta 3.5 km/km² para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

d) Coeficiente de Torrencialidad

Es la relación entre el número de cursos de agua de primer orden y área total de la cuenca.

Se define como:

$$Ct = \frac{\# \text{ cursos de Primer Orden}}{A}$$

e) Pendiente Media del Río (Ic)

La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos.

Se determina mediante la siguiente relación:

$$Ic = \frac{(HM - Hm)}{1000 \times L}$$

Siendo:

Ic = Pendiente media del río.

L = Longitud del río (km)

HM y Hm = Altitud máxima y mínima del lecho del río; referidas al nivel medio de las aguas del mar m.s.n.m.

f) Tiempo de Concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre. Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante, al tiempo que máximo; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida.

En el presente estudio, el cálculo del tiempo de concentración se ha usado la fórmula de Kerby's

- **Kerbys:**
$$T_e = 1,44 \cdot \left(\frac{L \cdot m}{S^{1/2}} \right)^{0,467}$$

Donde:

L = Longitud máxima de flujo de escurrimiento superficial, en m

S = Pendiente promedio entre el punto más alejado y el colector, en m/m

m = Coeficiente de retardo es adimensional cuyos valores son: 0.2 (pavimento o concreto), 0.3 (baja vegetación), 0.4 (moderada vegetación) y 0.8 (densa vegetación).

g) Pérdidas de Volumen

La cuantificación de las pérdidas de agua, debidas a factores tales como infiltración en el suelo, captación por la vegetación, almacenamiento o evaporación, es importante para poder determinar el volumen total de agua que derivará en escorrentía superficial, siendo algunos métodos para su cálculo los siguiente:

- Umbral de precipitación, límite hasta el cual se considera la no ocurrencia de escorrentía superficial, y una tasa constante de pérdidas por encima
- Concepto de Curva Número (CN), considerando usos del suelo, el tipo de suelo y el contenido de humedad previo al evento, (SCS).

h) Escorrentía Superficial

La escorrentía superficial es uno de los aspectos que debe ser analizado de manera individualizada y su concentración en un determinado punto del cauce.

Entre los modelos de tipo empírico, basados todos ellos, en mayor o menor medida, en el concepto de hidrograma unitario, propuesto originalmente por Sherman en 1932, el programa permite seleccionar uno de los siguientes:

- Hidrograma unitario definido por el usuario
- Hidrograma sintético de Snyder
- Hidrograma del Soil Conservation Service
- Hidrograma de Clark (original y modificado)

e) Modelo de onda cinemática (modelo conceptual)

i) Flujo Base

Es la precipitación almacenada de manera temporal en el subsuelo durante periodos de lluvia anteriores al evento así como el flujo subsuperficial generado por el mismo evento.

Algunos métodos para la modelación del flujo base son:

- a) Caudal constante, con posible variación mensual. Aunque puede parecer excesivamente simplista, resulta valido cuando se trata de determinar el caudal máximo de un hidrograma aislado.
- b) Curva de recesión exponencial
- c) Depósitos lineales sucesivos

Todos estos modelos son agregados, empíricos y aplicables, en principio, a lluvias aislados, de corta duración.

j) Número de Curva de la cuenca

Cuadro N° 1: Hidrograma Unitario Triangular del SCS

Números de escurrimiento						
Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de Suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivo en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	<1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	75	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
Pastizales		>1	68	79	86	89
		<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	6	35	70	79
Pradera permanente		<1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo		56	75	86	91
	Ralo		46	68	78	84
	Normal		36	60	70	77
	Espeso		26	52	62	69
	Muy Espeso		15	44	54	61
Caminos	De terracería		72	82	87	89
	Con superficie dura		74	84	90	92

FUENTE: Aparicio Francisco. Fundamentos de Hidrología de Superficie

2.5. PRECIPITACIÓN

Principal información de entrada en el proceso hidrológico, de acuerdo al objetivo del estudio será necesario disponer de datos de precipitación en forma de series continuas en periodos largos de tiempo, o histogramas de diseño en periodos cortos de tiempo.

Si se parte de considerar la precipitación registrada como uniformemente distribuida en el espacio, entonces se aplicará un método para determinar el valor de la precipitación máximas sobre las subcuencas por los siguientes métodos:

En el Perú las precipitaciones, según el SENAMHI, se clasifican por su intensidad en:

- Intensidad débil o leve : Menor a 1.5 mm , en la cual pueden desarrollarse trabajos a intemperie
- Intensidad ligera : De 1.6 a 3.0 mm , en la cual pueden desarrollarse trabajos a intemperie aunque con cierta dificultad
- Intensidad moderada : De 3.1 a 9 mm , en la cual no permite desarrollar trabajos a intemperie
- Intensidad fuerte : De 9.1 a 36 mm , prácticamente resulta imposible efectuar cualquier tipo de labor
- Intensidad intensa: De 36.1 a 100 mm, en la cual resulta peligroso intentar desarrollar cualquier tipo de trabajos a intemperie.

2.5.1. Intensidad

Es la cantidad de agua precipitada en un determinado tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta es la intensidad máxima que se haya presentado, es decir, la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. Se mide en mm/h y su valor varia durante la tormenta (Chereque, 1989). Es por ello, que la intensidad se expresa de la siguiente manera:

$$i_{max} = \frac{P}{t}$$

Donde:

i_{max} : Intensidad máxima en mm/hora

t: tiempo en horas

P: precipitación en mm

2.5.2. Duración

Es el tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta, tomado en minutos u horas. Tiene importancia para la determinación de las intensidades máximas. La intensidad y la duración se obtienen de un pluviograma o banda pluviográfica.

2.5.3. Frecuencia

Es la cantidad de veces que se repite una tormenta, con características de intensidad y duración definidas en un período de tiempo más o menos largo, tomado comúnmente en años.

2.5.4. Probabilidad de Ocurrencia Periodo de Retorno

De acuerdo al manual de hidrología, hidráulica y drenaje del ministerio del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”⁽¹⁾. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años. Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a falla dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

2.5.5. Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. (Ven te Chow, Manual de Hidrología Aplicada 1964).

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

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 Parámetros
- c) Distribución Gamma 2 Parámetros
- d) Distribución Log Pearson Tipo III
- e) Distribución Gumbel
- f) Distribución Log Gumbel

2.5.5.1. Distribución Pearson Tipo III

La función de densidad de probabilidad es la siguiente:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left[\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right]^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{x - \delta_1}{\alpha_1}}$$

Dónde:

$\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ = Parámetros de la función

$\Gamma(\beta_1)$ = Función Gamma.

Los parámetros $\alpha_1, \beta_1, \delta_1$ se evalúan a partir de los datos de intensidades observadas (en este caso estimadas a partir de la lluvia máxima en 24 horas), mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1$$

$$S^2 = \alpha_1^2 \beta_1$$

$$\gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Dónde:

- \bar{x} = es la media de los datos
- S^2 = variancia de los datos
- γ = coeficiente de sesgo, definido como:

$$\gamma = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3 / n}{S^3}$$

La función de distribución de probabilidad es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{x-\delta_1}{\alpha_1}} \left(\frac{x-\delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1-1} dx$$

Sustituyendo $y = \frac{x-\delta_1}{\alpha_1}$, la ecuación anterior se escribe como:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int y^{\beta_1-1} e^{-y} dy$$

Esta última ecuación es una función de distribución chi cuadrado con $2\beta_1$ grados de libertad y también $\chi^2 = 2y$, es decir:

$$F(y) = F(\chi^2 | \nu) = F\chi^2(2y | 2\beta_1)$$

La función Chi cuadrado se encuentra en tablas estadísticas.

2.5.5.2. Distribución Log Pearson Tipo III

Si se toman los logaritmos de la variable aleatoria y suponiendo que estos se comportan según la distribución Pearson Tipo III, se tiene la función Log Pearson Tipo III. Para la solución se sigue el mismo procedimiento que la distribución Pearson Tipo III.

La función de distribución de probabilidades es:

Donde: $y = \frac{\ln x}{\beta}$

$$F(y) = \int_0^y \frac{y^{\wp-1} e^{-y}}{\Gamma(\wp)} dy$$

Siendo:

β : Parámetro de escala ($0 < \beta < \infty$)

\wp : Parámetro de forma ($0 < \wp < \infty$)

Γ / β : Función Gamma

Sy: Desviación estándar de los valores logarítmicos.

Cs: Coeficiente de asimetría de los valores logarítmicos.

2.5.5.3. Distribución Gumbel

Supóngase que se tienen N muestras, cada una de las cuales contiene “n” eventos. Si se selecciona el máximo “x” de los “n” eventos de cada muestra, es posible demostrar que, a medida que “n” aumenta, la función de distribución de probabilidad de “x” tiende a:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{-\alpha(x-\beta)} e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde α y β son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45 S$$

Para muestras relativamente pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

Los valores de μ_y y σ_y se encuentran en tablas.

2.5.6. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la Chi-Cuadrado (χ^2),

Kolmogorov – Smirnov y Error Cuadrático Mínimo, las cuales se describen a continuación.

2.5.6.1. Prueba Chi – Cuadrado (χ^2)

Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1910, se aplica para verificar bondad de las distribuciones normales y log normales.

Para aplicar la prueba, el primer paso es dividir los datos en un número k de intervalos de clase. Luego se calcula el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i$$

Donde:

θ_i : es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

2.5.6.2. Kolmogorov – Smirnov

El procedimiento Prueba de Kolmogorov-Smirnov para una muestra compara la función de distribución acumulada observada de una variable con una distribución teórica determinada, que puede ser la normal, la uniforme, la de Poisson o la exponencial. La Z de Kolmogorov-Smirnov se calcula a partir de la diferencia mayor (en valor absoluto) entre las funciones de distribución acumuladas teórica y observada. Esta prueba de bondad de ajuste contrasta si las observaciones podrían razonablemente proceder de la distribución especificada.

2.5.6.3. Error Cuadrático Mínimo

Este método consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático.

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2 \right]^{1/2}$$

2.6. CAUDALES MÁXIMOS

Según Tucci (1993), los caudales máximos son utilizados en la predicción de inundaciones y diseño de obras hidráulicas, tales como conductos, alcantarillas, canales entre otros. Asimismo, el caudal máximo puede ser estimado con: ajuste de una distribución estadísticas, regionalización de caudales y precipitación.

Sotero (1987), lo define como el mayor volumen de agua que pasa por un determinado punto de control, a consecuencia de una fuerte precipitación.

Chow et al. (1994), define la crecida máxima probable como la mayor corriente que puede esperarse suponiendo una coincidencia completa de todos los factores que producirán la máximas lluvias y máxima escorrentía.

Los caudales máximos referidas a un determinado periodo de retorno pueden ser estimados por diferentes métodos teniendo en cuenta la disponibilidad de registros hidrometeorológicos.

2.6.1. Método del Hidrograma Unitario

El hidrograma es un gráfico que muestra la variación en el tiempo de alguna información hidrológica; siendo el hidrograma unitario de una cuenca, el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unidad de una duración determinada (por ejemplo, 1 mm. durante 1 hora).

El hidrograma unitario es el método lineal propuesto por Sherman en 1932, como un hidrograma típico para la cuenca. Se denomina unitario puesto que, el volumen de escorrentía bajo el hidrograma se ajusta generalmente a 1 cm (ó 1 pulg).

El hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema lineal. Por lo tanto es aplicable el principio de superposición; 2 cm de escorrentía producirán un hidrograma con todas las ordenadas dos veces más grandes que aquellas del hidrograma unitario, es decir, la suma de dos hidrogramas unitarios.

2.6.2. Método del Hidrograma Unitario

Este método se desarrolló en la década de los setenta por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, el cual permite calcular la transformación lluvia –escorrentía. Su principal aplicación es la estimación de las

cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones líquidas. (Villón 2002).

El Método surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo en varios estados y para distintas condiciones de humedad antecedente, representándose en gráficos, la profundidad de precipitación (P) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (Pe). Para estandarizar estas curvas, se definió un número adimensional de curva CN, tal que varía de 1 a 100. Donde un número de curva CN igual a 100, indica que toda la lluvia escurre, y un CN igual a 1, indica que toda la lluvia se infiltra por lo que los números de curvas, representan indirectamente coeficientes de escorrentía.

Este método es utilizado para estimar la escorrentía total a partir de datos de precipitación y otros parámetros de las cuencas de drenaje. Los valores de CN se han desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales, y se basa en la siguiente expresión. (Villón 2002).

2.6.2.1. Hidrogramas Sintéticos

Además de los hidrogramas naturales, existen hidrogramas sintéticos que son simulados, artificiales y se obtienen usando las características fisiográficas y parámetros de la cuenca de interés. Su finalidad es representar o simular un hidrograma representativo del fenómeno hidrológico de la cuenca, para determinar el caudal pico para diseñar.

a) Hidrograma sintético triangular del SCS

Con base en la revisión de un gran número de HU, el SCS sugiere este hidrograma donde el tiempo está dado en horas y el caudal en m³/s.cm.

El volumen generado por la separación de la lluvia en neta y abstracciones es propagado a través del río mediante el uso del hidrograma unitario.

El tiempo de recesión, t_r , puede aproximarse a:

$$t_r = 1.67T_p$$

Como el área bajo el HU debe ser igual a una escurrentía de 1 cm, puede demostrarse que:

$$q_p = \frac{2.08A}{T_p}$$

Donde:

A : Es el área de drenaje en Km^2

T_p : Es el tiempo de ocurrencia del pico en horas

Adicionalmente, un estudio de muchas cuencas ha demostrado que:

$$t_p = 0.6t_c$$

Donde:

t_p : Tiempo de retardo (entre el centroide del hietograma y el pico de caudal)

(h)

t_c : Tiempo de concentración de la cuenca.

El tiempo de ocurrencia del pico, T_p , puede expresarse como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p$$

Donde:

D: duración de la lluvia (h)

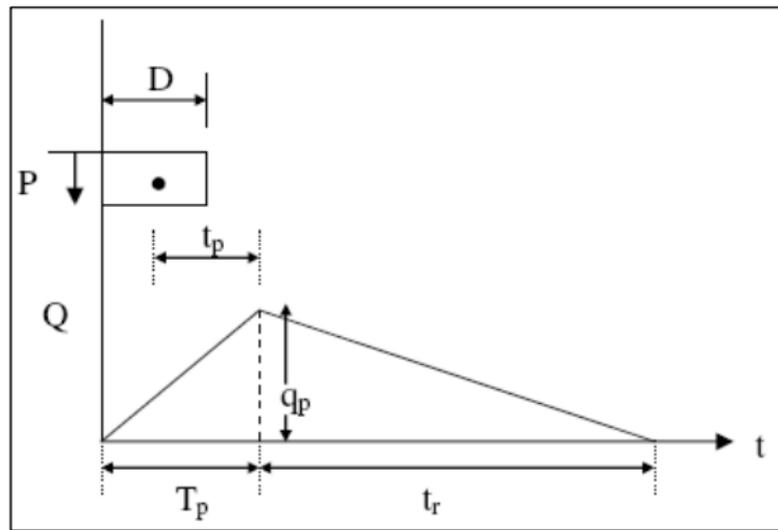


Figura 2: Hidrograma Unitario Triangular del SCS

FUENTE: Chow, V., Maidment, D. y Mays, L. 2000. Hidrología Aplicada

Este método es recomendable tan solo para cuencas de hasta a 30 Km²

b) Hidrograma sintético Unitario de Snyder

Snyder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r está relacionada con el retardo de cuenca t_p por

$$t_p = 5.5t_r$$

El retardo de cuenca está dado por:

$$t_p(hr) = 0.75 Ct (L.Lc)^{0.3}$$

Donde:

L : Longitud del curso principal en km.

Lc : Longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

El caudal pico por unidad de área de drenaje en $m^3/s * km^2$ del hidrograma unitario estándar es:

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p}$$

A partir de un hidrograma unitario deducido en la cuenca se obtienen los valores de su duración efectiva t_R en horas, su tiempo de retardo en la cuenca t_{pR} en horas y su caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} en $m^3/s * km^2 * cm$.

El retardo de cuenca estándar es:

$$t_p = t_{pR} + (t_r - t_R)/4$$

La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = q_p \frac{t_p}{t_{pR}}$$

El rango de aplicación de este método es de 30 a 30 000 Km^2

c) Sistema De Modelamiento Hidrológico HEC-HMS

El HEC – HMS (Hydrologic Engineering Center’s Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica del tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar los hidrogramas de salida en una sola cuenca o varias subcuencas (información resultante: caudales máximos y tiempo pico) a partir de información de lluvia, aplicando para ello métodos de cálculo de transformación de lluvia a escorrentía, pérdidas por infiltración y flujo base.

El Sistema de Modelado Hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC-Hydrologic Engineering Center) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

Con el modelo HEC-HMS, se puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial, como producto de la precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones dentro de una parte de la cuenca comúnmente referida como una subcuenca. Un componente puede representar una identidad de escurrimiento superficial, un canal de flujo o embalse.

La representación de un componente requiere un conjunto de parámetros que especifiquen las características particulares del componente y las relaciones matemáticas que describen el proceso físico. El resultado del proceso del modelaje es el cálculo de los hidrógrafos del flujo en sitios elegidos de la cuenca del río.

2.7. MODELOS HIDRÁULICOS

La modelación se usa para la simulación de situaciones reales que se producen en el prototipo y cuyo comportamiento se desea conocer; puesto que modelo y prototipo están ligados el uno con el otro, las observaciones y estudio del modelo constituyen la información necesaria para comprender la naturaleza del prototipo, debiendo para ello, estar ambos relacionados.

Debido a que las simulaciones se producen bajo condiciones controladas de laboratorio los modelos hidráulicos tienen múltiples aplicaciones.

Tenemos que los modelos hidráulicos, se usan para la solución de problemas relacionados con las estructuras hidráulicas, fenómenos de infiltración o tramos de ríos y recientemente con el transporte de sedimentos. Las principales características de cada uno de estos grupos son indicadas por sus nombres.

Los modelos de estructuras son usados para resolver problemas hidráulicos en conexión con una variedad de estructuras hidráulicas o ciertas partes de ellas como por ejemplo determinar la capacidad hidráulica, reducir las pérdidas de carga en entradas a canales o tuberías o en secciones de transición; desarrollar métodos eficaces de disipación de energía en la corriente, al pie de las presas de sobreflujo o en el extremo de salida de las atarjeas, reduciendo de ese modo la erosión del lecho de los cauces de ríos; determinar coeficientes de descarga para presas de sobreflujo; desarrollar el mejor diseño de vertederos de presas, de sifones y pozos y de estructuras de salida de los embalses; diseñar puertos, incluyendo determinar la mejor sección transversal, altura y ubicación de los rompeolas, así como la posición y ubicación de la entrada; diseñar esclusas, incluyendo los efectos sobre los barcos de las corrientes establecidas debido al funcionamiento de las esclusas etc.

2.7.1. Sistema De Modelamiento Hidráulico HEC-RAS

HEC-RAS es un programa de hidráulica para modernizar el comportamiento de un caudal en un canal artificial o en un cauce natural (ríos y arroyos). Sirve para saber si un caudal dado se desborda del cauce o no y por tanto hacer Estudios de Inundabilidad y determinar las zonas inundables.

El sistema HEC-RAS contiene cuatro componentes de análisis río unidimensionales para: (1) perfil de la superficie del agua flujo constante cálculos; (2) de simulación de flujo inestable; (3) cálculos de transporte de sedimentos frontera móvil; y (4) el análisis de la calidad del agua. Un elemento clave es que los cuatro componentes utilizan una representación geométrica de datos común y rutinas de cálculos geométricos e hidráulicos comunes. Además de los cuatro componentes de análisis de río, el sistema contiene varias características de diseño hidráulicos que se pueden invocar una vez que se calculan los perfiles básicos de la superficie del agua.

2.7.2. Socavación

El proceso de erosión de la corriente de agua en el río, ha provocado la socavación del lecho de los mismos creando un cauce definido estable, en función básicamente a las características hidráulicas del río y la granulometría del material que conforma el cauce. La socavación resulta más intensa a medida que se incrementa el caudal y las velocidades del flujo del agua superan la velocidad crítica de erosión del material del lecho del río.

De acuerdo a las características del río, en software Hec-Ras clasifica la socavación en tres tipos de socavación: socavación por contracción, socavación local (para pilar y estribos) y socavación general. Para el cálculo de la socavación se planteó las siguientes fórmulas:

2.7.2.1.Socavación por Contracción

- **Método de Laursen**

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método más usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995).

Los casos de contracción pueden ser de socavación en lecho móvil o en agua clara dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que comparar la velocidad media del flujo con la velocidad crítica para transporte de sedimentos. Si es lecho móvil, debe saberse si el material es lavado a través de la abertura del puente, para lo cual se calcula la relación entre la velocidad cortante y la velocidad de caída de la partícula con tamaño D50 (V^*/w). Si ésta relación es mayor que 3, quiere decir que el material transportado desde aguas arriba es principalmente carga de lecho en suspensión y se va a lavar en la contracción por lo que no hay reposición de sedimentos en la zona del puente (socavación en agua clara).

a) Para Socavación en lecho móvil:

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1}$$

$$D_s = H_s - h_2$$

Donde:

D_s : profundidad media de socavación por contracción (m).

H_s : profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

h_1 : profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m).

h_2 : profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es relleno por sedimentos (m).

Q_1 : caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s).

Q_2 : caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara (m^3/s).

B_1 : ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m).

B_2 : ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m).

k_1 : exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

b) Para Socavación en agua clara:

$$H_s = \left(\frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7}$$

$$D_s = H_s - h_2$$

Donde:

D_s : profundidad media de socavación por contracción (m).

H_s : profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m).

h_2 : profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación (m).

Q_2 : caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos (m^3/s).

B_1 : ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m).

B_2 : ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de las pilas (m).

D_m : diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, $D_m = 1.25xD_{50}$ (m).

2.7.2.2. Socavación General

- **Método de Froehlich:**

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

a) Para Socavación en lecho móvil:

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$$

Donde:

d_s = profundidad de socavación [m].

h_e = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

K_f = coeficiente que depende de la forma del estribo.

K_θ = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo.

L = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

F_{re} = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

b) Para Socavación en agua clara:

Froehlich también propone una ecuación solamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un $D_{50} \geq 7.6$ cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento σ_g sea mayor que 1.5. Se presenta el método para efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{d_s}{h_e} = 0.78 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e} \right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}} \right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1$$

σ_g = desviación estándar geométrica del material

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}} \right)^{0.5}$$

Nota: El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas en los experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

3.1.1. Ubicación Geográfica

El punto de interés que corresponde a lugar donde se proyectará la construcción del Puente que cruzará al río San Ramón comprende las siguientes coordenadas Geográficas y UTM WGS 84 Z18:

Longitud : 74°29'34" O
Latitud : 11°27'17" S
Coord. Este : 555320 m
Coord. Norte : 8733683 m
Altitud : 876 msnm



Figura 3: Ubicación satelital del proyecto

3.1.2. Ubicación Política

Departamento : Junín
Provincia : Satipo
Distrito : Pangoa
Sector : Valle del río San Ramón

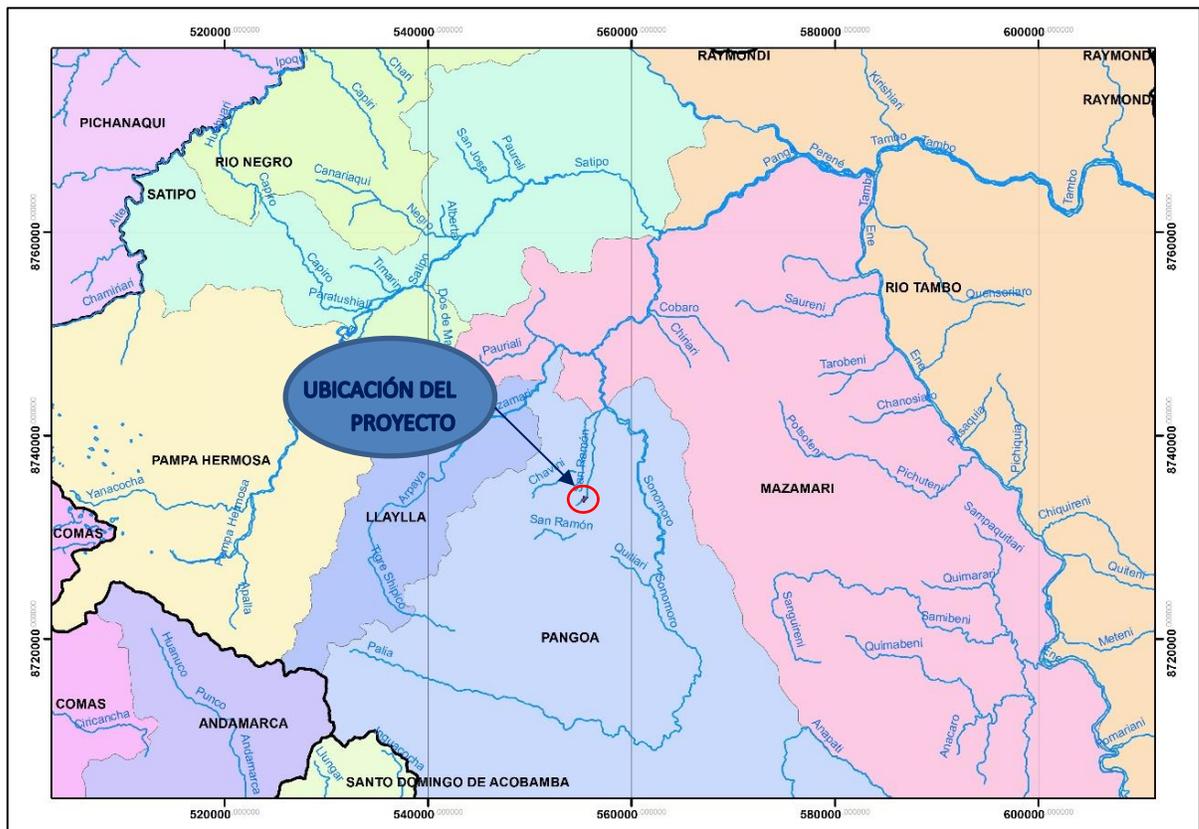


Figura 4: Ubicación distrital del puente a proyectar

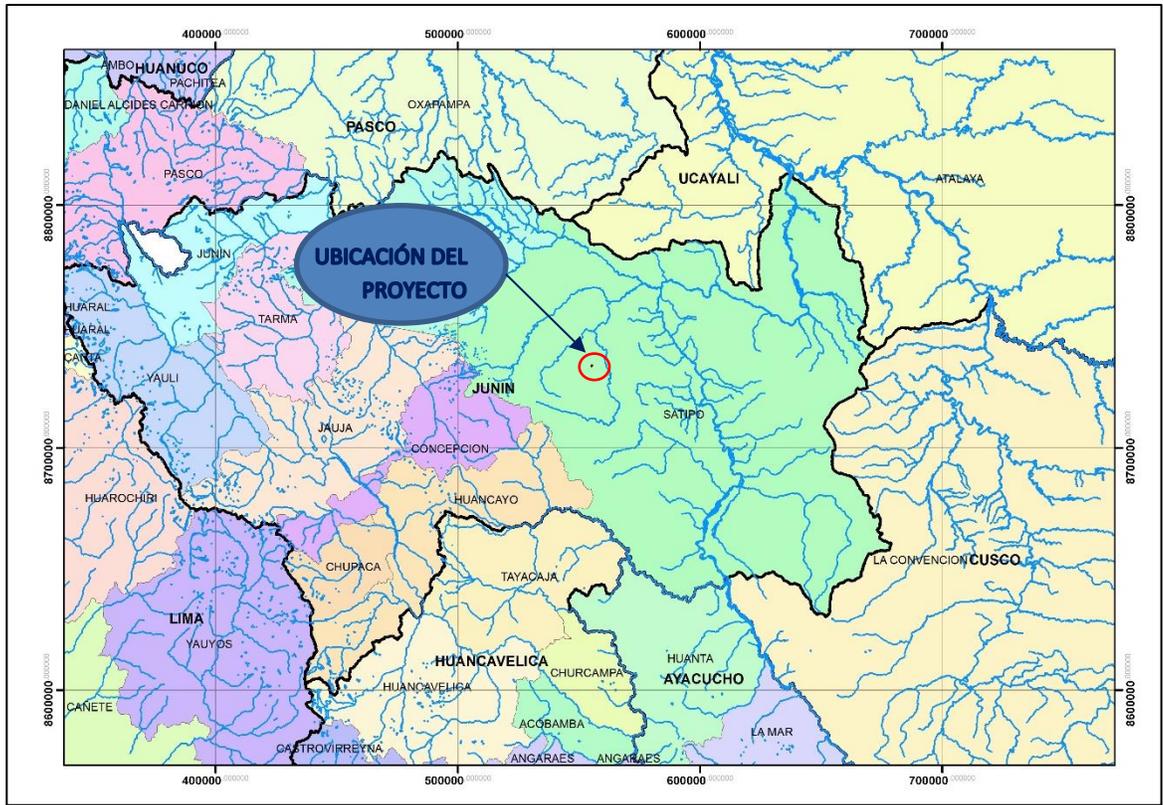


Figura 5: Ubicación Provincial del Puente a proyectar

3.1.3. Ubicación de vías de acceso

Para desplazarse desde la ciudad de Lima a las comunidades de San Martín de Pangoa se realiza un recorrido de 469.3 km (11h 21 min), vía terrestre, luego se recorre al acceso de la ubicación del Puente Evitamiento que se encuentra a 2.5 km del centro poblado San Martín de Pangoa por la ruta departamental PE-28A.

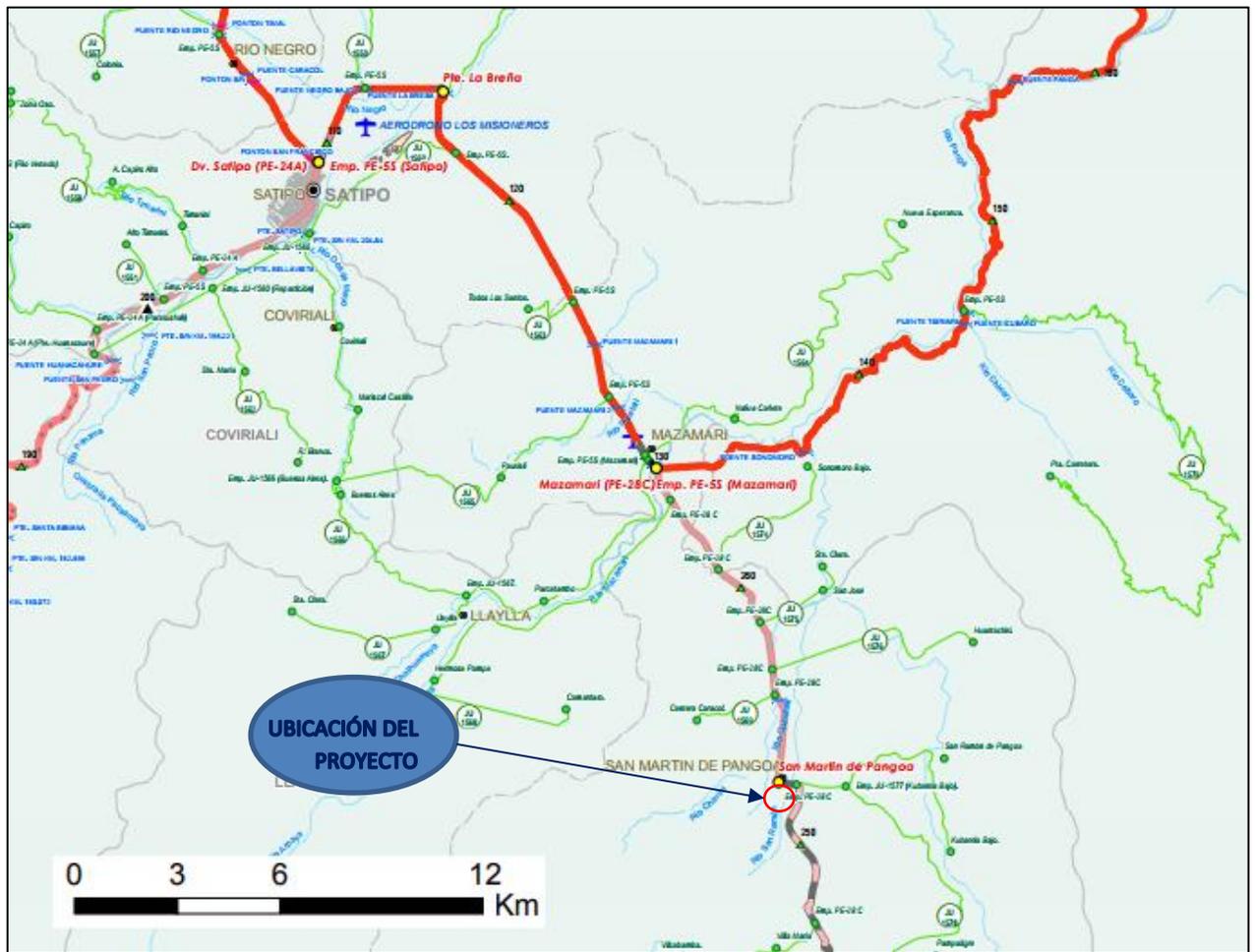


Figura 6: Vías de acceso al proyecto (Mapa Vial Provías)

3.1.4. Ubicación de Estaciones Pluviométricas

La estación Satipo se ubica a 1370 msnm y se dispone de 45 años de registro hasta el año 2015, la estación Puerto Ocopa ubicado a 690 msnm dispone de 35 años de registro hasta el año 2014. Ambas estaciones se encuentran fuera de los límites de la cuenca, alejados a 32 km y 54 km de del centroide de la cuenca, como se observa en la figura N° 07, por lo tanto se requiere generar una estación ficticia combinada a partir de las estaciones existentes.

La estación combinada se obtuvo tomando los datos máximos para un mismo año generando como resultado final una serie de 56 años como se observa en el cuadro N° 05, a partir de estos resultados se continúa con el procesamiento de la información. Mediante esta metodología se asegura tomar los datos máximo registrados de las estaciones representativas a fin de obtener un resultado más conservador para el diseño del puente.

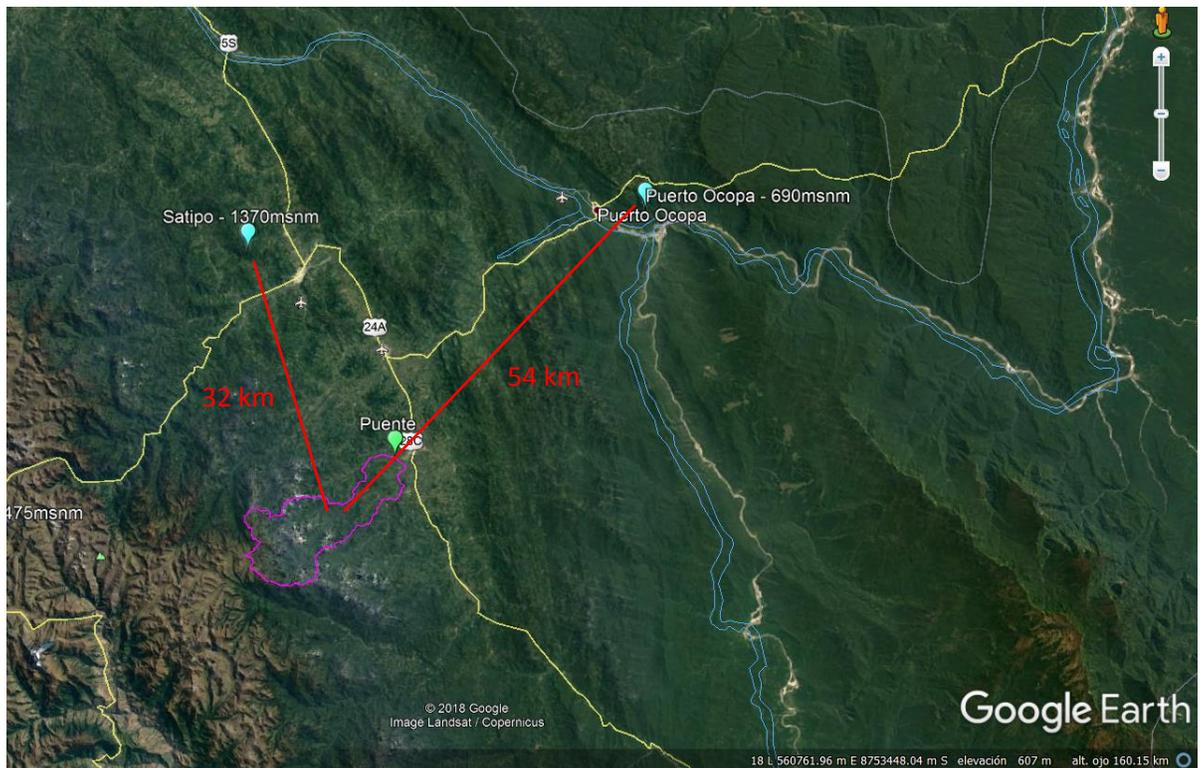


Figura 7: Ubicación de las estaciones

3.2. MATERIALES

Las fuentes de información son aquellos medios de los cuales procede la información encargada de satisfacer las necesidades de conocimiento de la situación o problema de investigación, posteriormente dicha información será utilizada para lograr los objetivos esperados en el estudio.

Como información y/o material se cuenta con:

- Datos históricos de precipitación máxima en 24 horas, obtenidos de estudios de proyectos de carretera a nivel definitivo.
- Equipos de Topografía (Estación total, GPS) para el levantamiento en la zona de proyección del puente hacia 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo
- Herramientas de campo para realizar calicatas y tomar muestras de suelo.
- Equipo de cómputo para el procesamiento y análisis de datos.
- Mapas Carta Nacional del IGN en escala 1/100000
- Imágenes de satélite Landsat
- Imágenes DEM, ASTER GDEM
- Imágenes de satélite de Google Earth
- Ensayos Granulométricos en la ubicación del proyecto.

La información para esta tesis cumple con los requerimientos fundamentales con las siguientes características:

- La información se adapta a los objetivos de la investigación
- La información es fidedigna en cuanto a la recolección de datos
- Los datos a emplear en el análisis son de confianza ya que se obtuvieron y trataron con la metodología adecuada.

- Los registros históricos son válidos en cuanto a su vigencia.

3.3. MÉTODO

3.3.1. Metodología De Trabajo

3.3.1.1. Modelación Hidrológica

El modelamiento hidrológico consiste en la determinación del caudal de avenida para el periodo de retorno seleccionado, dicho resultado se utilizará en el diseño hidráulico de puente.

Para determinar el caudal se utilizará el método de Transformación Precipitación - Escorrentía, ya que en la zona del proyecto no se cuenta con registro de caudales, si no con precipitaciones máximas diarias, para ello se han identificado dos estaciones pluviométricas disponibles y operativas. Para el procesamiento de la Información pluviométrica se ha seleccionado dos estaciones: Estación Satipo y la Estación Puerto Ocopa con las cuales se seguirá el siguiente procedimiento:

Requerimientos:

- Modelo Digital del Terreno ASTERDEM 30m.
- Registro de precipitación máxima de 24 horas, con un mínimo de 30 años de precipitaciones máximas en 24 horas.
- Software ArcGIS v10.2 con Extensión HEC-GeoHMS.
- Software HEC-HMS v.4.

Procedimiento:

- Ajuste de la distribución de probabilidad para el registro de precipitaciones máximas de 24 horas en cada estación.
- Determinación de la Curva Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF).
- Determinación de Hietogramas de precipitaciones
- Delimitación de cuenca y cálculo de parámetros geomorfológicos.

- Determinación de Número de Curva.
- Selección del periodo de retorno para el diseño del puente.
- En la transformación de Lluvias se hará una comparación con los Hidrogramas Unitarios de Snyder y del Servicio de Conservación de Suelos.
- Para la simulación en el programa Hec-HMS, la precipitación que se utilizará será la obtenida por el hietograma de precipitación de cada estación para diferentes periodos de retorno.
- Validación del Modelo mediante la altura de la huella hídrica registradas en campo.

Resultados:

- Obtención del caudal para el Diseño hidráulico del Puente.

3.3.1.2. Modelación Hidráulica

Requerimientos:

- Caudal para el diseño hidráulico del Puente.
- Curvas de nivel del río cada 0.5 metros a 200 metros aguas arriba y 200 metros aguas abajo del proyecto.
- Software ArcGIS v10.2 con Extensión HEC-GeoRAS.
- Software HEC-RAS v4
- Ensayos granulométricos en ambos márgenes donde se proyecta en puente.

Procedimiento:

- Determinación del ancho estable del río en la ubicación del puente proyectado.
- Determinación del eje del río y seccionamiento mediante la extensión HEC-GeoRAS
- Modelación para el periodo de retorno seleccionado para el puente y socavación mediante el software HEC-RAS v.4

- Con Los parámetros Geotécnicos (D50, D90, granulometría, Capacidad Portante, etc.) se determinará la Socavación General y en los estribos.
- Validación del Modelo mediante la altura de la huella hídrica de avenidas y socavaciones existentes que se registren en campo.

Resultados:

- Obtención del Nivel Máximo Extraordinario en la sección de puente.
- Determinación de la profundidad potencial de socavación total en el puente.
- Determinación de la Luz del puente, altura del puente. Sección hidráulica del puente.

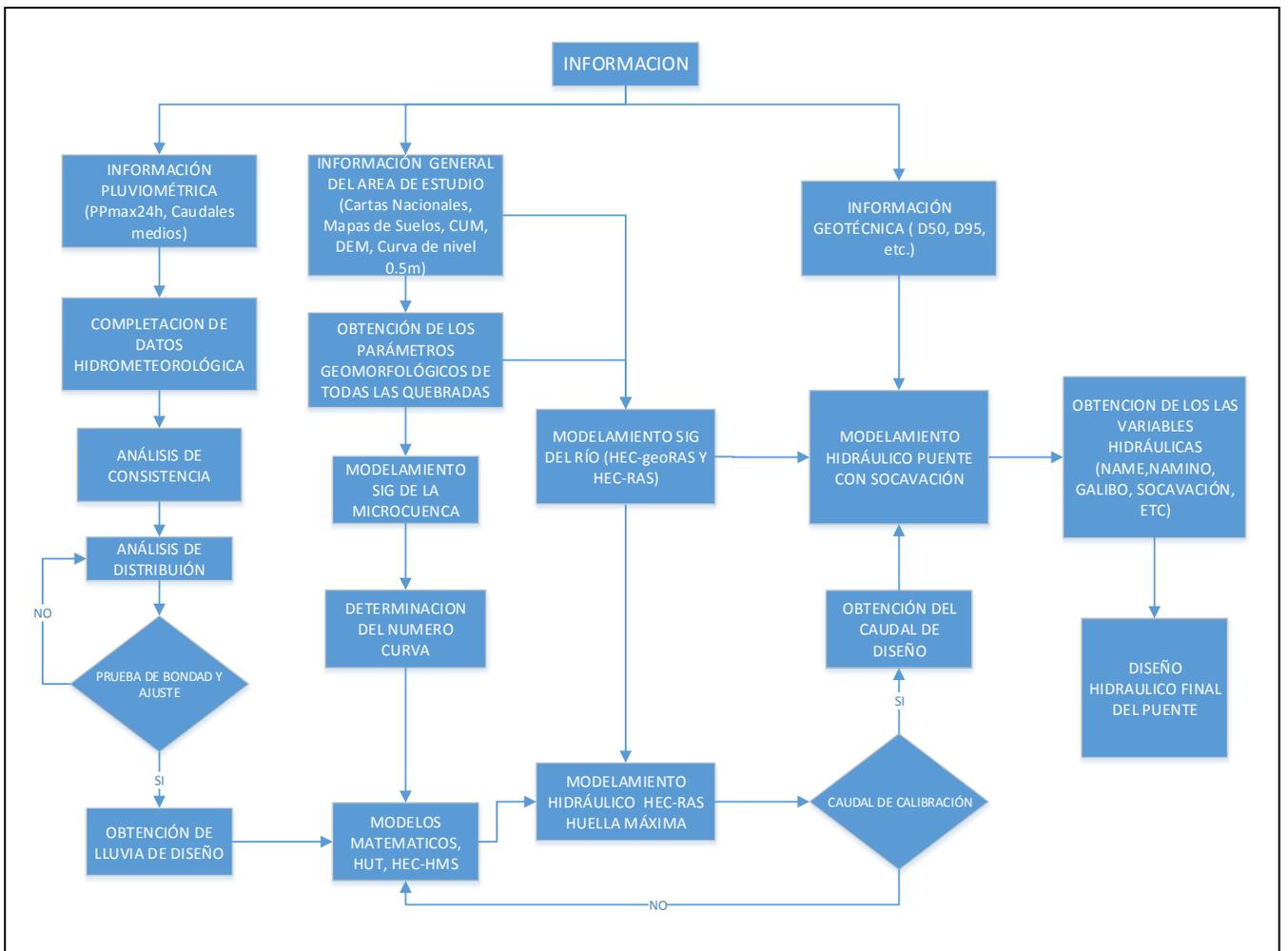


Figura 8: Diagrama de la Metodología de Trabajo

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS

La cuenca del río San Ramón pertenece al sistema hidrográfico de la vertiente del Atlántico, presenta una superficie de drenaje de 101 km², está a una altitud aproximada que va desde los 876 msnm hasta 3500 msnm, hasta su desembocadura en la margen izquierda del río Sonómetro, a una altitud aproximada de 608 msnm.

Hidrográficamente limita por el norte con la cuenca del río Llaylla; por este y sur con la cuenca del río Cachi y por el oeste con la cuenca del río Ene.

En la actualidad los recursos hídricos de cuenca del río San Ramón son administrados por la Administración Local de Aguas Junín.

Las Autoridades locales de Agua dependen de la Autoridad Nacional del Agua (ANA), actualmente la oficina de la administración Local de Agua Junín se encuentra ubicada en la provincia de Satipo, distrito de Pangoa.

4.2. ANALISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

La información meteorológica utilizada para el proyecto es la precipitación máxima en 24 horas. Cabe indicar que la zona de estudio no cuenta con estaciones hidrométricas, tal como ocurre en otras zonas del País, por ello se han generado las descargas a partir de las precipitaciones usando métodos indirectos como fórmulas empíricas y/o modelos hidrológicos existentes, previo análisis de consistencia y ajuste con las funciones de distribución para eventos extraordinarios.

Debido a la poca disponibilidad de estaciones cercanas al proyecto se seleccionarán las estaciones operativas con datos suficientes para realizar un mejor

análisis de la información, siendo estas las más cercanas la estación Satipo y Puerto Ocopa ubicadas en las provincias de Satipo (ver figura N° 07).

La estación Satipo se ubica a 1370 msnm, dispone de 45 años de registro histórico hasta el año 2015, la estación Puerto Ocopa ubicada a 690 msnm, dispone de 35 años de registro hasta el año 2014. En el análisis de la información se toma los valores máximos de cada año generando las precipitaciones máximas en 24 horas por año, el mismo proceso en ambas estaciones (ver cuadros N° 03 y 04).

Cuadro N° 2: Estaciones Pluviométricas

Estación	Dpto.	Prov.	Dist.	Tipo de Registro	Latitud	Longitud	Altitud	N.º Años	Periodo de Registro
Satipo	Junín	Satipo	Satipo	Pluviómetro	11°13'41"	74°37'03"	1370	45	1964-1981 /1987/ 1989- 2008/ 2010-2015
Puerto Ocopa	Junín	Satipo	Río Tambo	Pluviómetro	11°08'01"	74°15'01"	690	35	1964-1978/ 1980-1982/ 1996/ 1999-2014

FUENTE: SENAMHI.

Cuadro N° 3: Precipitación máximas en 24 horas (mm) - Estación Satipo

ESTACION: SATIPO

ALTITUD: 660msnm

AÑO	MES												PP Max
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1964	19.80	32.00	24.00	23.00	15.00	5.10	31.00	19.00	28.00	29.00	23.50	45.00	45.00
1965	45.00	119.00	80.00	28.00	23.00	40.00	18.00	0.00	50.00	43.00	50.00	48.00	119.00
1966	72.00	25.00	45.00	26.00	85.00	0.00	70.00	41.00	60.00	32.00	32.00	60.00	85.00
1967	33.00	60.00	68.00	57.00	S/D	12.00	28.00	19.00	45.00	45.00	32.00	24.00	68.00
1968	48.00	51.00	33.00	58.00	26.10	31.00	17.00	0.00	26.00	40.00	S/D	S/D	58.00
1969	S/D	S/D	S/D	36.00	25.00	45.00	S/D	103.00	16.00	92.00	56.00	85.00	103.00
1970	40.00	46.00	56.00	64.00	19.00	38.00	11.00	20.20	40.20	30.80	26.40	47.00	64.00
1971	25.90	27.10	28.60	19.40	16.60	19.90	5.30	44.50	8.20	74.40	37.00	45.60	74.40
1972	58.70	57.20	39.00	26.00	79.50	17.10	9.70	55.80	28.10	36.60	41.00	25.20	79.50
1973	42.20	45.00	62.70	66.60	104.60	19.00	18.60	27.50	20.80	63.00	35.50	55.60	104.60
1974	35.20	22.80	39.40	28.80	28.20	7.20	41.00	34.20	7.20	23.60	27.20	24.20	41.00
1975	35.60	49.00	33.60	32.80	31.80	40.80	4.80	45.20	77.40	60.00	59.00	27.80	77.40
1976	40.20	33.40	70.20	26.20	26.80	82.20	10.80	21.20	75.20	42.80	22.80	35.80	82.20
1977	28.20	56.80	51.40	48.20	62.80	16.20	35.80	15.40	31.80	27.80	45.80	35.40	62.80
1978	55.20	88.60	54.20	31.20	50.00	13.80	3.40	11.40	29.40	36.20	62.40	74.60	88.60
1979	49.60	71.40	42.20	48.40	35.40	28.40	26.20	37.40	29.20	31.40	56.40	32.40	71.40
1980	70.40	65.80	50.00	52.40	16.20	41.20	10.20	15.80	58.20	35.40	12.80	29.00	70.40
1981	93.60	39.20	98.80	100.40	20.80	41.80	82.00	33.20	S/D	S/D	S/D	S/D	100.40
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987	68.00	50.60	21.00	34.00	25.80	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	68.00
1988													
1989	144.00	65.40	57.60	42.80	41.80	21.40	15.40	32.20	75.40	88.60	104.60	48.80	144.00
1990	106.80	65.40	38.60	21.40	92.00	64.40	26.40	87.80	54.80	40.60	38.40	35.80	106.80
1991	49.00	55.60	37.60	62.20	15.20	25.80	16.00	8.80	12.20	48.80	21.60	24.80	62.20
1992	23.00	33.80	50.40	25.80	25.20	31.00	36.60	55.00	31.40	28.00	42.40	36.60	55.00
1993	42.80	64.80	54.00	45.00	51.00	42.40	21.60	47.40	35.20	28.60	27.90	53.40	64.80
1994	59.00	74.00	74.60	41.20	38.80	9.20	8.20	22.00	26.00	72.60	42.60	36.60	74.60
1995	74.40	54.40	58.00	43.00	22.60	30.00	18.60	21.40	25.20	25.40	34.80	25.80	74.40
1996	149.00	142.40	297.80	64.60	36.10	60.10	48.80	50.20	5.40	24.40	20.80	15.70	297.80
1997	26.80	11.10	17.20	7.10	12.20	10.90	30.50	38.90	39.00	45.50	36.00	51.80	51.80
1998	37.50	48.40	49.80	56.00	8.40	20.10	5.00	20.60	53.00	60.30	36.00	34.80	60.30
1999	36.10	81.20	38.20	24.60	10.50	11.80	17.00	38.50	45.30	36.20	37.50	98.50	98.50
2000	38.70	34.80	45.70	36.50	40.00	10.70	11.10	25.30	30.90	20.50	35.60	28.70	45.70
2001	20.70	59.00	53.80	51.90	14.20	8.40	53.40	30.90	41.60	89.70	57.00	60.60	89.70
2002	48.70	48.10	32.10	20.80	28.60	2.10	63.80	41.30	40.40	54.60	41.50	36.90	63.80
2003	71.90	23.40	62.30	19.00	43.70	71.60	34.00	18.50	57.10	27.80	38.00	28.20	71.90
2004	81.50	55.50	25.60	63.70	45.50	15.50	49.50	40.00	24.40	27.70	55.50	43.90	81.50
2005	19.40	63.20	41.00	53.70	5.80	9.00	28.80	34.40	13.20	59.60	82.80	46.50	82.80
2006	61.20	40.40	22.60	21.70	17.50	52.30	10.50	32.60	22.60	68.70	27.20	55.90	68.70
2007	59.70	22.80	47.00	17.60	21.80	34.40	36.30	37.70	32.00	52.20	28.00	83.40	83.40
2008	37.50	69.80	38.70	61.50	24.10	12.40	26.30	18.50	40.00	36.00	34.40	53.70	69.80
2009													
2010	73.20	67.30	43.10	35.70	11.90	57.90	26.20	21.00	12.70	29.20	33.90	50.20	73.20
2011	54.90	36.90	16.40	67.30	36.40	24.70	36.10	33.90	36.30	82.80	55.40	36.30	82.80
2012	47.80	63.40	87.90	43.80	15.90	29.00	8.60	13.70	16.20	42.50	29.30	47.40	87.90
2013	31.60	86.80	43.10	23.60	13.40	38.60	S/D	71.50	30.50	S/D	S/D	S/D	86.80
2014	34.60	34.40	28.50	44.20	29.60	32.80	19.30	22.10	44.30	34.60	62.30	47.10	62.30
2015	76.10	29.30	52.00	67.60	21.70	8.10	17.00	19.80	32.20	50.20	59.30	24.10	76.10
PROMEDIO	53.78	53.90	52.52	41.53	32.17	28.03	25.90	32.45	35.07	45.67	41.53	43.90	81.76
DESV EST.	28.68	25.00	41.94	18.82	22.51	19.46	18.25	20.30	18.00	19.65	17.56	18.01	38.34
MÍNIMO	19.40	11.10	16.40	7.10	5.80	0.00	3.40	0.00	5.40	20.50	12.80	15.70	41.00
MÁXIMO	149.00	142.40	297.80	100.40	104.60	82.20	82.00	103.00	77.40	92.00	104.60	98.50	297.80

FUENTE: SENAMHI

Cuadro N° 4: Precipitación máximas en 24 horas (mm) - Estación Puerto Ocopa

ESTACION: **PUERTO OCOPA**
 ALTITUD: 690msnm

AÑO	MES												PP Max
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1964	19.00	34.00	34.90	13.20	3.80	2.20	2.20	8.00	14.90	13.70	20.00	18.10	34.90
1965	39.60	59.10	27.30	2.30	4.60	3.50	12.40	18.20	11.70	18.00	36.80	37.60	59.10
1966	32.90	27.50	72.60	27.00	22.50	1.00	0.00	28.50	25.80	50.30	18.60	91.50	91.50
1967	15.00	27.30	29.30	45.20	33.50	S/D	29.00	10.40	19.80	48.90	23.40	31.20	48.90
1968	31.10	50.20	50.00	30.20	4.10	4.50	11.80	4.20	9.00	33.30	29.90	30.00	50.20
1969	40.90	34.00	23.60	19.10	10.70	17.40	3.40	1.30	22.80	25.40	34.00	42.70	42.70
1970	24.50	29.80	45.50	18.00	25.50	S/D	2.20	S/D	29.60	38.20	58.60	56.00	58.60
1971	29.00	31.50	39.80	19.50	6.10	15.10	22.50	21.10	17.30	23.60	28.40	46.60	46.60
1972	43.50	34.90	17.70	38.00	S/D	15.60	22.20	51.80	10.00	48.70	29.50	26.50	51.80
1973	35.60	24.00	51.90	7.10	29.00	30.00	31.60	17.50	6.80	18.90	70.80	22.50	70.80
1974	40.60	70.00	14.70	17.20	6.40	2.90	11.20	45.70	9.00	30.40	15.30	26.90	70.00
1975	16.90	27.60	23.00	11.50	14.00	37.00	36.60	4.20	23.10	14.30	40.30	15.30	40.30
1976	36.10	35.00	15.60	34.40	8.80	4.00	0.00	17.30	20.50	29.00	19.20	20.40	36.10
1977	56.50	107.00	28.50	14.20	3.00	0.00	6.30	9.00	22.00	18.10	95.20	44.00	107.00
1978	33.10	11.40	40.00	22.70	31.00	11.40	4.00	10.30	17.00	22.40	35.20	50.60	50.60
1979													
1980	15.80	47.30	29.50	25.00	5.30	13.80	22.40	24.00	33.90	12.70	48.60	47.00	48.60
1981	30.10	32.40	25.70	14.90	0.00	23.80	0.00	22.00	31.70	22.20	27.00	26.10	32.40
1982	63.80	43.70	25.40	5.50	17.40	31.90	27.30	25.00	34.50	31.60	S/D	S/D	63.80
1983													
1984													
1985													
1986													
1987													
1988													
1989													
1990													
1991													
1992													
1993													
1994													
1995													
1996	S/D	S/D	43.00	40.00	5.40	0.00	6.20	12.20	34.00	23.90	10.30	38.90	
1997													
1998													
1999	40.20	35.00	35.00	14.70	17.40	4.30	17.50	4.30	50.30	22.40	66.40	26.20	66.40
2000	65.20	31.50	20.90	20.20	15.70	16.20	30.10	7.30	19.00	44.90	13.10	31.90	65.20
2001	30.20	38.40	25.40	50.30	13.50	4.80	7.60	10.40	11.70	26.30	16.80	54.30	54.30
2002	31.40	76.50	33.60	7.00	25.20	19.40	13.90	7.40	30.80	S/D	17.30	31.40	76.50
2003	27.00	22.30	94.60	10.50	14.70	4.50	6.90	25.80	25.90	19.30	40.80	20.50	94.60
2004	26.40	50.80	31.90	11.20	10.60	12.30	30.50	36.20	5.80	44.90	23.30	28.20	50.80
2005	50.30	20.30	22.20	14.80	3.20	2.50	18.80	9.20	16.80	20.00	43.40	59.10	59.10
2006	30.70	35.40	41.20	7.80	6.00	2.50	2.40	38.90	30.80	9.90	24.40	84.20	84.20
2007	33.80	20.50	61.20	12.90	15.20	6.20	8.30	17.60	12.50	23.60	28.70	37.80	61.20
2008	41.50	59.10	13.50	52.70	4.50	5.80	6.90	7.40	14.00	27.90	9.10	50.30	59.10
2009	23.60	77.10	30.50	30.70	54.40	7.80	31.60	6.70	44.70	20.70	19.30	53.10	77.10
2010	55.10	70.20	26.20	4.20	11.60	1.50	31.00	17.20	23.50	17.40	38.20	48.30	70.20
2011	40.60	41.20	19.70	55.40	12.80	6.60	36.10	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	55.40
2012	55.90	37.30	31.10	6.90	20.20	10.70	6.40	20.70	27.60	24.40	29.20	30.50	55.90
2013	12.40	40.30	47.10	20.20	5.90	24.90	12.60	77.70	4.10	19.80	20.90	40.40	77.70
2014	33.50	40.70	10.60	30.00	7.30	1.70	12.00	5.20	6.30	4.20	7.20	59.50	59.50
2015													
PROMEDIO	35.35	41.86	33.79	21.56	13.80	10.48	14.97	18.87	21.09	25.74	31.49	40.23	60.91
DESV EST.	13.39	19.87	17.23	14.36	11.33	9.95	11.68	16.25	11.22	11.54	19.16	17.54	17.17
MÍNIMO	12.40	11.40	10.60	2.30	0.00	0.00	0.00	1.30	4.10	4.20	7.20	15.30	32.40
MÁXIMO	65.20	107.00	94.60	55.40	54.40	37.00	36.60	77.70	50.30	50.30	95.20	91.50	107.00

FUENTE: SENAMHI

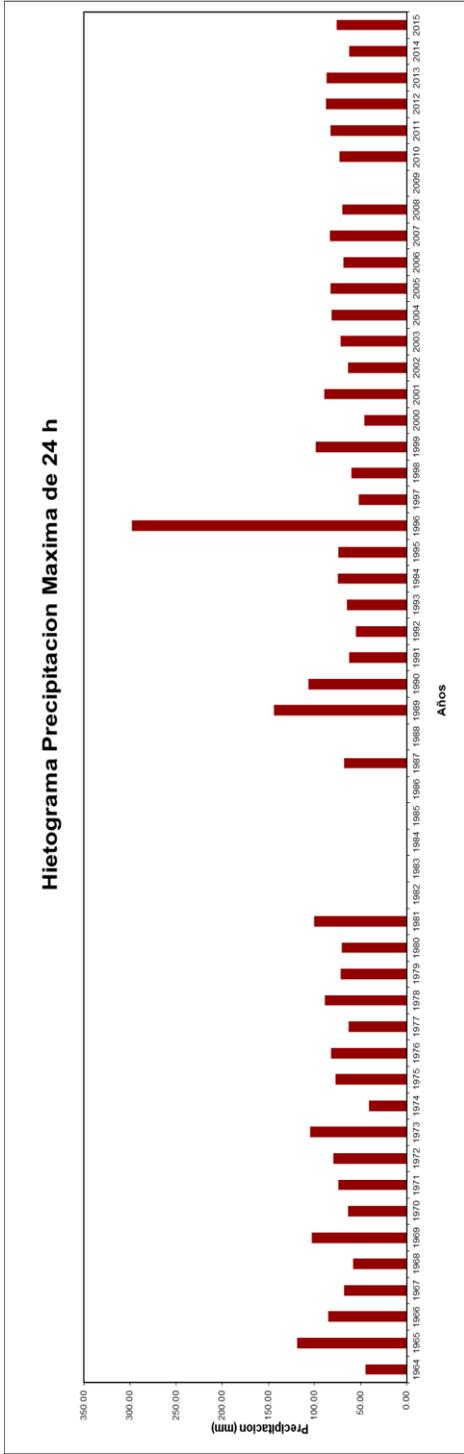


Figura 9: Histograma de Precipitación Satipo

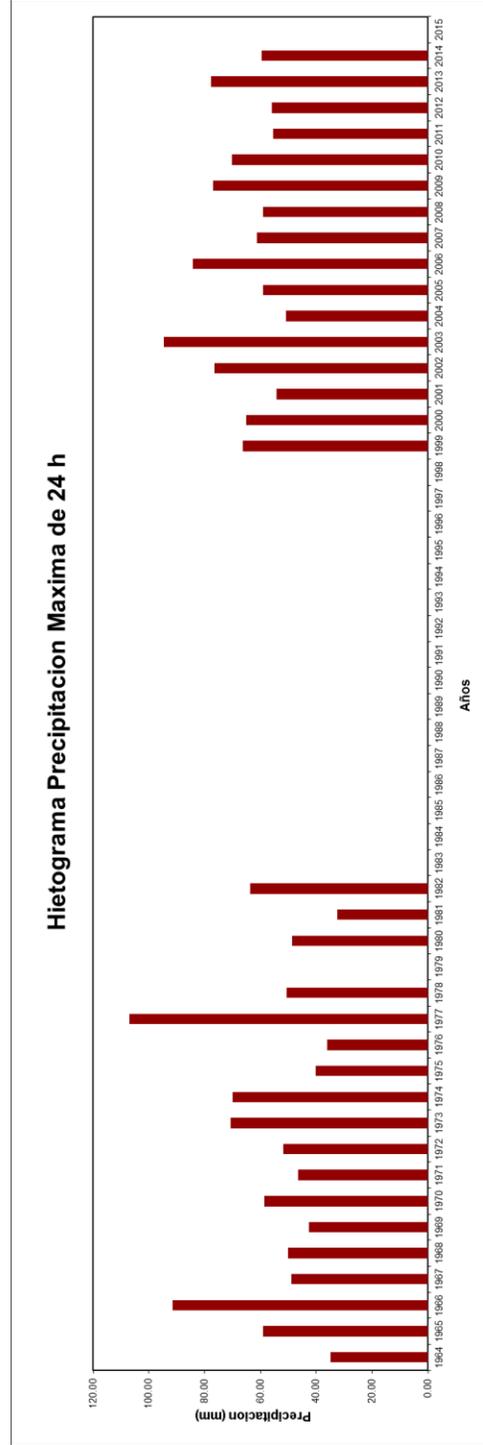


Figura 10: Histograma de Precipitación, Estación Puerto Ocopa

Cuadro N° 5: Selección de PPmax24h (mm)

Nº	AÑO	ESTACIÓN	
		PUERTO OCOPA	SATIPO
1	1964	34.90	45.00
2	1965	59.10	119.00
3	1966	91.50	85.00
4	1967	48.90	68.00
5	1968	50.20	58.00
6	1969	42.70	103.00
7	1970	58.60	64.00
8	1971	46.60	74.40
9	1972	51.80	79.50
10	1973	70.80	104.60
11	1974	70.00	41.00
12	1975	40.30	77.40
13	1976	36.10	82.20
14	1977	107.00	62.80
15	1978	50.60	88.60
16	1979		71.40
17	1980	48.60	70.40
18	1981	32.40	100.40
19	1982	63.80	
20	1983		
21	1984		
22	1985		
23	1986		
24	1987		68.00
25	1988		
26	1989		144.00

(continuación)

Nº	AÑO	ESTACIÓN	ESTACIÓN
		PUERTO OCOPA	SATIPO
27	1990		106.80
28	1991		62.20
29	1992		55.00
30	1993		64.80
31	1994		74.60
32	1995		74.40
33	1996		297.80
34	1997		51.80
35	1998		60.30
36	1999	66.40	98.50
37	2000	65.20	45.70
38	2001	54.30	89.70
39	2002	76.50	63.80
40	2003	94.60	71.90
41	2004	50.80	81.50
42	2005	59.10	82.80
43	2006	84.20	68.70
44	2007	61.20	83.40
45	2008	59.10	69.80
46	2009	77.10	
47	2010	70.20	73.20
48	2011	55.40	82.80
49	2012	55.90	87.90
50	2013	77.70	86.80
51	2014	59.50	62.30
52	2015		76.10

FUENTE: Elaboración Propia

4.3. PRUEBA DE BONDAD Y AJUSTE

Previo al análisis se ordenó cada estación según la distribución Weibull para la selección de la función que mejor se ajuste y se empleó los métodos: Error Cuadrático mínimo, Kolmogorov-Smirnov y X cuadrado.

Para el método del error cuadrático mínimo se empleó el software SMADA v.6, para el método Kolmogorov-Smirnov y Chi cuadrado se utilizó el software Hydrognomon v.4.1, con los cuales se han seleccionado las funciones que más se ajusten entre las principales que son: Normal, Log – Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Pearson tipo III, Log Person tipo III y Gumbel.

Del análisis de ajuste y prueba de bondad se obtuvieron los siguientes resultados:

- Según el Análisis del Error cuadrático mínimo la función que se ajusta mejor es el Log - Normal 3 Parámetros en la estación Satipo y Log Pearson III en la estación Puerto Ocopa, Ver Cuadro N° 10 y 11.
- Según el Análisis del Kolmogorov-Smirnov la función que se ajusta mejor es Gumbel para la estación Satipo y las funciones Log Normal 2 Parámetros y Log Normal 3 Parámetros para la estación Puerto Ocopa, Ver Cuadro N° 06 y 08.
- Según el Análisis del Chi Cuadrado la función que se ajusta mejor es el Log Normal 3 Parámetros y Person tipo III en la estación Satipo y Log Normal 2 parámetros y Gumbel en la estación Puerto Ocopa, Ver Cuadro N° 07 y 09.

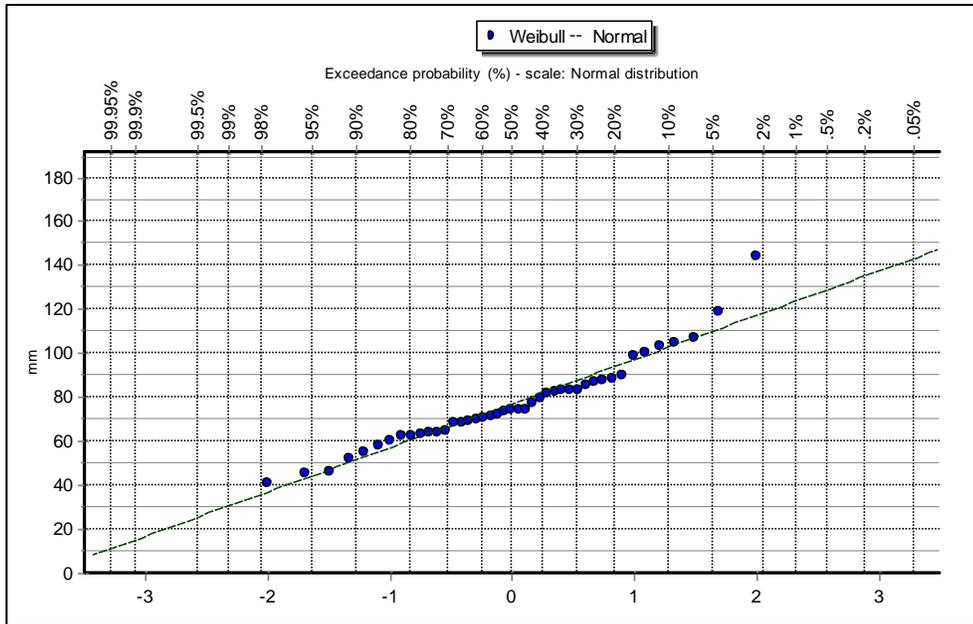


Figura 11: Función de Distribución Normal – Est. Satipo

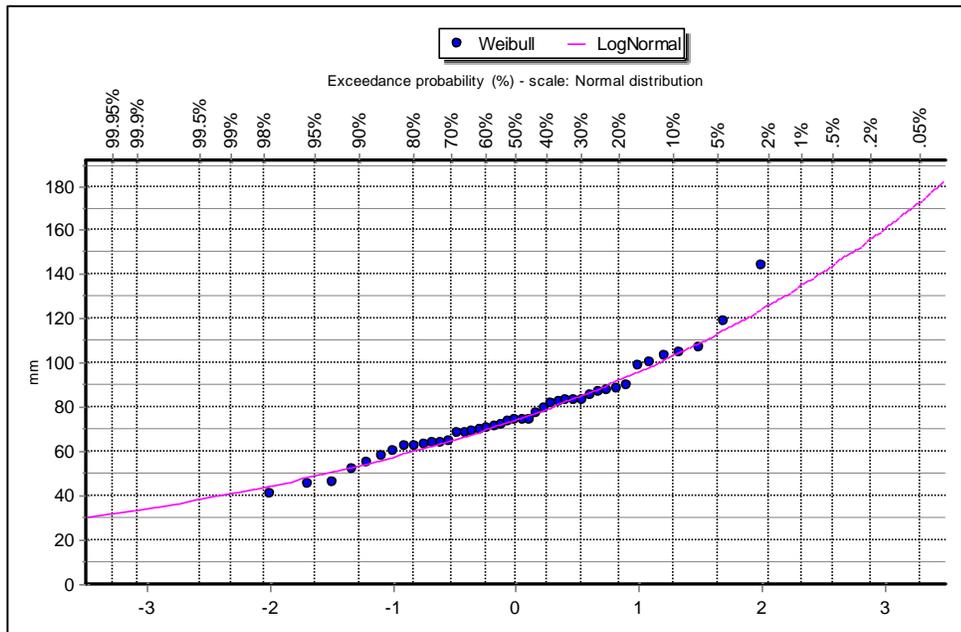


Figura 12: Función de Distribución Log Normal 2 Parámetros – Est. Satipo

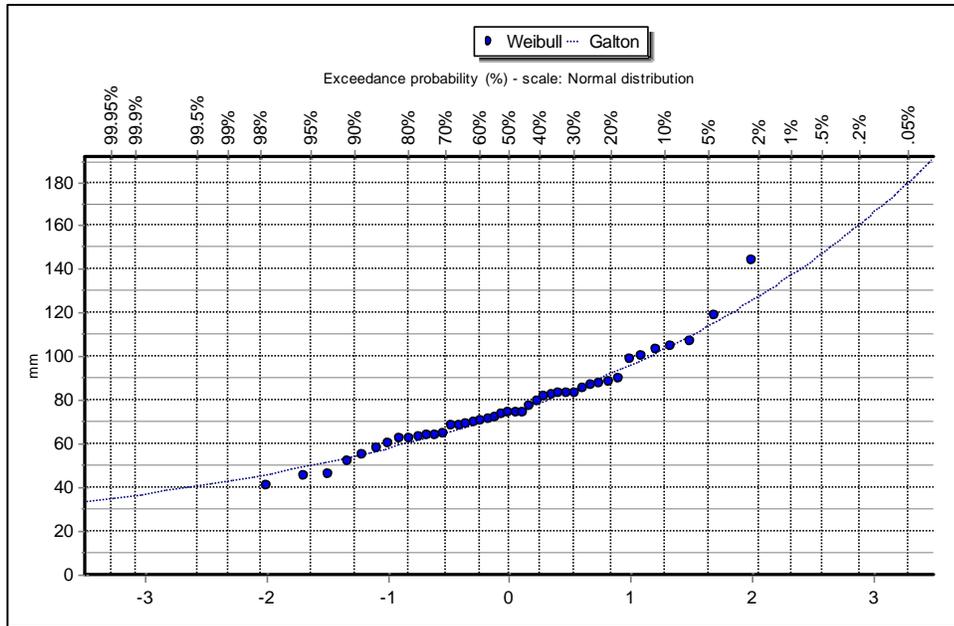


Figura 13: Función de Distribución Log Normal 3 Parámetros – Est. Satipo

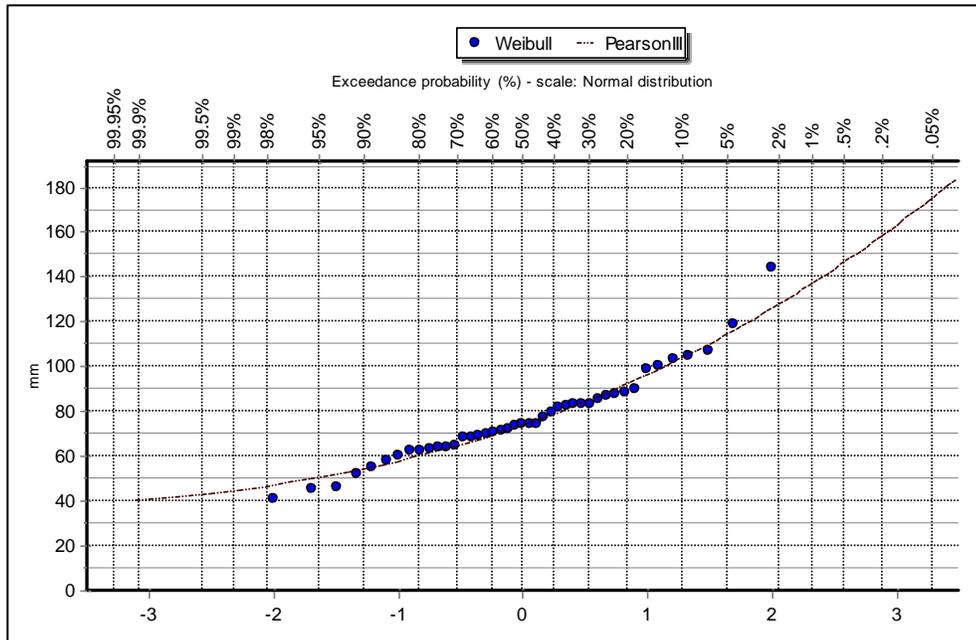


Figura 14: Función de Distribución Pearson III – Est. Satipo

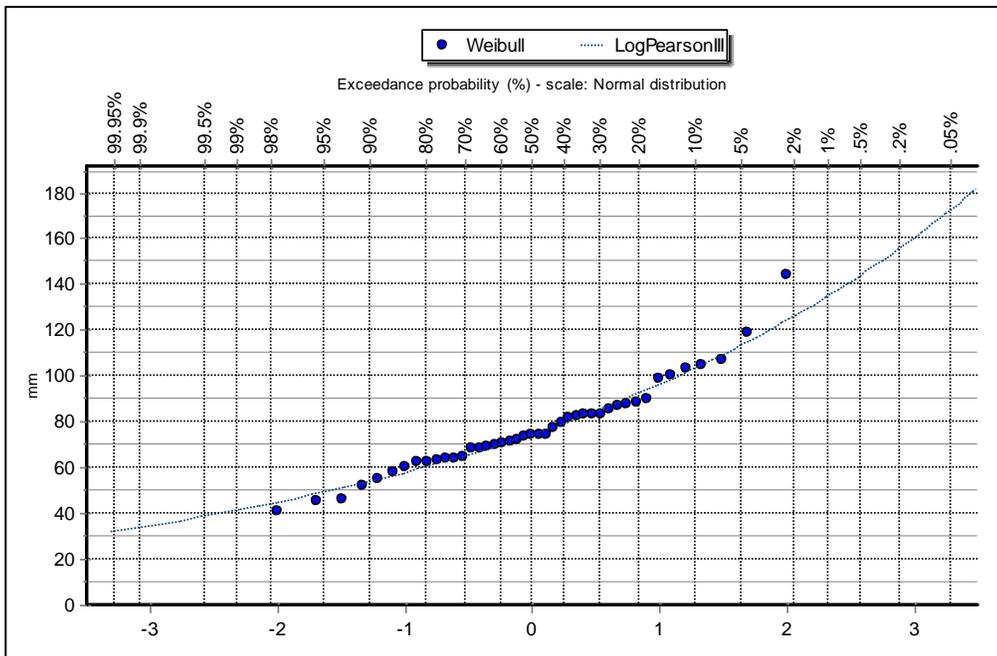


Figura 15: Función de Distribución Log Pearson III – Est. Satipo

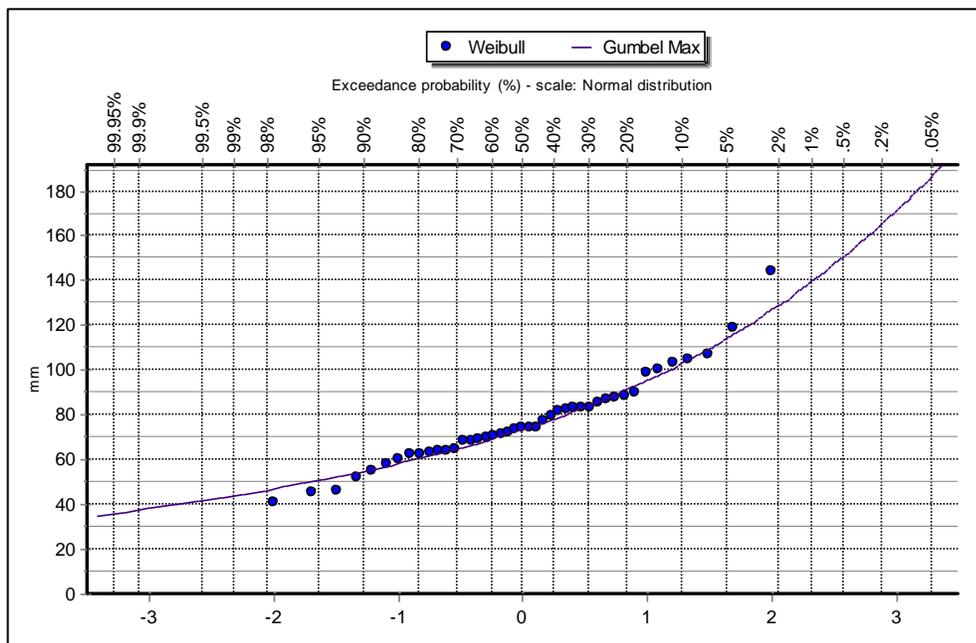


Figura 16: Función de Distribución Gumbel Extremo – Est. Satipo

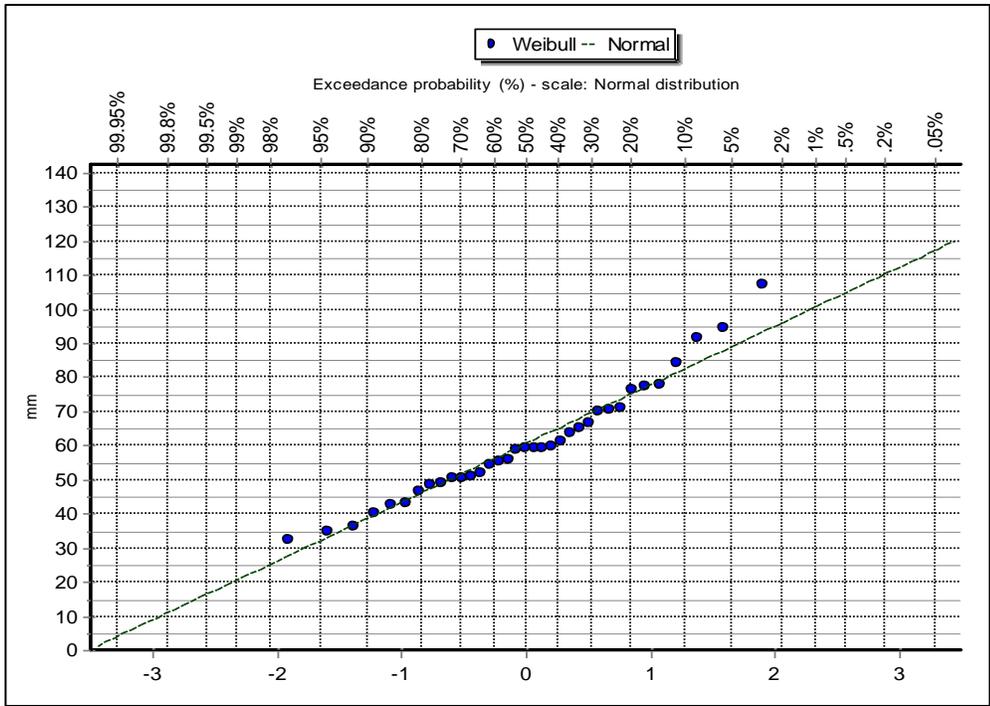


Figura 17: Función de Distribución Normal – Est. Puerto Ocopa

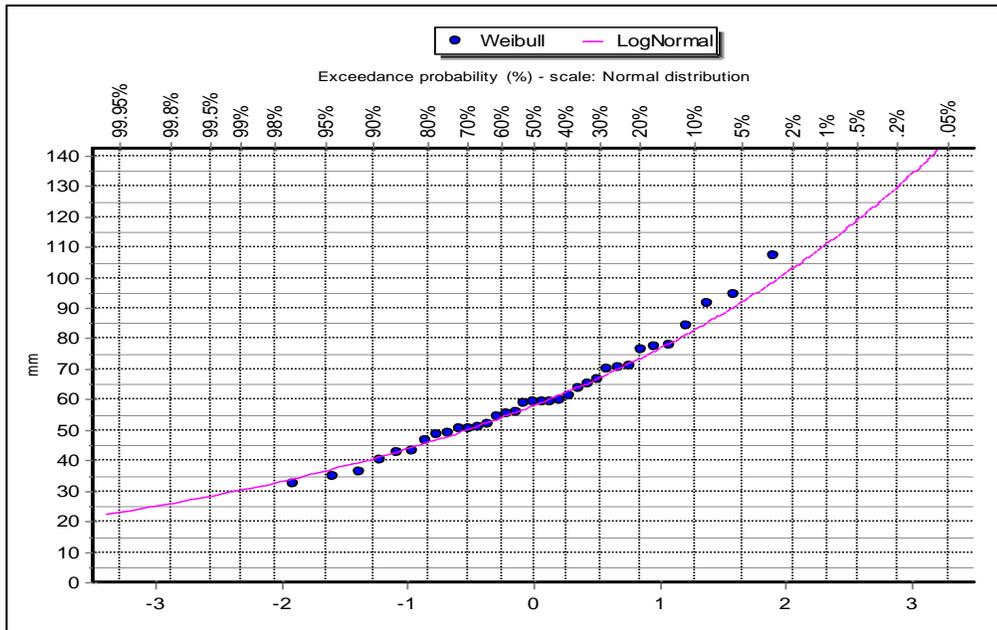


Figura 18: Función de Distribución Log Normal 2 Parámetros – Est. Puerto Ocopa

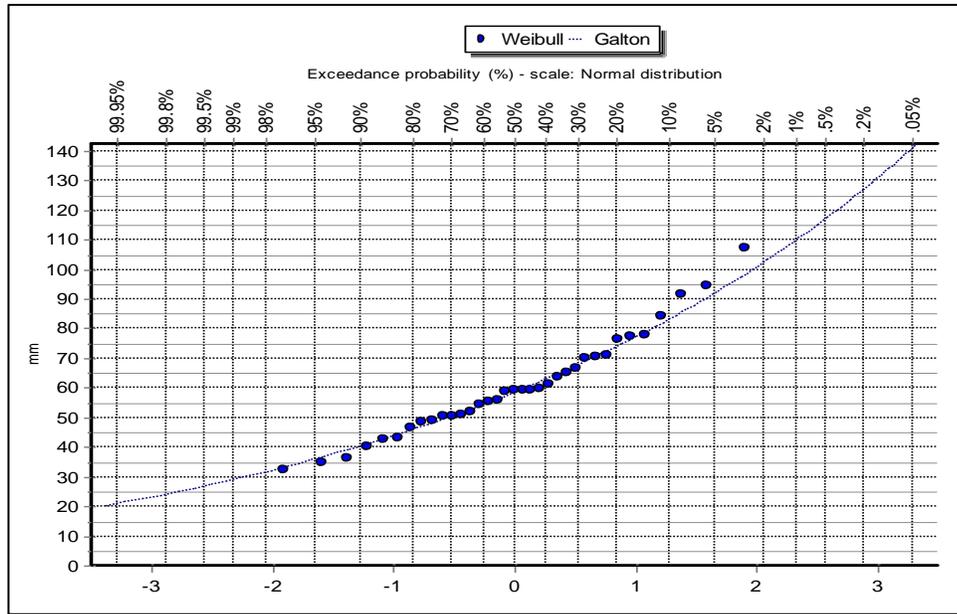


Figura 19: Función de Distribución Log Normal 3 Parámetros – Est. Puerto Ocopa

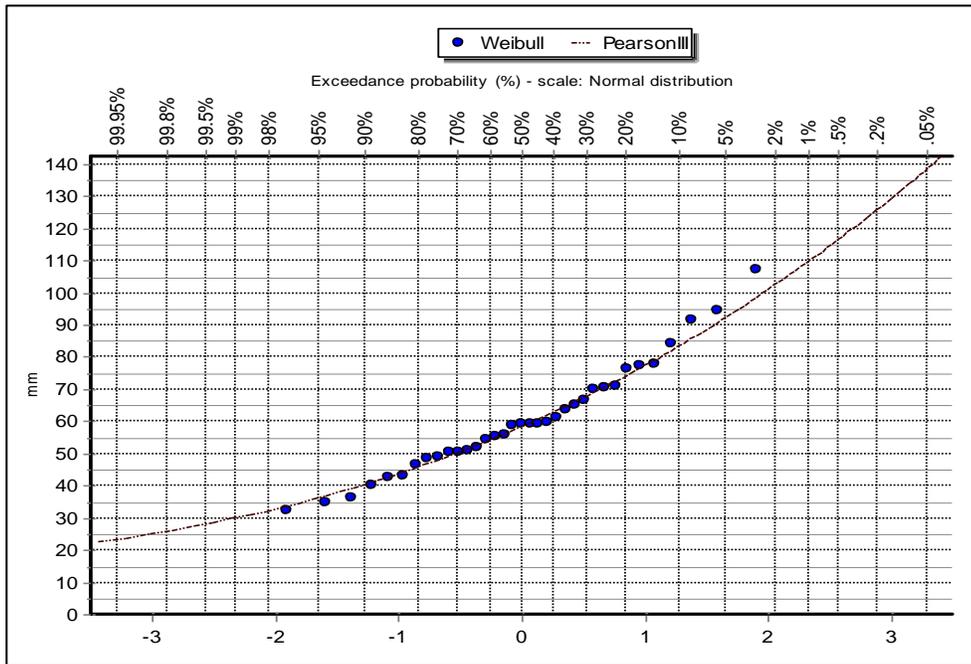


Figura 20: Función de Distribución Pearson III – Est. Puerto Ocopa

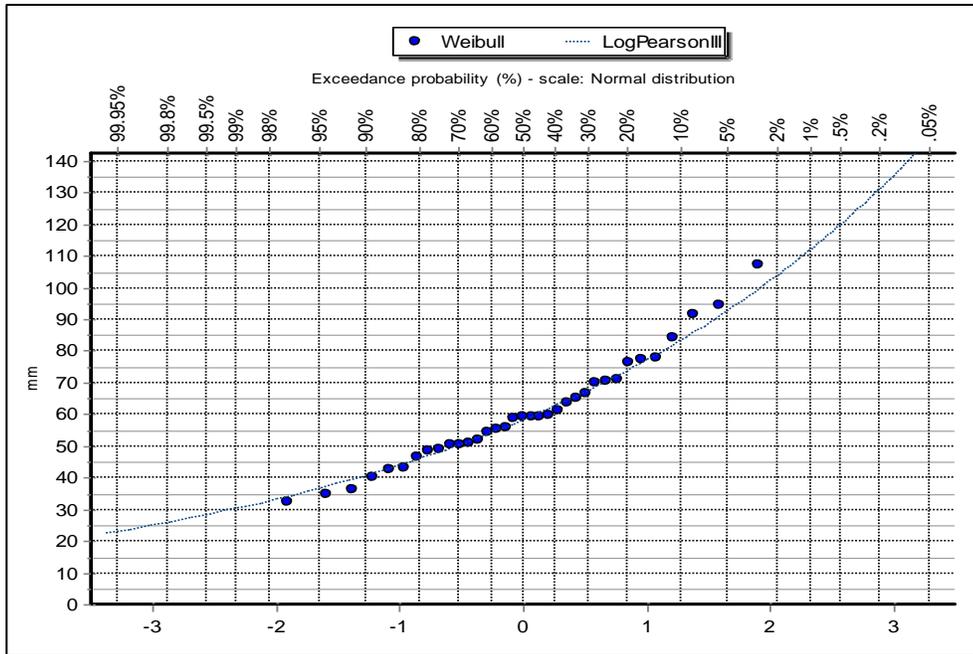


Figura 21: Función de Distribución Log Pearson III – Est. Puerto Ocopa

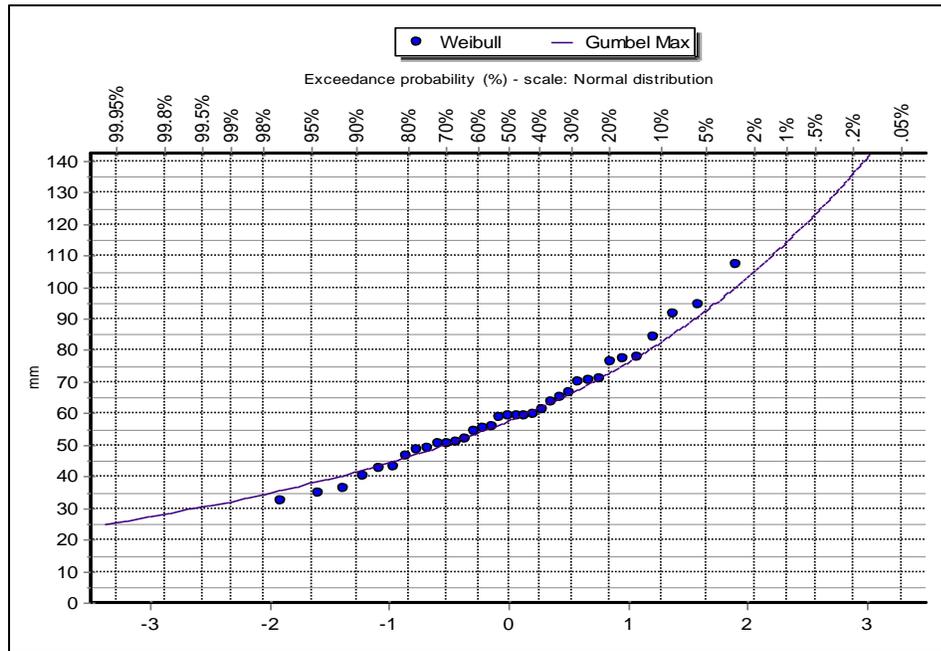


Figura 22: Función de Distribución Gumbel Extremo – Est. Puerto Ocopa

Cuadro N° 6: Método Kolmogorov-Smirnov – Est. Satipo

ESTACIÓN SATIPO					
Test: Kolmogorov-Smirnov					
Función de distribución	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	85.46%	0.0905
LogNormal 2P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.50%	0.0614
LogNormal 3P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.52%	0.0613
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	98.30%	0.0684
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.73%	0.0587
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.83%	0.0568

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 7: Método X – Square (Chi Cuadrado) – Est. Satipo

ESTACIÓN SATIPO					
Test: X-Square (Chi Cuadrado)					
Función de distribución	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	29.04%	3.7442
LogNormal 2P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.25%	0.9535
LogNormal 3P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.06%	0.3954
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	82.06%	0.3954
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	46.96%	1.5116
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	81.25%	0.9535

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 8: Método Kolmogorov-Smirnov – Est Puerto Ocopa

ESTACIÓN PUERTO OCOPA					
Test: Kolmogorov-Smirnov					
Función de distribución	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	79.68%	0.1043
LogNormal 2P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.99%	0.0493
LogNormal 3P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.92%	0.0572
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.96%	0.0550
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.99%	0.0504
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99.97%	0.0539

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 9: Método X – Square (Chi Cuadrado) – Est. Puerto Ocopa

ESTACIÓN PUERTO OCOPA					
Test: X-Square (Chi Cuadrado)					
Función de distribución	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	Pearson Param.
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	36.79%	2.0000
LogNormal 2P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.14%	0.8571
LogNormal 3P	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	44.97%	0.5714
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	35.45%	0.8571
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	35.45%	0.8571
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	65.14%	0.8571

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 10: Método Error Cuadrático Mínimo – Est. Puerto Ocopa

Elección de la función de distribución por método de error cuadrático mínimo														
Orden	Weibull	Ppmáx.24h	Normal		Log-Normal-2P		Log-Normal-3P		Pearson-III		Log-Pearson-III		Gumbel	
			χ_{o_i} (mm)	$(\chi_i - \chi_{o_i})^2$										
1	0.028	32.40	27.49	24.11	34.05	2.72	32.65	0.06	34.93	6.40	33.41	1.02	35.88	12.11
2	0.056	34.90	33.01	3.57	37.24	5.48	36.27	1.88	37.70	7.84	36.67	3.13	38.78	15.05
3	0.083	36.10	36.63	0.28	39.49	11.49	38.79	7.24	39.72	13.10	38.96	8.18	40.82	22.28
4	0.111	40.30	39.42	0.77	41.32	1.04	40.81	0.26	41.41	1.23	40.84	0.29	42.49	4.80
5	0.139	42.70	41.75	0.90	42.92	0.05	42.55	0.02	42.90	0.04	42.47	0.05	43.93	1.51
6	0.167	43.00	43.78	0.61	44.35	1.82	44.11	1.23	44.26	1.59	43.94	0.88	45.24	5.02
7	0.194	46.60	45.60	1.00	45.68	0.85	45.55	1.10	45.53	1.14	45.31	1.66	46.45	0.02
8	0.222	48.60	47.26	1.80	46.94	2.76	46.89	2.92	46.74	3.46	46.60	4.00	47.60	1.00
9	0.250	48.90	48.81	0.01	48.13	0.59	48.17	0.53	47.91	0.98	47.83	1.14	48.70	0.04
10	0.278	50.20	50.28	0.01	49.29	0.83	49.40	0.64	49.04	1.35	49.02	1.39	49.77	0.18
11	0.306	50.60	51.67	1.14	50.42	0.03	50.59	0.00	50.15	0.20	50.18	0.18	50.81	0.04
12	0.333	50.80	53.01	4.88	51.52	0.52	51.75	0.90	51.24	0.19	51.33	0.28	51.84	1.08
13	0.361	51.80	54.30	6.25	52.62	0.67	52.90	1.21	52.33	0.28	52.45	0.42	52.86	1.12
14	0.389	54.30	55.56	1.59	53.70	0.36	54.03	0.07	53.41	0.79	53.58	0.52	53.88	0.18
15	0.417	55.40	56.79	1.93	54.79	0.37	55.16	0.06	54.50	0.81	54.70	0.49	54.90	0.25
16	0.444	55.90	58.01	4.45	55.88	0.00	56.29	0.15	55.60	0.09	55.83	0.00	55.94	0.00
17	0.472	58.60	59.21	0.37	56.98	2.62	57.42	1.39	56.70	3.61	56.97	2.66	56.99	2.59
18	0.500	59.10	60.40	1.69	58.10	1.00	58.56	0.29	57.83	1.61	58.13	0.94	58.06	1.08
19	0.528	59.10	61.60	6.25	59.23	0.02	59.72	0.38	58.98	0.01	59.31	0.04	59.15	0.00
20	0.556	59.10	62.80	13.69	60.40	1.69	60.91	3.28	60.17	1.14	60.52	2.02	60.28	1.39
21	0.583	59.50	64.01	20.34	61.60	4.41	62.12	6.86	61.39	3.57	61.77	5.15	61.45	3.80
22	0.611	61.20	65.25	16.40	62.85	2.72	63.38	4.75	62.66	2.13	63.07	3.50	62.67	2.16
23	0.639	63.80	66.51	7.34	64.15	0.12	64.68	0.77	63.98	0.03	64.42	0.38	63.95	0.02
24	0.667	65.20	67.80	6.76	65.51	0.10	66.04	0.71	65.37	0.03	65.84	0.41	65.29	0.01
25	0.694	66.40	69.14	7.51	66.95	0.30	67.47	1.14	66.84	0.19	67.33	0.86	66.73	0.11
26	0.722	70.00	70.53	0.28	68.48	2.31	68.99	1.02	68.41	2.53	68.93	1.14	68.26	3.03
27	0.750	70.20	71.99	3.20	70.12	0.01	70.61	0.17	70.09	0.01	70.65	0.20	69.93	0.07
28	0.778	70.80	73.54	7.51	71.91	1.23	72.36	2.43	71.92	1.25	72.52	2.96	71.75	0.90
29	0.806	76.50	75.21	1.66	73.88	6.86	74.28	4.93	73.95	6.50	74.59	3.65	73.78	7.40
30	0.833	77.10	77.03	0.00	76.10	1.00	76.43	0.45	76.21	0.79	76.91	0.04	76.08	1.04
31	0.861	77.70	79.06	1.85	78.65	0.90	78.88	1.39	78.82	1.25	79.58	3.53	78.76	1.12
32	0.889	84.20	81.39	7.90	81.67	6.40	81.77	5.90	81.92	5.20	82.76	2.07	81.98	4.93
33	0.917	91.50	84.18	53.58	85.46	36.48	85.35	37.82	85.78	32.72	86.75	22.56	86.07	29.48
34	0.944	94.60	87.79	46.38	90.63	15.76	90.19	19.45	91.02	12.82	92.19	5.81	91.74	8.18
35	0.972	107.00	93.32	187.14	99.13	61.94	98.02	80.64	99.59	54.91	101.19	33.76	101.29	32.60
$\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$			443.17		175.46		192.08		169.83		115.35		164.63	
$C = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2}$			21.05		13.25		13.86		13.03		10.74		12.83	

Cuadro N° 11: Método Error Cuadrático Mínimo – Est. Satipo

Elección de la función de distribución por método de error cuadrático mínimo														
Orden	Weibull	Ppm _{máx.24h} χ_{e_i} (mm)	Normal		Log-Normal-2P		Log-Normal-3P		Pearson-III		Log-Pearson-III		Gumbel	
			χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$										
1	0.023	41.00	36.70	18.49	44.48	12.11	45.25	18.06	48.70	59.29	45.75	22.56	48.28	53.00
2	0.045	45.00	42.92	4.33	48.17	10.05	48.73	13.91	51.03	36.36	49.19	17.56	51.37	40.58
3	0.068	45.70	46.96	1.59	50.73	25.30	51.16	29.81	52.79	50.27	51.58	34.57	53.51	61.00
4	0.091	51.80	50.06	3.03	52.78	0.96	53.12	1.74	54.28	6.15	53.50	2.89	55.23	11.76
5	0.114	55.00	52.63	5.62	54.54	0.21	54.80	0.04	55.62	0.38	55.16	0.03	56.72	2.96
6	0.136	58.00	54.85	9.92	56.11	3.57	56.31	2.86	56.85	1.32	56.65	1.82	58.06	0.00
7	0.159	60.30	56.83	12.04	57.55	7.56	57.70	6.76	58.00	5.29	58.01	5.24	59.28	1.04
8	0.182	62.20	58.63	12.74	58.90	10.89	59.00	10.24	59.11	9.55	59.28	8.53	60.43	3.13
9	0.205	62.30	60.30	4.00	60.17	4.54	60.23	4.28	60.17	4.54	60.49	3.28	61.52	0.61
10	0.227	62.80	61.86	0.88	61.38	2.02	61.40	1.96	61.20	2.56	61.64	1.35	62.57	0.05
11	0.250	63.80	63.33	0.22	62.55	1.56	62.54	1.59	62.21	2.53	62.75	1.10	63.58	0.05
12	0.273	64.00	64.74	0.55	63.68	0.10	63.64	0.13	63.21	0.62	63.83	0.03	64.57	0.32
13	0.295	64.80	66.09	1.66	64.79	0.00	64.72	0.01	64.19	0.37	64.89	0.01	65.54	0.55
14	0.318	68.00	67.39	0.37	65.88	4.49	65.78	4.93	65.17	8.01	65.93	4.28	66.50	2.25
15	0.341	68.00	68.65	0.42	66.95	1.10	66.83	1.37	66.15	3.42	66.96	1.08	67.44	0.31
16	0.364	68.70	69.88	1.39	68.01	0.48	67.87	0.69	67.12	2.50	67.98	0.52	68.39	0.10
17	0.386	69.80	71.08	1.64	69.06	0.55	68.91	0.79	68.10	2.89	69.00	0.64	69.33	0.22
18	0.409	70.40	72.26	3.46	70.12	0.08	69.94	0.21	69.09	1.72	70.01	0.15	70.27	0.02
19	0.432	71.40	73.43	4.12	71.17	0.05	70.98	0.18	70.09	1.72	71.03	0.14	71.22	0.03
20	0.455	71.90	74.58	7.18	72.23	0.11	72.02	0.01	71.10	0.64	72.05	0.02	72.18	0.08
21	0.477	73.20	75.73	6.40	73.30	0.01	73.08	0.01	72.13	1.14	73.09	0.01	73.16	0.00
22	0.500	74.40	76.87	6.10	74.38	0.00	74.14	0.07	73.18	1.49	74.13	0.07	74.15	0.06
23	0.523	74.40	78.01	13.03	75.47	1.14	75.23	0.69	74.25	0.02	75.20	0.64	75.16	0.58
24	0.545	74.60	79.16	20.79	76.58	3.92	76.33	2.99	75.35	0.56	76.28	2.82	76.19	2.53
25	0.568	77.40	80.31	8.47	77.72	0.10	77.46	0.00	76.48	0.85	77.39	0.00	77.25	0.02
26	0.591	79.50	81.48	3.92	78.89	0.37	78.63	0.76	77.65	3.42	78.54	0.92	78.35	1.32
27	0.614	81.50	82.66	1.35	80.09	1.99	79.82	2.82	78.87	6.92	79.71	3.20	79.48	4.08
28	0.636	82.20	83.86	2.76	81.34	0.74	81.06	1.30	80.13	4.28	80.93	1.61	80.66	2.37
29	0.659	82.80	85.09	5.24	82.63	0.03	82.35	0.20	81.45	1.82	82.20	0.36	81.89	0.83
30	0.682	82.80	86.35	12.60	83.97	1.37	83.70	0.81	82.83	0.00	83.52	0.52	83.18	0.14
31	0.705	83.40	87.65	18.06	85.38	3.92	85.11	2.92	84.30	0.81	84.91	2.28	84.55	1.32
32	0.727	85.00	89.00	16.00	86.86	3.46	86.60	2.56	85.84	0.71	86.38	1.90	86.00	1.00
33	0.750	86.80	90.41	13.03	88.44	2.69	88.18	1.90	87.50	0.49	87.94	1.30	87.55	0.56
34	0.773	87.90	91.88	15.84	90.12	4.93	89.88	3.92	89.28	1.90	89.62	2.96	89.21	1.72
35	0.795	88.60	93.44	23.43	91.94	11.16	91.72	9.73	91.22	6.86	91.43	8.01	91.03	5.90
36	0.818	89.70	95.11	29.27	93.92	17.81	93.72	16.16	93.34	13.25	93.41	13.76	93.03	11.09
37	0.841	98.50	96.91	2.53	96.11	5.71	95.95	6.50	95.71	7.78	95.61	8.35	95.27	10.43
38	0.864	100.40	98.89	2.28	98.58	3.31	98.46	3.76	98.39	4.04	98.10	5.29	97.82	6.66
39	0.886	103.00	101.11	3.57	101.42	2.50	101.35	2.72	101.50	2.25	100.97	4.12	100.79	4.88
40	0.909	104.60	103.68	0.85	104.81	0.04	104.82	0.05	105.23	0.40	104.41	0.04	104.38	0.05
41	0.932	106.80	106.78	0.00	109.05	5.06	109.17	5.62	109.95	9.92	108.75	3.80	108.95	4.62
42	0.955	119.00	110.82	66.91	114.84	17.31	115.13	14.98	116.43	6.60	114.71	18.40	115.31	13.62
43	0.977	144.00	117.04	726.84	124.35	386.12	125.01	360.62	127.20	282.24	124.62	375.58	126.05	322.20
$\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$				1,092.93		559.43		540.69		557.90		561.77		574.06
$C = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2}$				33.06		23.65		23.25		23.62		23.70		23.96

FUENTE: Elaboración Propia

4.4. SELECCIÓN DE LA FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN

Para el presente proyecto se ha seleccionado el método de Error Cuadrático Mínimo para determinar las funciones que mejor se ajusten a los datos de estaciones y determinar los valores de presiones para diferentes periodos de retorno. Según las pruebas de Error Cuadrático Mínimo, las funciones que más se ajustan son: Log Normal 3 parámetros en la estación Satipo y Log Pearson III en la estación Puerto Ocopa como se observa en los cuadros N° 10 y 11.

Cuadro N° 12: Distribución Log Normal 3 Parámetros - Est. Satipo

Probability	Periodo Retorno	Distribución	Desviación Estándar
	Años	Value	Value
0.995	200	145.81	20.59
0.990	100	136.38	16.22
0.980	50	126.8	12.35
0.960	25	116.98	9.04
0.900	10	103.35	5.77
0.800	5	92.1	4.35
0.667	3	82.81	3.80
0.500	2	74.14	3.40

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 13: Distribución Log Pearson III - Est. Puerto Ocopa

Probability	Periodo Retorno	Distribución	Desviación Estándar
	Años	Value	Value
0.995	200	122.55	18.68
0.990	100	114.01	14.76
0.980	50	105.35	11.37
0.960	25	96.5	8.52
0.900	10	84.23	5.67
0.800	5	74.15	4.25
0.667	3	65.85	3.54
0.500	2	58.13	3.07

FUENTE: Elaboración Propia

4.5. CÁLCULO DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA (IDF)

Mediante la regresión lineal múltiple se determinó los valores de los coeficientes K, m y n de la ecuación, para determinar dichas constantes se ha calculado las precipitaciones de la lluvia en diferentes periodos de duración a través del método Dick y Peschke (ver cuadro N° 14 y 20), luego se calculó la intensidad dividiendo entre el periodo de duración (ver cuadro N° 15 y 21), seguidamente se sacó logaritmo para proceder a la regresión lineal múltiple.

4.5.1. Cálculo IDF Estación Satipo:

Cuadro N° 14: PPmax24h por periodos de duración – Est. Satipo

Precipitaciones Máximas por periodos de duración (mm)								
TR	P.Max 24 horas	Duración en minutos						
		5	15	30	60	120	180	360
200	145.81	35.4	46.6	55.4	65.9	78.3	86.7	103.1
100	136.38	33.1	43.6	51.8	61.6	73.3	81.1	96.4
50	126.80	30.8	40.5	48.2	57.3	68.1	75.4	89.7
25	116.98	28.4	37.4	44.4	52.9	62.9	69.6	82.7
10	103.35	25.1	33.0	39.3	46.7	55.5	61.5	73.1
5	92.10	22.4	29.4	35.0	41.6	49.5	54.8	65.1
3	82.81	20.1	26.5	31.5	37.4	44.5	49.2	58.6
2	74.14	18.0	23.7	28.2	33.5	39.8	44.1	52.4

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 15: Intensidades por periodos de duración – Est. Satipo

Intensidades Máximas (mm/h)							
TR	Duración en minutos						
	5	15	30	60	120	180	360
200	424.7	186.3	110.8	65.9	39.2	28.9	17.2
100	397.3	174.3	103.6	61.6	36.6	27.0	16.1
50	369.4	162.0	96.3	57.3	34.1	25.1	14.9
25	340.8	149.5	88.9	52.9	31.4	23.2	13.8
10	301.1	132.1	78.5	46.7	27.8	20.5	12.2
5	268.3	117.7	70.0	41.6	24.7	18.3	10.9
3	241.2	105.8	62.9	37.4	22.2	16.4	9.8
2	216.0	94.7	56.3	33.5	19.9	14.7	8.7

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 16: Obtención de logaritmo – Est. Satipo

$X_2 = \log a$	0.70	1.18	1.48	1.78	2.08	2.26	2.56
$X_1 = \log T$	2.30	2.63	2.27	2.04	1.82	1.59	1.2351
	2.00	2.60	2.24	2.02	1.79	1.56	1.21
	1.70	2.57	2.21	1.98	1.76	1.53	1.17
	1.40	2.53	2.17	1.95	1.72	1.50	1.14
	1.00	2.48	2.12	1.90	1.67	1.44	1.09
	0.70	2.43	2.07	1.84	1.62	1.39	1.04
	0.48	2.38	2.02	1.80	1.57	1.35	0.99
	0.30	2.33	1.98	1.75	1.52	1.30	0.94

$$Y = \log i$$

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 17: Resultados de la Regresión Lineal múltiple – Est. Satipo

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Resumen								
2									
3	Estadísticas de la regresión								
4	Coefficiente	0.99947415							
5	Coefficiente	0.99894858							
6	R^2 ajustado	0.9989089							
7	Error típico	0.01534439							
8	Observacion	56							
9									
10	ANÁLISIS DE VARIANZA								
11		<i>Grados de libertad de cuadrado de los cua</i>		<i>F</i>	<i>valor crítico de F</i>				
12	Regresión	2	11.8560927	5.92804634	25177.4805	1.1942E-79			
13	Residuos	53	0.01247887	0.00023545					
14	Total	55	11.8685716						
15									
16		<i>Coefficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>	<i>Inferior 95.0%</i>	<i>superior 95.0%</i>
17	Intercepción	2.8418055	0.00723636	392.712041	1.7428E-93	2.8272912	2.8563198	2.8272912	2.8563198
18	Variable X 1	0.14283611	0.00299384	47.7099414	3.1967E-45	0.13683122	0.148841	0.13683122	0.148841
19	Variable X 2	-0.75	0.00342046	-219.268608	4.4347E-80	-0.75686058	-0.74313942	-0.75686058	-0.74313942
20									
21									
22									

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 18: Ecuación de Intensidad – Est. Satipo

$$I = \frac{694.71 * T^{0.14}}{t^{0.75}}$$

Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Período de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 19: Intensidades de lluvia – Est. Satipo

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	229.39	136.40	100.63	81.10	68.60	59.84	53.30	48.22	44.15	40.79	37.98	35.58
5	261.47	155.47	114.70	92.44	78.20	68.20	60.76	54.97	50.32	46.50	43.29	40.55
10	288.68	171.65	126.64	102.06	86.33	75.30	67.08	60.69	55.56	51.34	47.79	44.77
25	329.04	195.65	144.35	116.33	98.41	85.83	76.46	69.17	63.32	58.51	54.48	51.04
50	363.29	216.01	159.37	128.44	108.65	94.76	84.42	76.37	69.92	64.60	60.15	56.35
100	401.10	238.49	175.96	141.81	119.96	104.63	93.20	84.32	77.19	71.33	66.41	62.21
200	442.84	263.32	194.27	156.57	132.44	115.51	102.90	93.10	85.22	78.75	73.32	68.69
500	504.76	300.13	221.44	178.46	150.96	131.67	117.29	106.11	97.14	89.76	83.57	78.29

FUENTE: Elaboración Propia

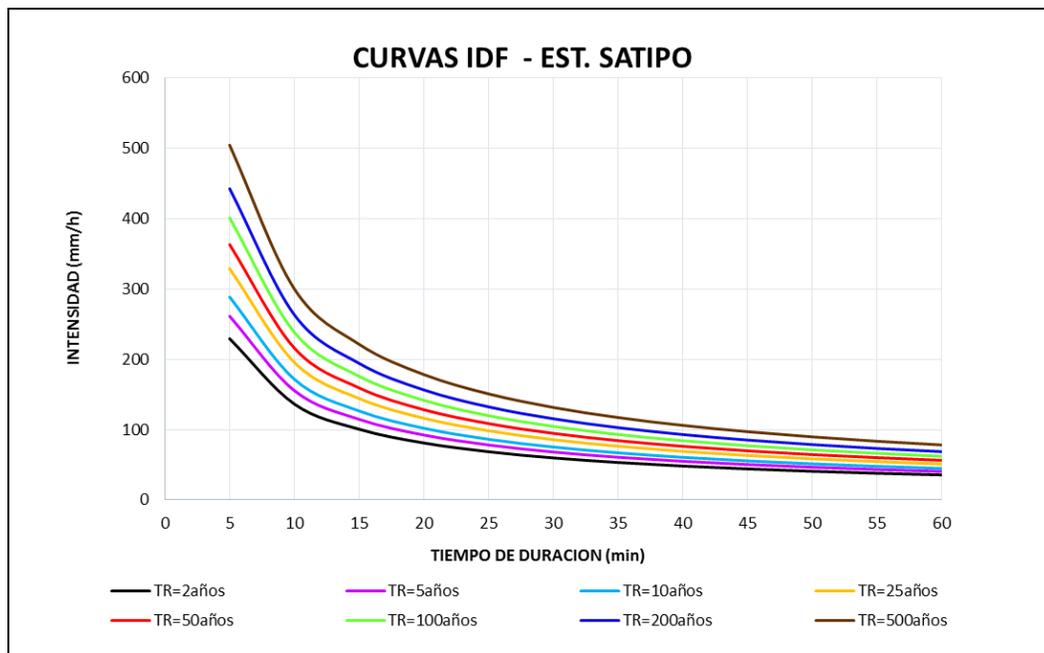


Figura 23: Curva IDF – Est. Satipo

4.5.2. Cálculo IDF Estación Puerto Ocopa:

Cuadro N° 20: PPmax24h por periodos de duración – Est. Puerto Ocopa

Precipitaciones Máximas por periodos de duración (mm)								
TR	P.Max	Duración en minutos						
		24 horas	5	15	30	60	120	180
200	122.55	29.7	39.2	46.6	55.4	65.8	72.9	86.7
100	114.01	27.7	36.4	43.3	51.5	61.3	67.8	80.6
50	105.35	25.6	33.7	40.0	47.6	56.6	62.6	74.5
25	96.50	23.4	30.8	36.7	43.6	51.8	57.4	68.2
10	84.23	20.4	26.9	32.0	38.1	45.3	50.1	59.6
5	74.15	18.0	23.7	28.2	33.5	39.8	44.1	52.4
3	65.85	16.0	21.0	25.0	29.8	35.4	39.2	46.6
2	58.13	14.1	18.6	22.1	26.3	31.2	34.6	41.1

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 21: Intensidades por periodos de duración – Est. Puerto Ocopa

Intensidades Máximas (mm/h)							
TR	Duración en minutos						
	5	15	30	60	120	180	360
200	357.0	156.6	93.1	55.4	32.9	24.3	14.4
100	332.1	145.7	86.6	51.5	30.6	22.6	13.4
50	306.9	134.6	80.0	47.6	28.3	20.9	12.4
25	281.1	123.3	73.3	43.6	25.9	19.1	11.4
10	245.4	107.6	64.0	38.1	22.6	16.7	9.9
5	216.0	94.8	56.3	33.5	19.9	14.7	8.7
3	191.8	84.1	50.0	29.8	17.7	13.1	7.8
2	169.3	74.3	44.2	26.3	15.6	11.5	6.9

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 22: Obtención de logaritmo – Est. Puerto Ocopa

$X_2 = \log d \rightarrow$		0.70	1.18	1.48	1.78	2.08	2.26	2.56
$X_1 = \log T$	2.30	2.55	2.19	1.97	1.74	1.52	1.39	1.1596
	2.00	2.52	2.16	1.94	1.71	1.49	1.35	1.13
	1.70	2.49	2.13	1.90	1.68	1.45	1.32	1.09
	1.40	2.45	2.09	1.87	1.64	1.41	1.28	1.06
	1.00	2.39	2.03	1.81	1.58	1.35	1.22	1.00
	0.70	2.33	1.98	1.75	1.53	1.30	1.17	0.94
	0.48	2.28	1.93	1.70	1.47	1.25	1.12	0.89
	0.30	2.23	1.87	1.65	1.42	1.19	1.06	0.84

FUENTE: Elaboración Propia

$$Y = \log i$$

Cuadro N° 23: Resultados de la Regresión Lineal múltiple – Est. Puerto Ocopa

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Resumen								
2									
3	Estadísticas de la regresión								
4	Coeficiente	0.99931089							
5	Coeficiente	0.99862225							
6	R^2 ajustado	0.99857026							
7	Error típico	0.01765174							
8	Observacion	56							
9									
10	ANÁLISIS DE VARIANZA								
11		<i>Grados de libertad de cuadrado de los cua</i>		<i>F</i>	<i>valor crítico de F</i>				
12	Regresión	2	11.9696754	5.98483771	19207.7976	1.5417E-76			
13	Residuos	53	0.01651394	0.00031158					
14	Total	55	11.9861894						
15									
16		<i>Coeficientes</i>	<i>Error típico</i>	<i>Estadístico t</i>	<i>Probabilidad</i>	<i>Inferior 95%</i>	<i>Superior 95%</i>	<i>nferior 95.0%</i>	<i>uperior 95.0%</i>
17	Intercepción	2.73582907	0.00832449	328.648068	2.1816E-89	2.71913225	2.75252589	2.71913225	2.75252589
18	Variable X 1	0.15724507	0.00344403	45.6572921	3.1141E-44	0.15033722	0.16415291	0.15033722	0.16415291
19	Variable X 2	-0.75	0.0039348	-190.606943	7.3661E-77	-0.75789221	-0.74210779	-0.75789221	-0.74210779
20									
21									

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 24: Ecuación de Intensidad – Est. Puerto Ocopa

$$I = \frac{544.29 * T^{0.16}}{t^{0.75}}$$

Donde:

- I = intensidad de precipitación (mm/hr)
- T = Periodo de Retorno (años)
- t = Tiempo de duración de precipitación (min)

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 25: Intensidades de lluvia – Est. Puerto Ocopa

Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	181.53	107.94	79.63	64.18	54.29	47.35	42.18	38.16	34.93	32.28	30.05	28.15
5	209.66	124.66	91.98	74.13	62.70	54.69	48.72	44.08	40.35	37.28	34.71	32.52
10	233.80	139.02	102.57	82.66	69.92	60.99	54.33	49.15	45.00	41.58	38.71	36.26
25	270.04	160.56	118.46	95.47	80.76	70.44	62.75	56.77	51.97	48.02	44.71	41.88
50	301.13	179.05	132.10	106.47	90.06	78.55	69.97	63.31	57.95	53.55	49.86	46.71
100	335.81	199.67	147.32	118.73	100.43	87.59	78.03	70.60	64.63	59.72	55.60	52.08
200	374.48	222.67	164.28	132.40	112.00	97.68	87.02	78.72	72.07	66.59	62.00	58.08
500	432.52	257.18	189.74	152.92	129.35	112.82	100.50	90.93	83.24	76.91	71.61	67.08

FUENTE: Elaboración Propia

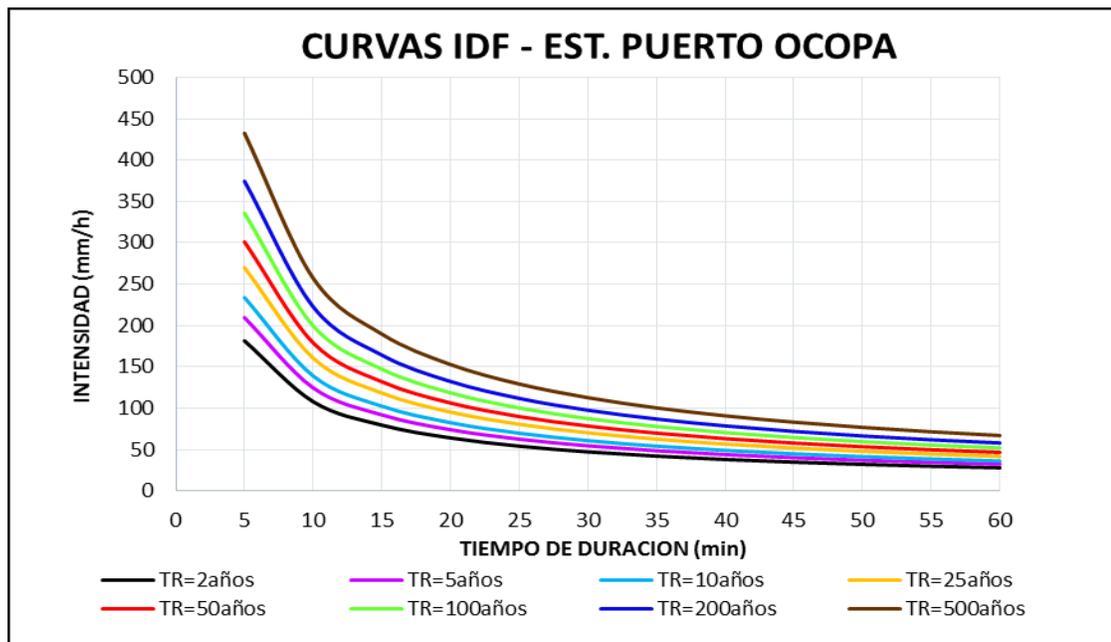


Figura 24: Curva IDF – Est. Puerto Ocopa

4.6. ELABORACIÓN DEL HIETOGRAMA

Una vez obtenidos las intensidades mediante los coeficientes k, m y n se ha determinado los hietogramas para diferentes periodos de retorno, el método de bloque alterno distribuye la precipitación máxima de 24 horas a lo largo del día de tal forma que simula un hietograma de precipitación teórico con el cual se podrá calcular la escorrentía.

Cuadro N° 26: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Satipo

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	56.35	56.346	56.346	0-60	1.320
120	33.50	67.008	10.661	60-120	1.411
180	24.72	74.156	7.148	120-180	1.518
240	19.92	79.686	5.530	180-240	1.647
300	16.85	84.258	4.572	240-300	1.804
360	14.70	88.187	3.929	300-360	2.001
420	13.09	91.652	3.465	360-420	2.257
480	11.85	94.763	3.111	420-480	2.605
540	10.84	97.595	2.832	480-540	3.111
600	10.02	100.200	2.605	540-600	3.929
660	9.33	102.616	2.416	600-660	5.530
720	8.74	104.873	2.257	660-720	10.661
780	8.23	106.992	2.120	720-780	56.346
840	7.79	108.993	2.001	780-840	7.148
900	7.39	110.889	1.896	840-900	4.572
960	7.04	112.693	1.804	900-960	3.465
1020	6.73	114.414	1.721	960-1020	2.832
1080	6.45	116.061	1.647	1020-1080	2.416
1140	6.19	117.640	1.579	1080-1140	2.120
1200	5.96	119.158	1.518	1140-1200	1.896
1260	5.74	120.621	1.462	1200-1260	1.721
1320	5.55	122.032	1.411	1260-1320	1.579
1380	5.37	123.395	1.364	1320-1380	1.462
1440	5.20	124.715	1.320	1380-1440	1.364

FUENTE: Elaboración Propia

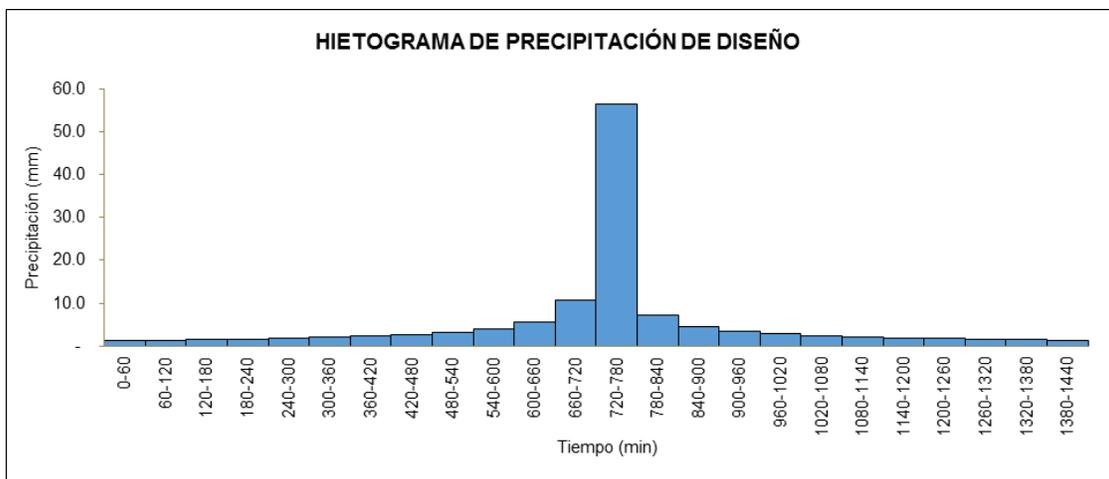


Figura 25: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Satipo

Cuadro N° 27: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Satipo

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	67.39	67.387	67.387	0-60	1.579
120	40.07	80.138	12.750	60-120	1.687
180	29.56	88.687	8.549	120-180	1.816
240	23.83	95.300	6.613	180-240	1.969
300	20.15	100.768	5.467	240-300	2.157
360	17.58	105.467	4.699	300-360	2.393
420	15.66	109.611	4.144	360-420	2.699
480	14.17	113.332	3.721	420-480	3.115
540	12.97	116.718	3.387	480-540	3.721
600	11.98	119.834	3.115	540-600	4.699
660	11.16	122.723	2.890	600-660	6.613
720	10.45	125.422	2.699	660-720	12.750
780	9.84	127.957	2.535	720-780	67.387
840	9.31	130.350	2.393	780-840	8.549
900	8.84	132.618	2.268	840-900	5.467
960	8.42	134.775	2.157	900-960	4.144
1020	8.05	136.833	2.058	960-1020	3.387
1080	7.71	138.802	1.969	1020-1080	2.890
1140	7.40	140.691	1.889	1080-1140	2.535
1200	7.13	142.507	1.816	1140-1200	2.268
1260	6.87	144.256	1.749	1200-1260	2.058
1320	6.63	145.943	1.687	1260-1320	1.889
1380	6.42	147.574	1.631	1320-1380	1.749
1440	6.21	149.153	1.579	1380-1440	1.631

FUENTE: Elaboración Propia

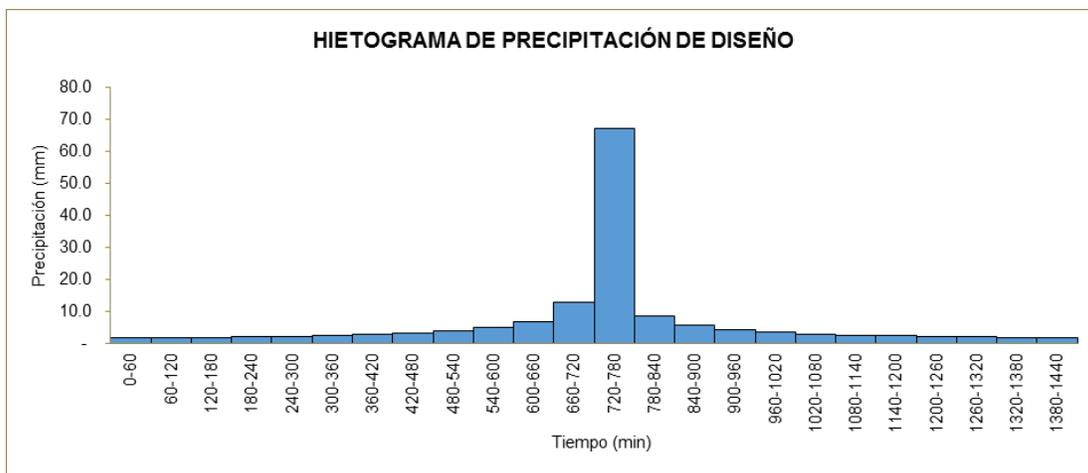


Figura 26: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Satipo

Cuadro N° 28: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Satipo

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	78.29	78.289	78.289	0-60	1.834
120	46.55	93.102	14.813	60-120	1.960
180	34.34	103.035	9.932	120-180	2.109
240	27.68	110.718	7.683	180-240	2.288
300	23.41	117.070	6.352	240-300	2.506
360	20.42	122.529	5.460	300-360	2.780
420	18.19	127.344	4.814	360-420	3.135
480	16.46	131.666	4.323	420-480	3.619
540	15.07	135.601	3.935	480-540	4.323
600	13.92	139.220	3.619	540-600	5.460
660	12.96	142.577	3.357	600-660	7.683
720	12.14	145.713	3.135	660-720	14.813
780	11.44	148.658	2.945	720-780	78.289
840	10.82	151.438	2.780	780-840	9.932
900	10.27	154.073	2.635	840-900	6.352
960	9.79	156.579	2.506	900-960	4.814
1020	9.35	158.970	2.391	960-1020	3.935
1080	8.96	161.258	2.288	1020-1080	3.357
1140	8.60	163.452	2.194	1080-1140	2.945
1200	8.28	165.562	2.109	1140-1200	2.635
1260	7.98	167.594	2.032	1200-1260	2.391
1320	7.71	169.554	1.960	1260-1320	2.194
1380	7.45	171.449	1.895	1320-1380	2.032
1440	7.22	173.283	1.834	1380-1440	1.895

FUENTE: Elaboración Propia

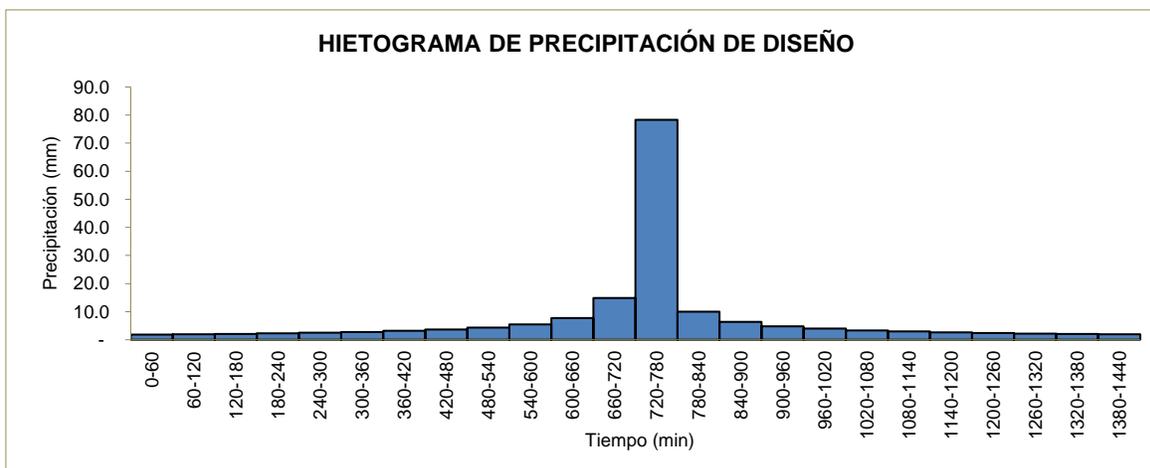


Figura 27: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Satipo

Cuadro N° 29: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Puerto Ocopa

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	46.71	46.706	46.706	0-60	1.094
120	27.77	55.543	8.837	60-120	1.170
180	20.49	61.468	5.925	120-180	1.258
240	16.51	66.052	4.584	180-240	1.365
300	13.97	69.841	3.789	240-300	1.495
360	12.18	73.098	3.257	300-360	1.658
420	10.85	75.970	2.872	360-420	1.871
480	9.82	78.549	2.579	420-480	2.159
540	8.99	80.897	2.347	480-540	2.579
600	8.31	83.056	2.159	540-600	3.257
660	7.73	85.059	2.003	600-660	4.584
720	7.24	86.929	1.871	660-720	8.837
780	6.82	88.686	1.757	720-780	46.706
840	6.45	90.345	1.658	780-840	5.925
900	6.13	91.916	1.572	840-900	3.789
960	5.84	93.411	1.495	900-960	2.872
1020	5.58	94.838	1.427	960-1020	2.347
1080	5.34	96.203	1.365	1020-1080	2.003
1140	5.13	97.512	1.309	1080-1140	1.757
1200	4.94	98.771	1.258	1140-1200	1.572
1260	4.76	99.983	1.212	1200-1260	1.427
1320	4.60	101.152	1.170	1260-1320	1.309
1380	4.45	102.283	1.130	1320-1380	1.212
1440	4.31	103.377	1.094	1380-1440	1.130

FUENTE: Elaboración Propia

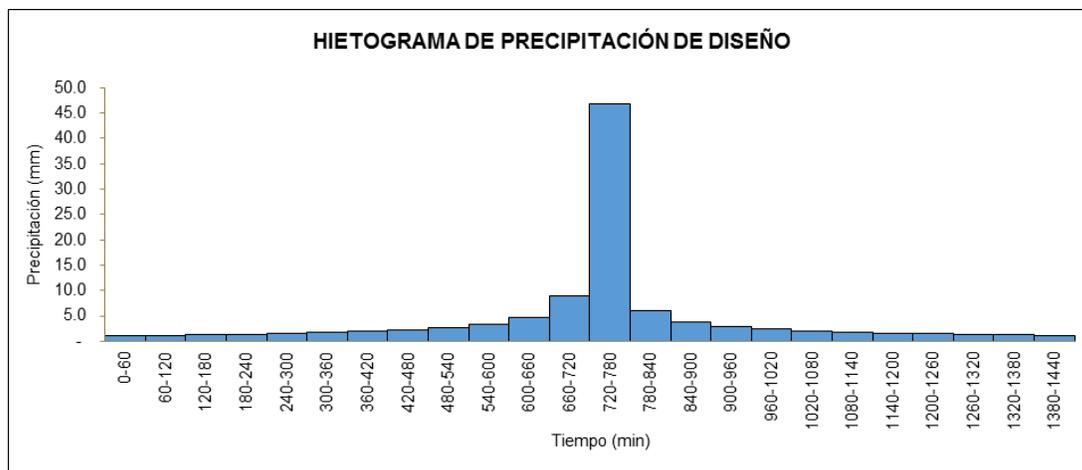


Figura 28: Hietograma de Precipitación TR = 50 años – Est. Puerto Ocopa

Cuadro N° 30: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Puerto Ocopa

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	56.88	56.875	56.875	0-60	1.332
120	33.82	67.636	10.761	60-120	1.424
180	24.95	74.852	7.216	120-180	1.532
240	20.11	80.434	5.582	180-240	1.662
300	17.01	85.048	4.615	240-300	1.821
360	14.84	89.014	3.966	300-360	2.019
420	13.22	92.512	3.497	360-420	2.278
480	11.96	95.652	3.140	420-480	2.629
540	10.95	98.511	2.858	480-540	3.140
600	10.11	101.140	2.629	540-600	3.966
660	9.42	103.579	2.439	600-660	5.582
720	8.82	105.857	2.278	660-720	10.761
780	8.31	107.996	2.140	720-780	56.875
840	7.86	110.016	2.019	780-840	7.216
900	7.46	111.930	1.914	840-900	4.615
960	7.11	113.750	1.821	900-960	3.497
1020	6.79	115.487	1.737	960-1020	2.858
1080	6.51	117.149	1.662	1020-1080	2.439
1140	6.25	118.744	1.594	1080-1140	2.140
1200	6.01	120.276	1.532	1140-1200	1.914
1260	5.80	121.752	1.476	1200-1260	1.737
1320	5.60	123.177	1.424	1260-1320	1.594
1380	5.42	124.553	1.376	1320-1380	1.476
1440	5.25	125.885	1.332	1380-1440	1.376

FUENTE: Elaboración Propia

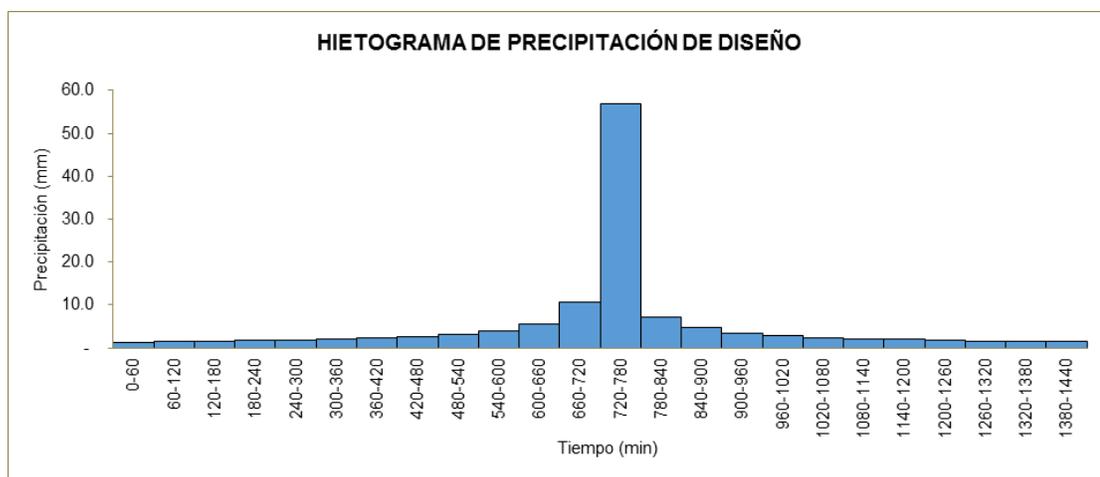


Figura 29: Hietograma de Precipitación TR = 175 años – Est. Puerto Ocopa

Cuadro N° 31: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Puerto Ocopa

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	67.08	67.083	67.083	0-60	1.571
120	39.89	79.776	12.693	60-120	1.680
180	29.43	88.287	8.511	120-180	1.808
240	23.72	94.870	6.584	180-240	1.960
300	20.06	100.313	5.443	240-300	2.147
360	17.50	104.991	4.678	300-360	2.382
420	15.59	109.116	4.125	360-420	2.687
480	14.10	112.820	3.704	420-480	3.101
540	12.91	116.192	3.371	480-540	3.704
600	11.93	119.293	3.101	540-600	4.678
660	11.11	122.170	2.877	600-660	6.584
720	10.40	124.856	2.687	660-720	12.693
780	9.80	127.380	2.524	720-780	67.083
840	9.27	129.762	2.382	780-840	8.511
900	8.80	132.020	2.258	840-900	5.443
960	8.39	134.167	2.147	900-960	4.125
1020	8.01	136.216	2.049	960-1020	3.371
1080	7.68	138.176	1.960	1020-1080	2.877
1140	7.37	140.057	1.880	1080-1140	2.524
1200	7.09	141.864	1.808	1140-1200	2.258
1260	6.84	143.605	1.741	1200-1260	2.049
1320	6.60	145.285	1.680	1260-1320	1.880
1380	6.39	146.909	1.624	1320-1380	1.741
1440	6.19	148.480	1.571	1380-1440	1.624

FUENTE: Elaboración Propia

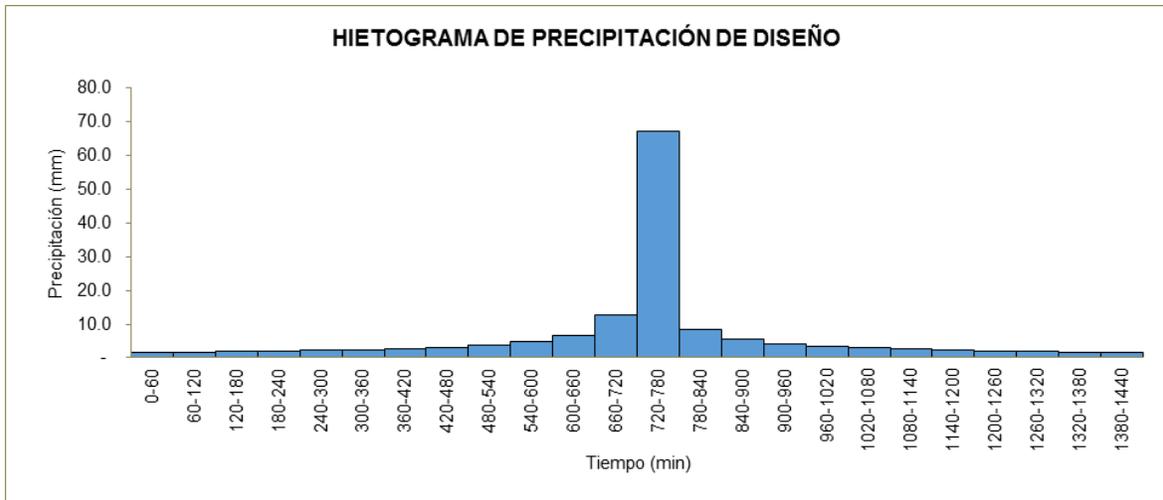


Figura 30: Hietograma de Precipitación TR = 500 años – Est. Puerto Ocopa

4.7. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS

Utilizando las herramientas SIG y los Modelos digitales de terreno (AsterDEM) con resolución espacial 30x 30m, proporcionados por la NASA, se procedió con la determinación de los parámetros geomorfológicos mediante el modelamiento de la cuenca con el software ArcGIS 10.2.2.

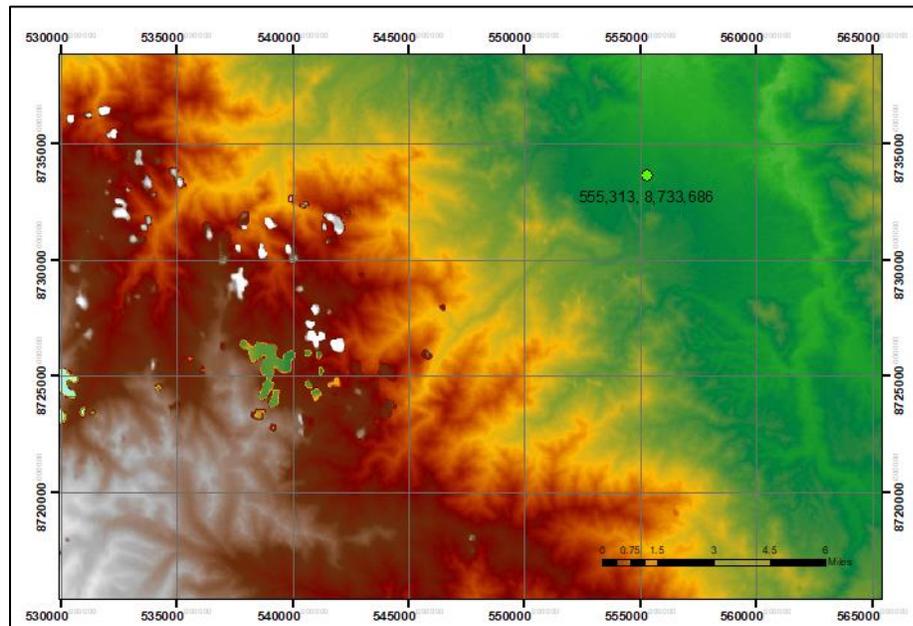


Figura 31: Imagen ASTERDEM Resolución 30m x 30m

A continuación, en las figuras N° 32 al 42 se muestran los procesos del modelamiento de la cuenca mediante la extensión HEC-GeoHMS v.10.2.

1. Corrección de errores en el DEM a través de la herramienta “Fill”

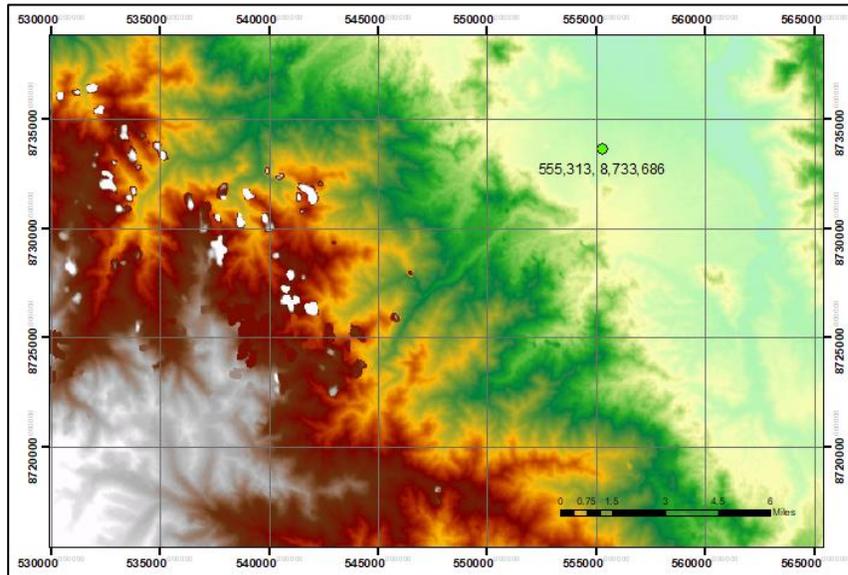


Figura 32: Imagen Corregida (Fill)

2. Generación de la dirección de flujo a través de la herramienta “Flow Direction”

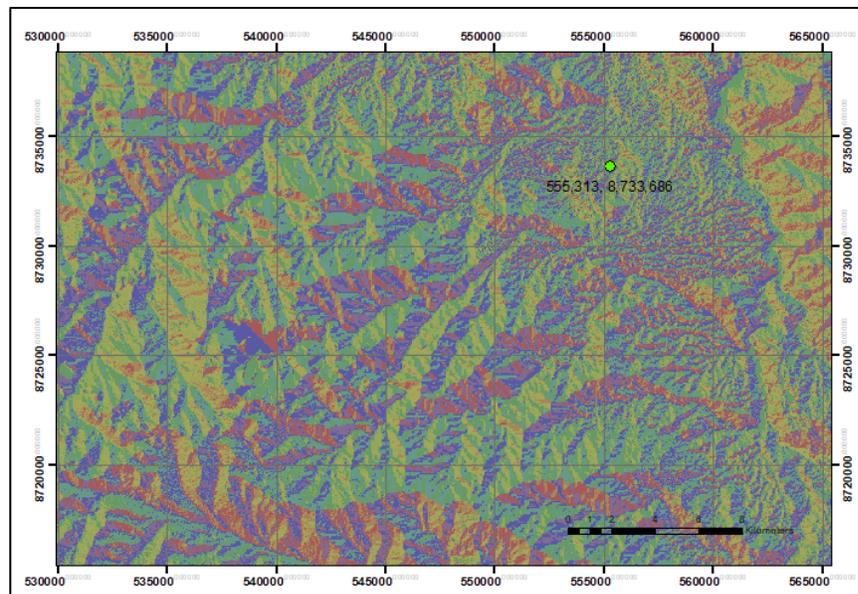


Figura 33: Dirección de Flujo (Flow Direction)

3. Generación de la Acumulación de flujo a través de la herramienta “Flow Accumulation”

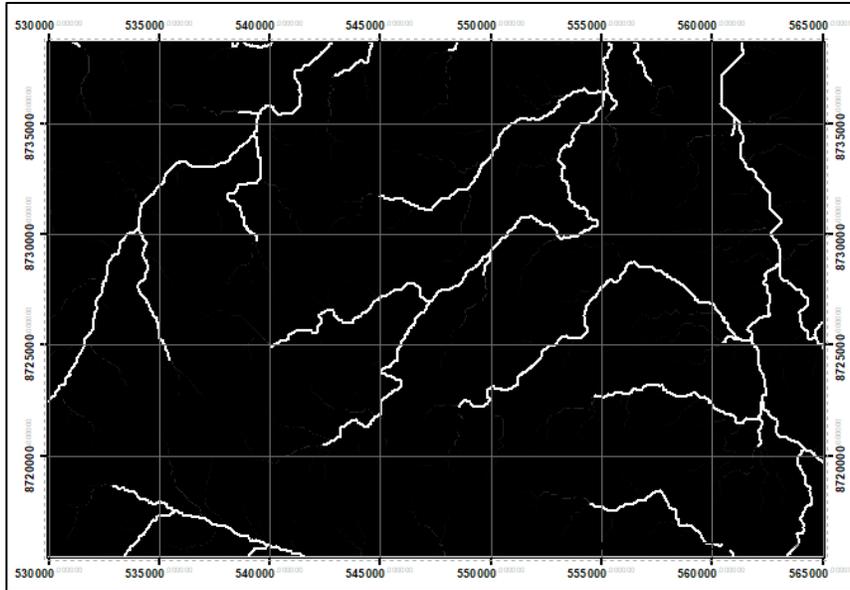


Figura 34: Acumulación de Flujo (Flow Accumulation)

4. Definición de la corriente a través de la herramienta “Stream Definition”

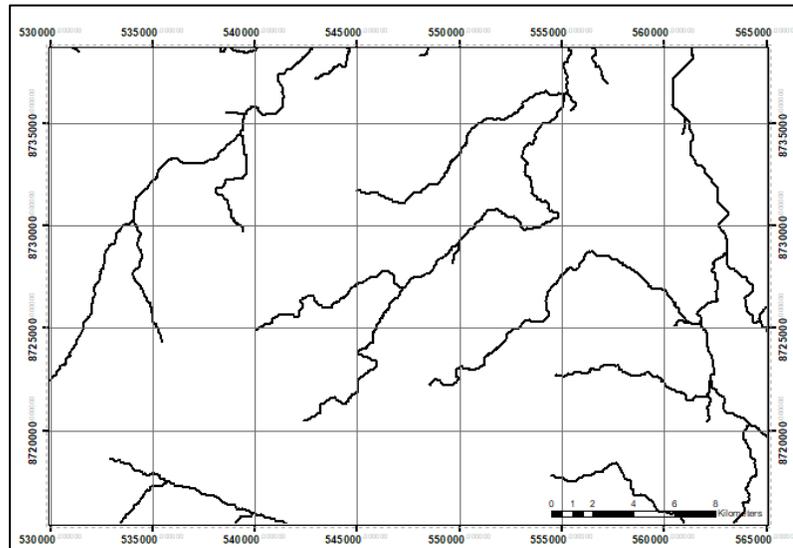


Figura 35: Definición de la corriente (Stream Definition)

5. Segmentación de la corriente a través de la herramienta “Stream Segmentation”

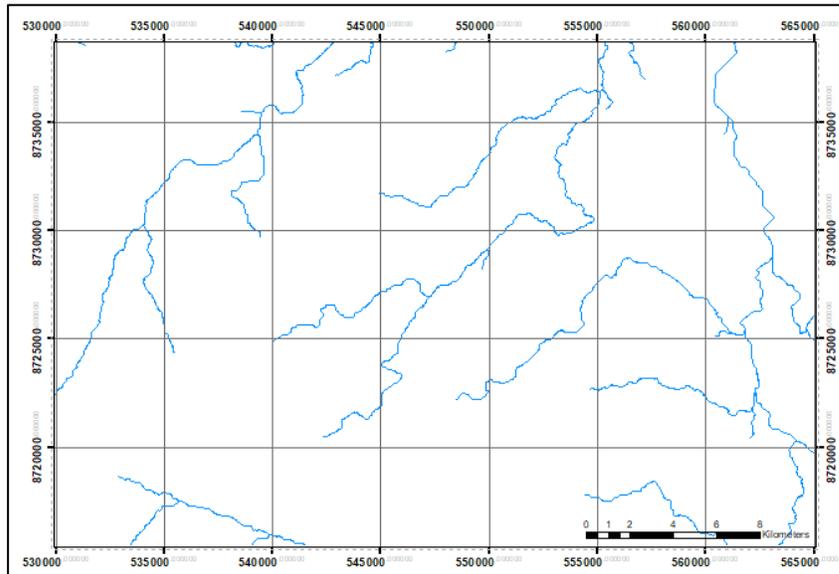


Figura 36: Segmentación de la corriente (Stream Segmentation)

6. Delimitación de las cuencas a través de la herramienta “Catchment Grid Delineation”

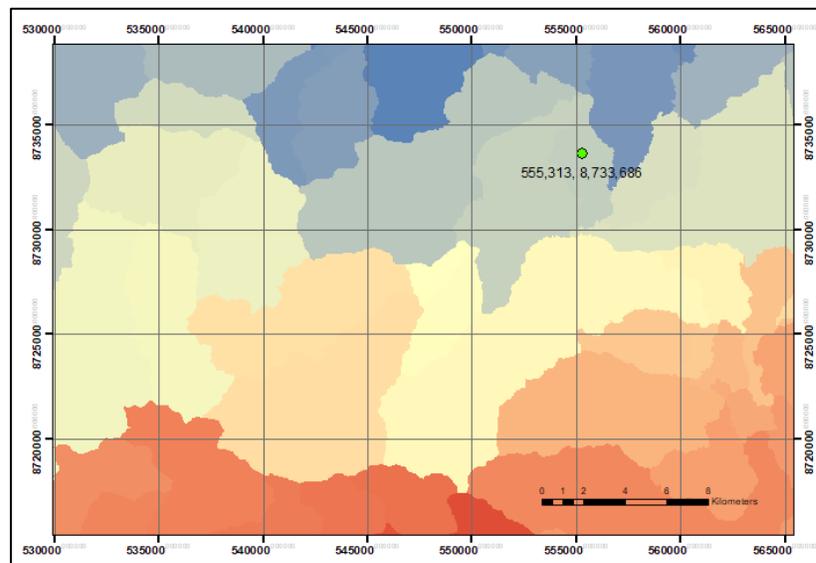


Figura 37: Delimitación de las cuencas (Catchment Grid Delineation)

- Convertir las cuencas en polígonos a través de la herramienta “Catchment Polygon Processing”

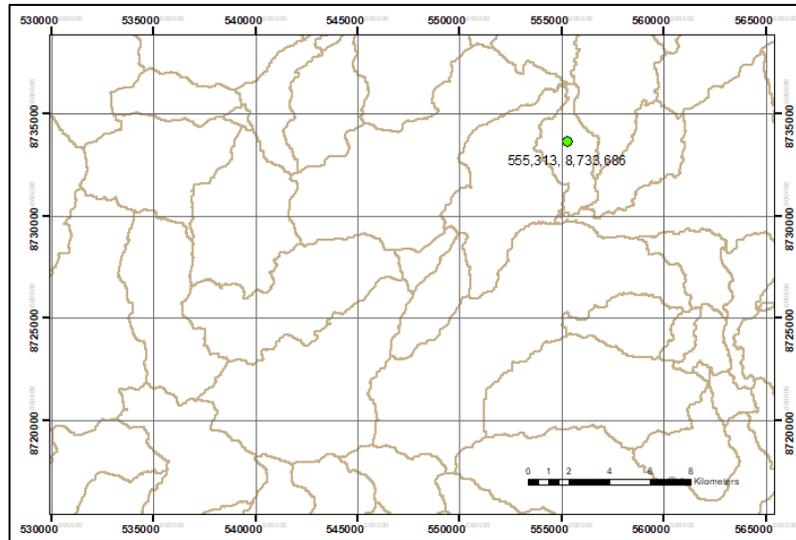


Figura 38: Cuencas en polígonos (Catchment Polygon Processing)

- Procesamiento de Conducción del drenaje a través de la herramienta “Drainage Line Processing”

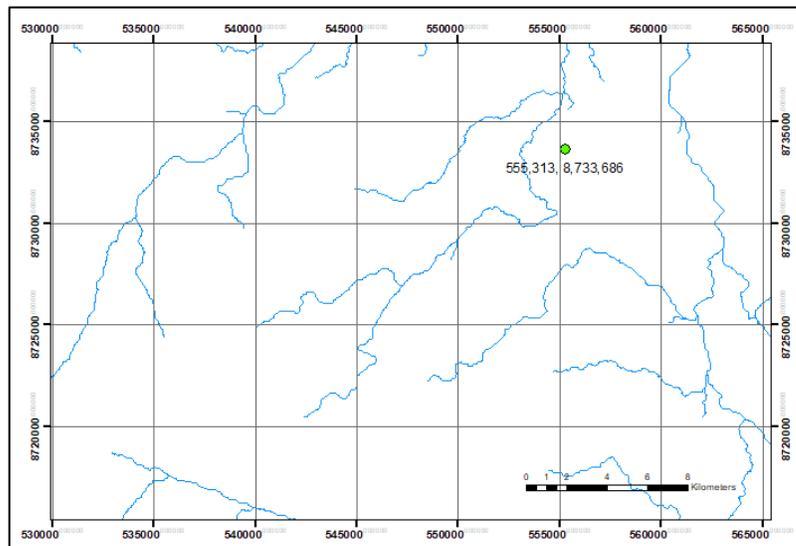


Figura 39: Conducción del drenaje (Drainage Line Processing)

9. Procesamiento de las cuencas de drenaje a través de la herramienta “Adjoint Catchment Processing”

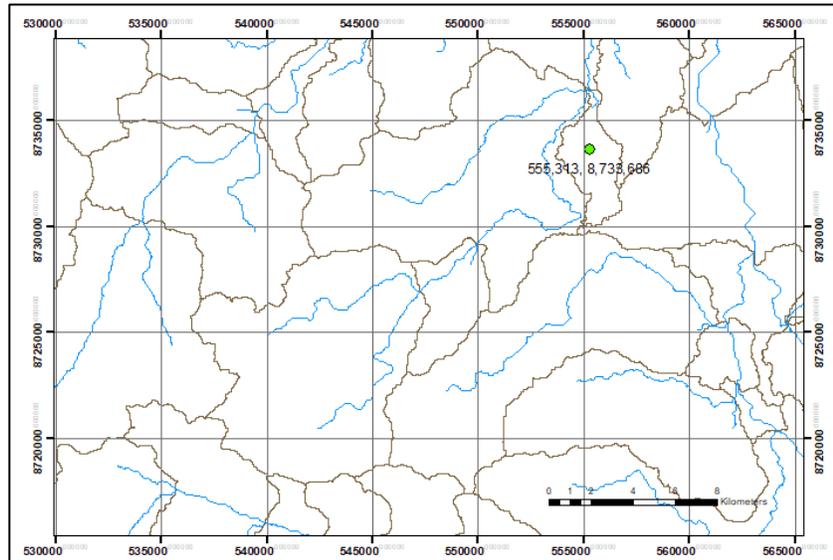


Figura 40: Cuencas de drenaje (Adjoint Catchment Processing)

10. Delimitación de la Cuenca a través de la herramienta “Generate Project”

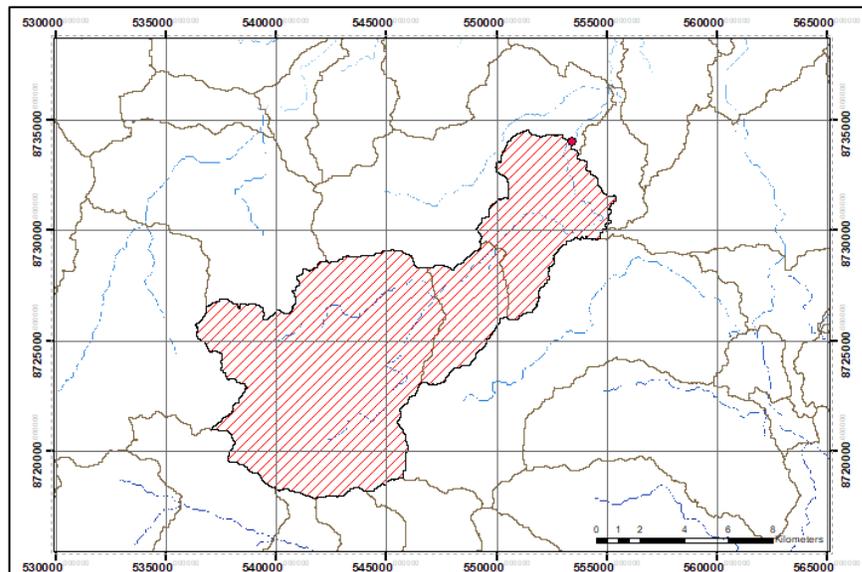


Figura 41: Delimitación de la Cuenca con Hec-geoHMS

De acuerdo a los resultados de los parámetros geomorfológicos de la cuenca del río San Ramón, tiene una pendiente pronunciada en la parte alta, lo que significa que está propenso a una mayor erosión en dicha zona si el suelo esta descubierto. Para realizar un mejor análisis se ha dividido en dos (02) microcuencas N° 01 y 02 para el cual se ha determinado los parámetros geomorfológicos en cada uno.

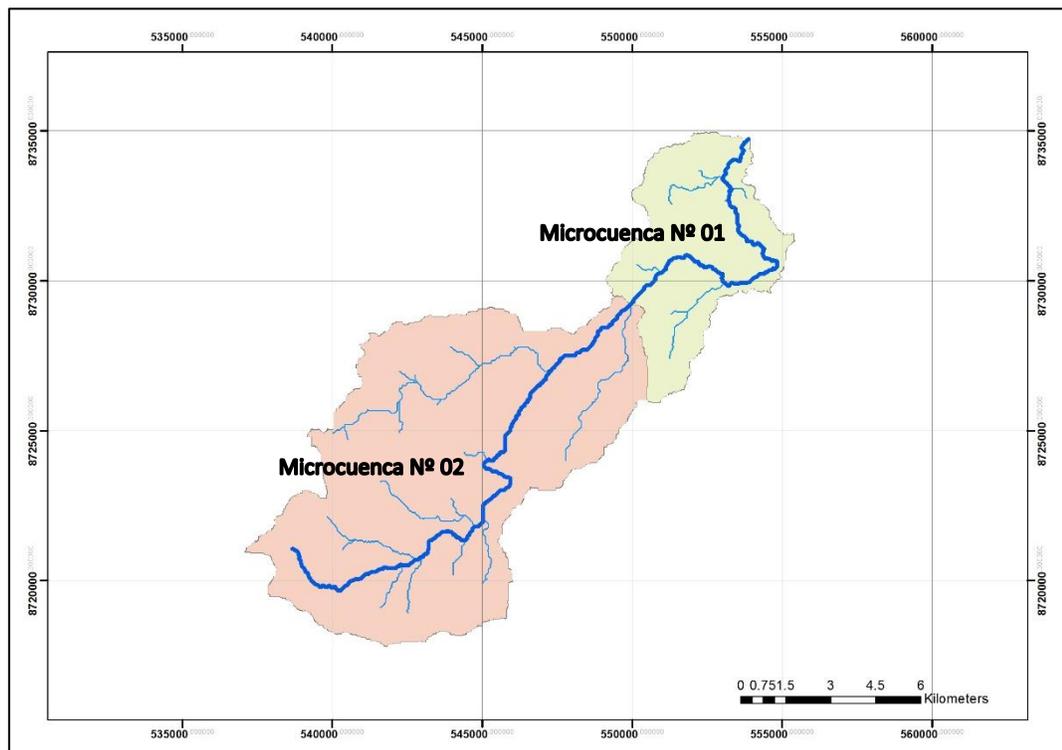


Figura 42: Delimitación de Microcuencas N° 01 y N° 02

En la cuenca total, el coeficiente de Compacidad (K_c) y Factor de Forma (C_f) se relacionan directamente con el tiempo de concentración, el $K_c = 2.24$ es un valor alto que significa un tiempo de concentración mayor, por lo tanto la escorrentía será menos intensa, de igual forma el $C_f = 0.09$ es un valor bajo que se relaciona con un tiempo de concentración bajo por ende a bajas crecientes en la cuenca.

Cuadro N° 32: Parámetros Geomorfológicos principales, cuenca San Ramón

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA MICROCUENCA RIO SAN RAMÓN		
AREA	119	Km ²
PERÍMETRO	86	km
PENDIENTE	67.80	%
ALTITUD MEDIA	2151	msnm
COEFICIENTE DE COMPACIDAD	2.24	
FACTOR DE FORMA	0.09	
DENSIDAD DE DRENAJE	1.828	
LONGITUD DEL CAUCE MAYOR	34270	m
PENDIENTE DE CAUCE	7.56	%
COTA AGUAS ARRIBA DEL CAUCE	3457	msnm
COTA SALIDA DEL CAUCE	878	msnm
DESNIVEL DE CAUCE	2579	msnm
RECTANGULO EQUIVALENTE:		
LADO MAYOR	40.29	km
LADO MENOR	2.96	km

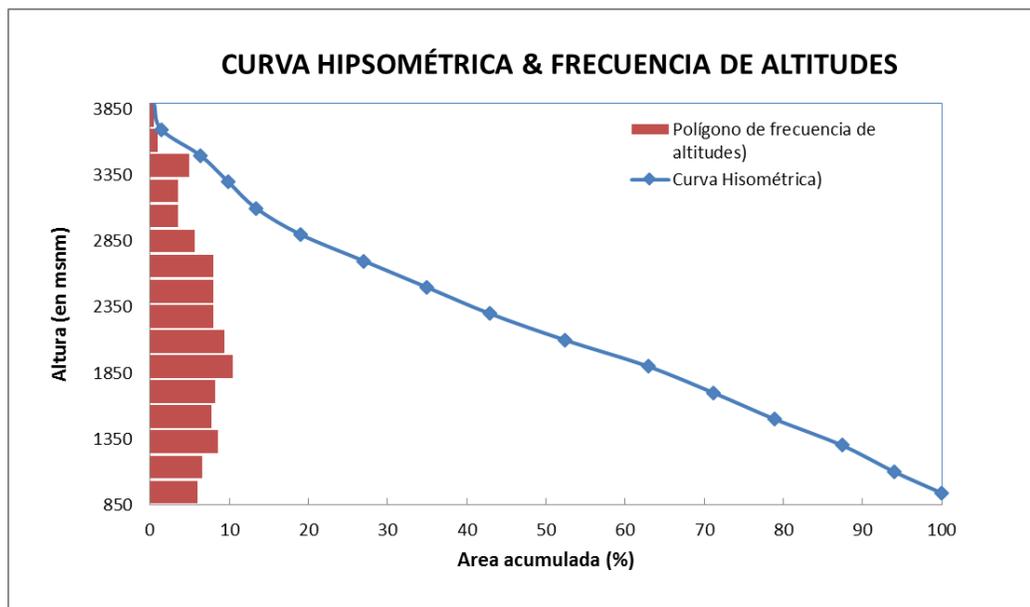


Figura 43: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Cuenca Total

Cuadro N° 33: Parámetros Geomorfológicos principales, Microcuenca N° 01

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA MICROCUENCA N° 01		
AREA	89.756399	Km ²
PERÍMETRO	60.12	km
PENDIENTE	81.40	%
ALTITUD MEDIA	2301	msnm
COEFICIENTE DE COMPACIDAD	1.79	
FACTOR DE FORMA	0.21	
DENSIDAD DE DRENAJE	0.686	
LONGITUD DEL CAUCE MAYOR	20618	m
PENDIENTE DE CAUCE	10.26	%
COTA AGUAS ARRIBA DEL CAUCE	3433	msnm
COTA SALIDA DEL CAUCE	1317	msnm
DESNIVEL DE CAUCE	2116	msnm
RECTANGULO EQUIVALENTE:		
LADO MAYOR	26.70	km
LADO MENOR	3.36	km

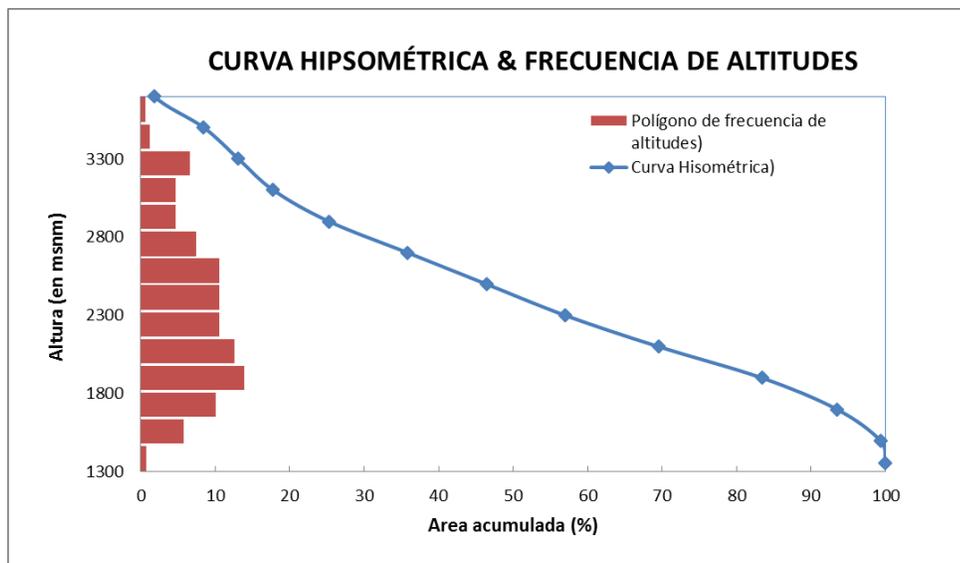


Figura 44: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Microcuenca N° 01

Cuadro N° 34: Parámetros Geomorfológicos principales, Microcuenca N° 02

PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA MICROCUENCA N° 02		
AREA	29.33	Km ²
PERÍMETRO	37.15	km
PENDIENTE	26.16	%
ALTITUD MEDIA	1176	msnm
COEFICIENTE DE COMPACIDAD	1.93	
FACTOR DE FORMA	0.16	
DENSIDAD DE DRENAJE	0.818	
LONGITUD DEL CAUCE MAYOR	13652	m
PENDIENTE DE CAUCE	3.22	%
COTA AGUAS ARRIBA DEL CAUCE	1317	msnm
COTA SALIDA DEL CAUCE	878	msnm
DESNIVEL DE CAUCE	439	msnm
RECTANGULO EQUIVALENTE:		
LADO MAYOR	16.83	km
LADO MENOR	1.74	km

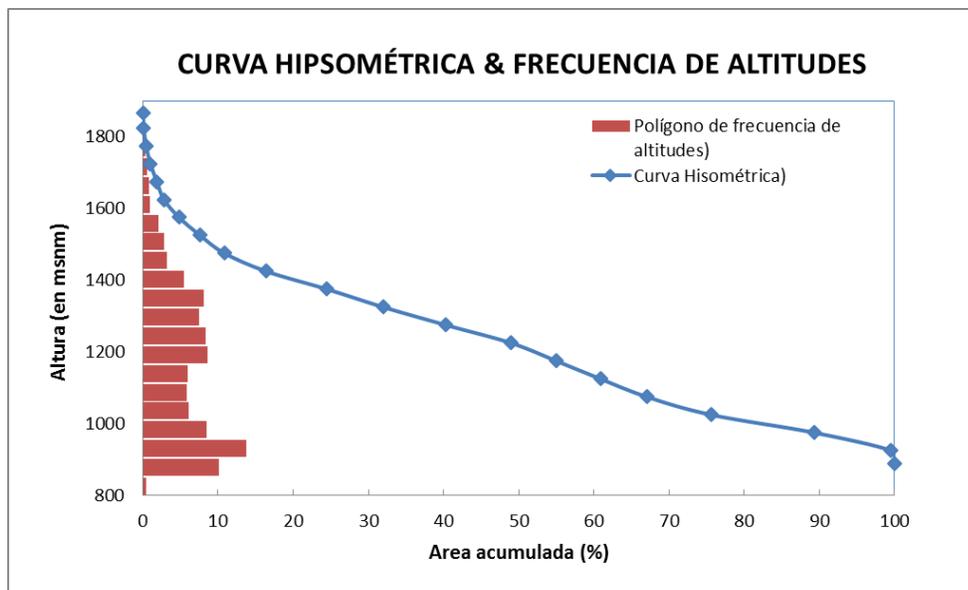


Figura 45: Curva Hipsométrica y Frecuencia de Altitudes – Microcuenca N° 02

4.8. DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA

Para la selección del número de curva se tuvo en cuenta las variables de pendiente, uso actual y tipo de suelo; del cual se tienen los mapas respectivos, sin embargo para el uso actual se optó por usar el mapa de cobertura vegetal, por su semejanza a escala mayor.

EL NC se seleccionó para condiciones de cuenca húmeda, debido al tipo de proyecto en el cual se requiere el valor del NC en condiciones donde la intensidad de lluvia es máxima, y para estas condiciones se entiende que existe una previa precipitación en ascenso que condiciona a la cuenca como cuenca húmeda antes de la duración de la tormenta.

Usando la herramienta SIG en la selección del número de curva, se tomó en cuenta el mapa de cobertura vegetal por su semejanza a las condiciones actuales del suelo en la cuenca, como se ve en las figuras N° 46 al 48.

Información requerida:

- Mapa de Pendiente
- Mapa de Suelos.
- Mapa de uso actual del suelo.

Procedimiento:

- Selección del tipo de suelo.
- Selección de los tipos de cobertura.
- Determinación de Numero de Curva para cada tipo de cobertura.
- Estimar el Número de Curva de la microcuenca con un promedio ponderado.

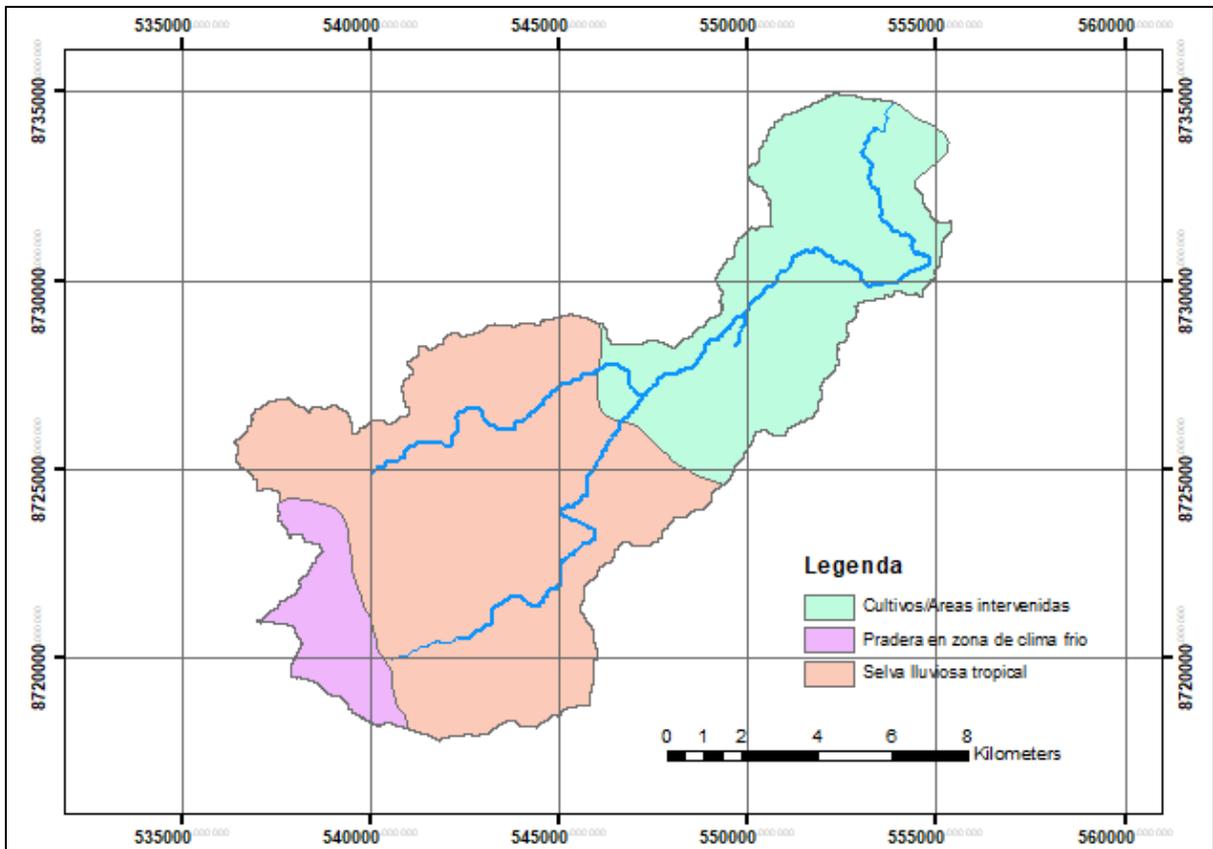


Figura 46: Mapa de Cobertura Vegetal (ANA)

Cuadro N° 35: Cobertura Vegetal

Tipo de Covertura	Area km2	% de Area
Selva lluviosa tropical	75.65	57.5
Pradera en zona de clima frío	10.33	7.9
Cultivos/Áreas intervenidas	45.50	34.6
TOTAL	131.48	100

FUENTE: Elaboración Propia

Según el mapa de Suelos la cuenca San Ramón es del tipo Cambisol drístico – A lisol háplico, esto es característico en suelos jóvenes y con características de

areniscas por lo tanto se consideró como suelo tipo B para la selección del número de curva de la cuenca San Ramón.

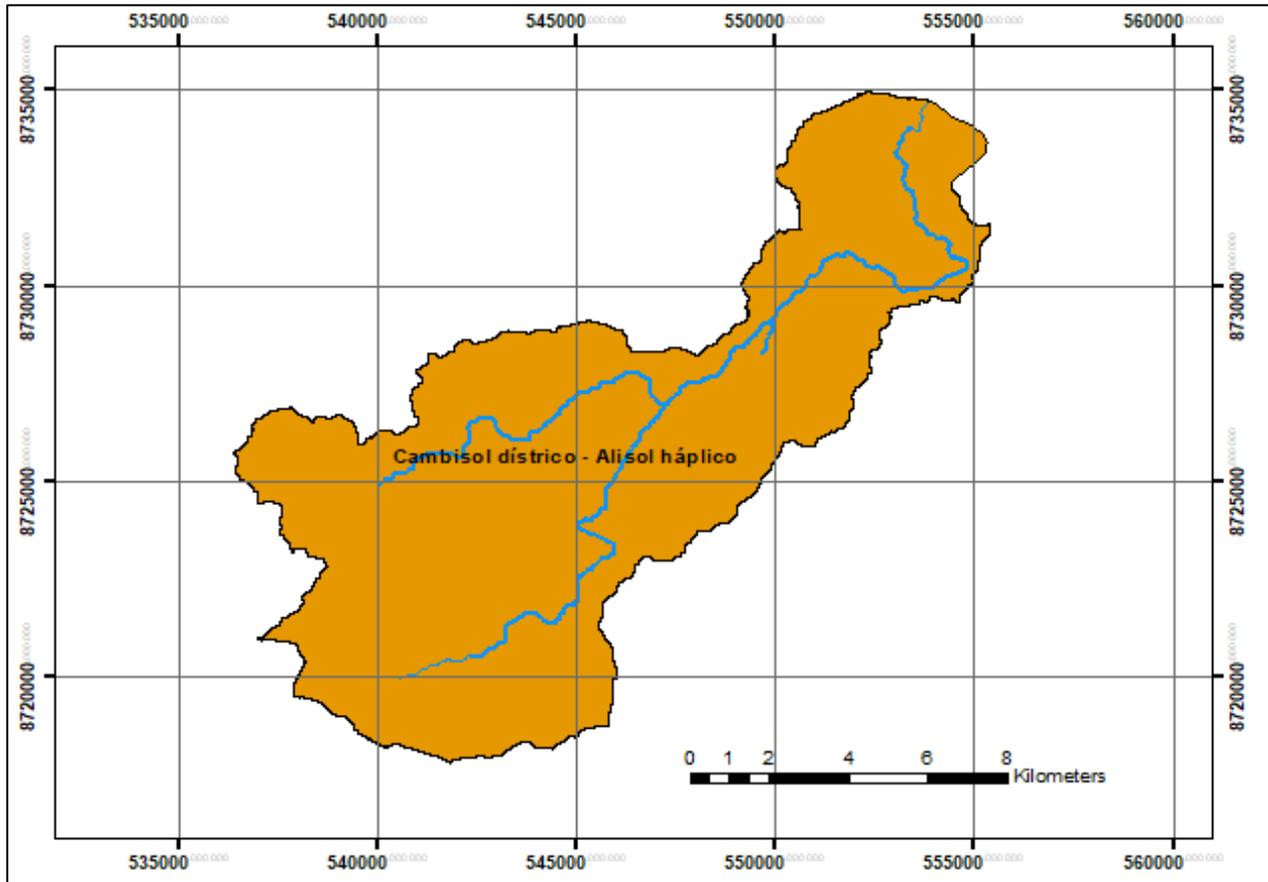


Figura 47: Mapa de Suelo (ANA)

Al realizar el análisis de la pendiente en la cuenca se encontró que el 99% del área tiene una pendiente mayor al 3%, por lo tanto se considerará a toda la cuenca con dicha pendiente al momento de seleccionar el número de curva.

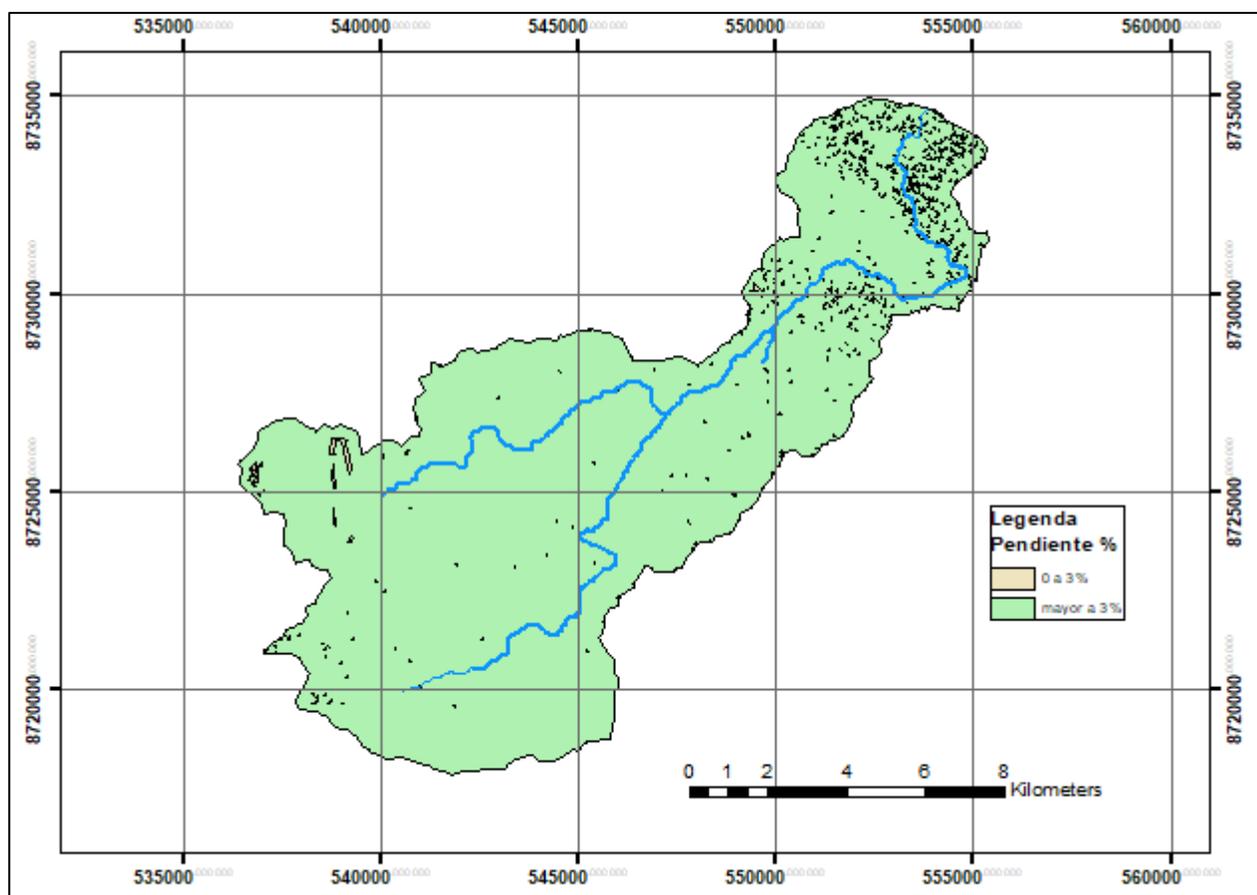


Figura 48: Mapa de Pendiente (ANA)

Cuadro N° 36: Pendientes de la cuenca San Ramón

Pendiente	Area km2	% de Area
0 a 3%	0.90	0.7
3% a más	130.54	99.3
TOTAL	131.45	100

FUENTE: Elaboración Propia

Realizando un promedio ponderado a los resultados obtenidos de los mapas se determinó en número de curva **NC = 85**, para condiciones en Cuenca húmeda como se observa en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 37: Número de Curva, cuenca San Ramón

Cálculo de la lluvia efectiva Pe.-Método de los Números de Escurrimiento
US.Soil Conservation Service

Suelos textura tipo : **3**

		A	B	C	D
		1	2	3	4
Cobertura:	Sin cultivo	0.0%		96	
	Pastizales	34.6%		94	
	Pradera permanente	7.9%		86	
	Bosques Muy ralo	0.0%		94	
	Bosques Ralo	0.0%		90	
	Bosques Normal	0.0%		85	
	Bosques Espeso	57.5%		80	
	Bosques Muy Espeso	0.0%		73	
	Camino Con superficie dura	0.0%		96	
	Suma	100%		85	
Número de Curva Promedio (N):		85			

Fuente: Aparicio Francisco.-Fundamentos de Hidrología de Superficie - Condición Cuenca Húmeda

FUENTE: Elaboración Propia

4.9. CALIBRACIÓN

La cuenca del río San Ramón, como en la mayoría de cuencas ubicadas en la selva peruana, no cuenta con información hidrométrica disponible con la cual calibrar los caudales generados por la precipitación con los caudales registrados en una estación de aforo.

Para el presente trabajo se validó a través de la identificación de huellas máximas registradas en campo. En la visita al lugar donde se ha planteado la proyección del puente, se ha identificado diversos puntos donde se observa la huella marcada del nivel de agua que llegó en los eventos máximos pasados, una vez identificado el nivel máximo se procede a la toma de dato con un GPS. En las figuras N° 49 y 50 se observa que el río cubre toda la superficie en los eventos de avenidas.



Figura 49: Margen Izquierda del río San Ramón



Figura 50: Huella máxima vista en campo

En la imagen se observa hasta donde ha alcanzado el nivel del río en los eventos máximos, procediéndose a tomar dato de ubicación con un el GPS.

4.9.1. Primera simulación Hidráulica con HEC- RAS (TR = 50 años)

Para esta metodología se requiere realizar una primera simulación hidráulica del río con el software Hec-RAS y evaluar el NAME en la sección de la huella máxima alcanzada en épocas de avenidas. Para la calibración se ha escogido utilizar un periodo de retorno de 50 años (TR=50 años), de acuerdo a la cantidad de años de registro con la que se está trabajando, Según los pobladores del lugar indican que uno de los eventos más fuertes fue en el fenómeno del niño del año 1996.

Los procedimientos para el modelamiento Hidráulico con el software Hec- RAS se detallan en el ítem 6.12 Modelamiento Hidráulico.

Cuadro N° 38: Datos de Ubicación de la Huella Máxima

CAUDAL DE PRUEBA			
Caudal Inicial	200	m ³ /s	Caudal de prueba para evaluar
Sección	240		Sección del modelamiento HEC-RAS donde se ubicó la huella hídrica
Cota	868	msnm	Punto donde se ubicó la huella hídrica verificada en campo
Coordenada Este	555300	m	
Coordenada Norte	8733693	m	

FUENTE: Elaboración Propia

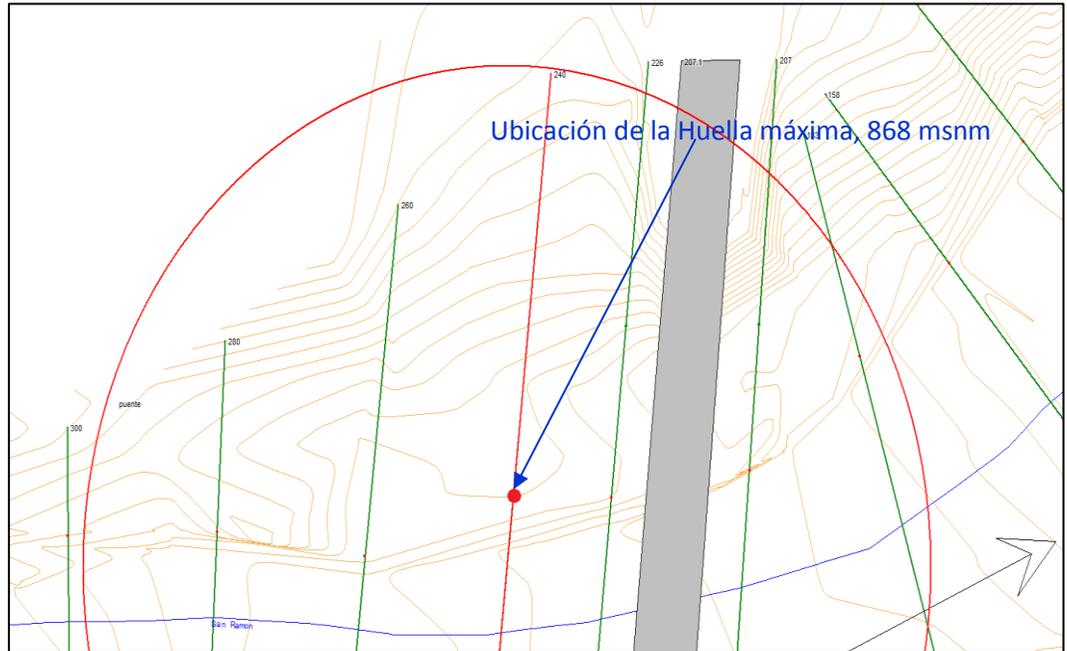


Figura 51: Sección de ubicación de la Huella máxima

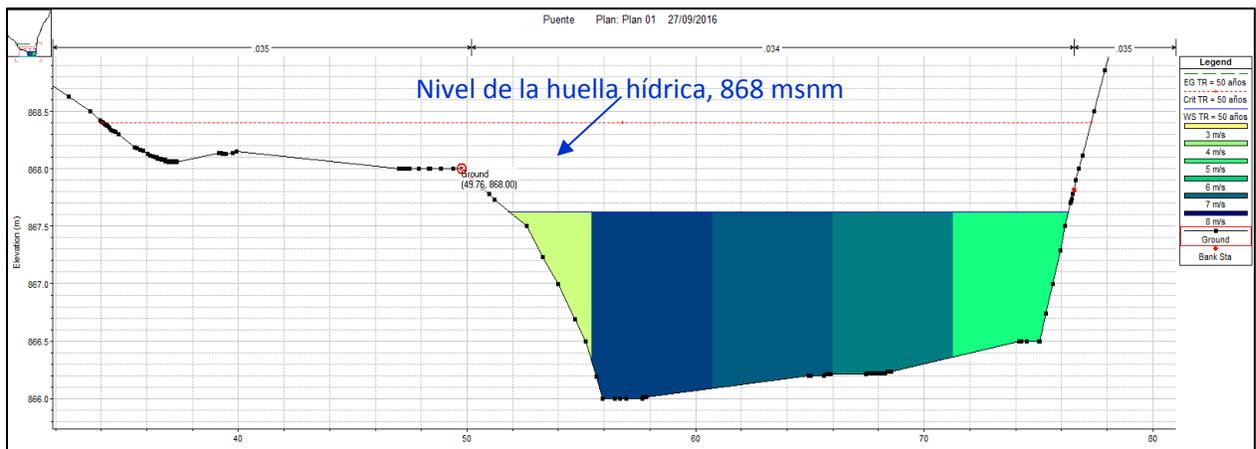


Figura 52: Ubicación de la huella hídrica antes de la calibración (Sección 240)

Cuadro N° 39: Resumen de resultados de la obtención del caudal para la calibración

CAUDAL DE CALIBRACIÓN POR HUELLA HIDRICA			
Caudal de Calibración	293	m3/s	Caudal de calibración para TR = 50 años
Sección	240		Sección del modelamiento HEC-RAS donde se ubicó la huella hídrica
Cota	868	msnm	Punto donde se ubicó la huella hídrica verificada en campo
Coordenada Este	555300	m	
Coordenada Norte	8733693	m	

FUENTE: Elaboración Propia

4.10. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO.

En la determinación del caudal de diseño para diferentes periodos de retorno, Se ha calculado para cada microcuenca por separado, empleando dos metodologías de transformación de Precipitación - Escorrentía; Método del Hidrograma Unitario Triangular del Servicio de conservación de Suelos y el Método del Hidrograma Unitario de Snyder, utilizando los datos procesados de las estaciones correspondientes para cada microcuenca, para el caso de la Microcuenca N° 01 se seleccionó la estación Satipo como más representativa, y para la Microcuenca N° 02, la estación Puerto Ocopa. Seguidamente se suma los resultados dando como resultado el caudal total a fin de comparar los resultados y analizar cual se ajusta más al caudal de calibración, dichos métodos se han calculado mediante Hoja Excel y Software Hec-HMS a fin de comparar resultados.

Cuadro N° 40: Resumen de datos de entrada para la obtención de caudales máximos.

DATOS DE ENTRADA MICROCUENCA N° 01		
DATOS DE ENTRADA	Valor	Unidad
Area (A)	89.76	km2
Longitud de cauce mayor (Lc)	20618	m
pendiente del cauce mayor	0.10	m/m
Tiempo de Concetración (tr)	3.59	hora
Tiempo de Retraso / SCS	129.18	min
Tiempo de Retraso / SNYDER (tr)	7.05	hora
Tiempo de Base (tb)	10.81	hora
Tiempo de Pico (tp)	4.05	hora
Caudal unitario (qu)	4.61	m3/s/mm
Curva Número (CN)	85	
Abstracción Inicial (Ia)	8.83	mm
Coeficiente de Retardo (Ct)	2	
Coeficiente Pico SNYDER (Cp)	0.52	%

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 41: Resumen de datos de entrada para la obtención de caudales máximos.

DATOS DE ENTRADA MICROCUENCA N° 02		
DATOS DE ENTRADA	Valor	Unidad
Area (A)	29.33	km2
Longitud de cauce mayor (Lc)	13652	m
pendiente del cauce mayor	0.03	m/m
Tiempo de Concetración (tr)	3.89	hora
Tiempo de Retraso / SCS	139.98	min
Tiempo de Retraso / SNYDER (tr)	6.67	hora
Tiempo de Base (tb)	11.49	hora
Tiempo de Pico (tp)	4.30	hora
Caudal unitario (qu)	1.42	m3/s/mm
Curva Número (CN)	85	
Abstracción Inicial (Ia)	8.83	mm
Coeficiente de Retardo (Ct)	2	
Coeficiente Pico SNYDER (Cp)	0.42	%

FUENTE: Elaboración Propia

Para la calibración del modelamiento hidrológico se tomó los datos calculados en el cuadro N° 40 y 41, se asumió que los parámetros geomorfológicos calculados de la cuenca (área, longitud de cauce mayor, tiempo de concentración, número de curva, etc.) se mantendrán fijos, y la variable que se utilizó para calibrar fue la duración de tormenta “ t_d ” dicha variable indica el tiempo que duró la tormenta en el día del evento máximo, mientras no se tenga un registro pluviográfico se hace difícil su estimación siendo una variable sensible para la determinación del caudal máximo, esta variable puede tener valores de 5, 15, 20 min a más, dependiendo de las características climáticas en donde se ubica, por lo tanto se puede utilizar para igualar el caudal máximo resultante con el caudal para la calibración ya obtenido con la huella máxima para el tiempo de retorno $TR = 50$ años (años de registro con el cual se calculó el caudal para la calibración). En la primera simulación hidrológica se asumió la duración de la tormenta (t_d) igual al tiempo de concentración (t_c), sin embargo esto se recomienda para cuencas menores.

Para cuencas menores a 5 km^2 : $t_c \approx t_d$

En el caso de cuencas mayores el tiempo de concentración es diferente a la duración de una tormenta.

Para cuencas mayores a 5 km^2 : $t_c \neq t_d$

Por consiguiente, se comienza a variar la duración de la tormenta (t_d) en la ecuación de la altura de lluvia (P), hasta igualar el caudal obtenido en $TR = 50$ años al caudal de calibración ($293 \text{ m}^3/\text{s}$) obteniendo la simulación hidrológica calibrada.

$$P = \frac{k \cdot t_d^m \cdot t_d}{T^n \cdot 60}$$

Una vez igualado el caudal de calibración con el método del hidrograma unitario del SCS se asumió en valor la duración de la tormenta (t_d) hallada igual en el método del hidrograma unitario de SNYDER, en el cual se calibró mediante el ajuste de los coeficientes de retardo (C_t) y el coeficiente Pico (C_p).

Cuadro N° 42: Diagrama Unitario Triangular - SCS

MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR: CAUDAL MAXIMO
 "Modelamiento Hidrológico e Hidráulico del río San Ramón para el diseño del puente Exviamiento, provincia de Satipo, Junín"

Nombre de Microcuencia	Área A (km ²)	Desnivel H (m)	Longitud del cauce L (m)	Pendiente S (m/m)	Tiempo de Concentración		Tiempo de base (horas)	Caudal Unitario qp (m ³ /s/mm)	Altura de lluvia - P (mm)		Lluvia Efectiva - Pe (mm)		Caudal Máximo - Qmax (m ³ /s)										
					Concentración (horas)	Retraso (min)			de retorno (Años)	de retorno (Años)	de retorno (Años)	de retorno (Años)											
Microcuencia N° 01	89.8	2116	20618	0.103	3.59	215.30	10.81	4.61	55.79	61.60	66.72	68.01	77.52	50.82	56.60	61.71	62.99	72.46	234.30	260.93	284.46	290.36	334.06
Microcuencia N° 02	29.3	439	13652	0.032	3.89	233.30	2.33	1.42	46.25	51.57	56.32	57.51	66.42	41.34	46.63	51.34	52.53	61.41	58.70	66.21	72.91	74.60	87.20
																			293.00	327.14	357.37	364.96	421.26

Cálculo de la lluvia efectiva Pe.-Método de los Números de Escurrimiento
 U.S. Soil Conservation Service

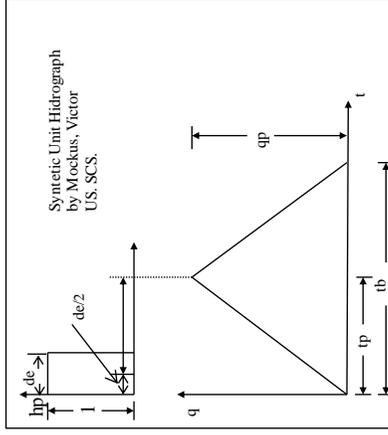
Suelos textura tipo:	A 1	B 2	C 3	D 4
Sin cultivo			96	
Pastizales			94	
Pradera permanente			86	
Bosques Muy ralo			94	
Bosques Ralo			90	
Bosques Normal			85	
Bosques Espeso			80	
Bosques Muy Espeso			73	
Camino Con superficie			96	
Suma			85	

Número de Curva Promedio (N): **85**

Fuente: Aparicio Franciso.-Fundamentos de Hidrología de Superficie - Condición Cuenca Húmeda

Tipo de suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables
B	Arenas finas y limos
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy

Fuente: Aparicio Franciso. Fundamentos de Hidrología de Superficie



Precipitación Efectiva:

$$P_e = \frac{\left[\frac{508}{P} - \frac{5.08}{N} \right]^2}{2032 - 20.32}$$

Intensidad:

$$I = \frac{k \cdot T^m}{F^n}$$

$$I = \frac{P}{t}$$

Tiempo de Concentración:

$$t_c = c \left(\frac{L^n}{S^{1/2}} \right)^{0.467}$$

Tiempo de retraso:

$$t_r = 0.6 t_c$$

Tiempo de pico:

$$t_p = \sqrt{t_c + t_r}$$

Caudal unitario:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p}$$

Caudal pico:

$$Q_p = q_p \cdot P_e$$

Dick y Peschke:

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

4.11. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO EN HEC – HMS

Una vez definido los caudales de diseño para los periodos TR = 50 años, TR = 175 años y TR = 500 años, se procedió hacer una comparación realizando el modelamiento hidrológico mediante el software HEC – HMS v.4.0.

Utilizando los mismos datos de la cuenca obtenidos mostrados anteriormente en los cuadros N° 26 y N° 27, se procedió a realizar el modelamiento hidrológico para los siguientes casos en la Transformación Precipitación – Escorrentía y en el ingreso de datos de precipitación (Frecuencia de Tormentas y Hietograma Específico) para luego seleccionar el mejor se ajusta al caudal de calibración en TR = 50 años:

- Simulación 1: Método de SCS y Hietograma Específico
- Simulación 2: Método de SCS y Frecuencia de Tormentas
- Simulación 3: Método de SNYDER y Hietograma Específico
- Simulación 4: Método de SNYDER y Frecuencia de Tormentas

Cuadro N° 44: Histograma Específico - Est. Satipo

ESTACIÓN SATIPO			
Hietograma			
Tiempo (min)	TR (Años)		
	50	175	500
60	1.32	1.58	1.83
120	1.41	1.69	1.96
180	1.52	1.82	2.11
240	1.65	1.97	2.29
300	1.80	2.16	2.51
360	2.00	2.39	2.78
420	2.26	2.70	3.14
480	2.60	3.12	3.62
540	3.11	3.72	4.32
600	3.93	4.70	5.46
660	5.53	6.61	7.68
720	10.66	12.75	14.81
780	56.35	67.39	78.29
840	7.15	8.55	9.93
900	4.57	5.47	6.35
960	3.46	4.14	4.81
1020	2.83	3.39	3.93
1080	2.42	2.89	3.36
1140	2.12	2.54	2.95
1200	1.90	2.27	2.63
1260	1.72	2.06	2.39
1320	1.58	1.89	2.19
1380	1.46	1.75	2.03
1440	1.36	1.63	1.89

FUENTE: Elaboración Propia

Cuadro N° 45: Histograma Específico - Est. Puerto Ocopa

ESTACIÓN PUERTO OCOPA			
Hietograma			
Tiempo (min)	TR (Años)		
	50	175	500
60	1.09	1.33	1.57
120	1.17	1.42	1.68
180	1.26	1.53	1.81
240	1.36	1.66	1.96
300	1.50	1.82	2.15
360	1.66	2.02	2.38
420	1.87	2.28	2.69
480	2.16	2.63	3.10
540	2.58	3.14	3.70
600	3.26	3.97	4.68
660	4.58	5.58	6.58
720	8.84	10.76	12.69
780	46.71	56.88	67.08
840	5.93	7.22	8.51
900	3.79	4.61	5.44
960	2.87	3.50	4.13
1020	2.35	2.86	3.37
1080	2.00	2.44	2.88
1140	1.76	2.14	2.52
1200	1.57	1.91	2.26
1260	1.43	1.74	2.05
1320	1.31	1.59	1.88
1380	1.21	1.48	1.74
1440	1.13	1.38	1.62

FUENTE: Elaboración Propia

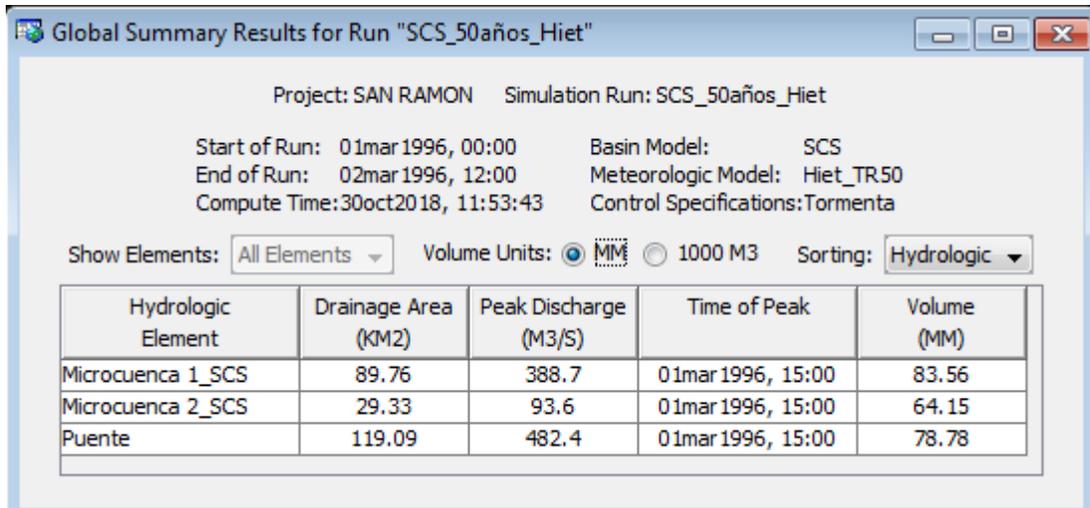


Figura 54: Simulación 01: Método SCS, TR = 50 años, Hietograma específico

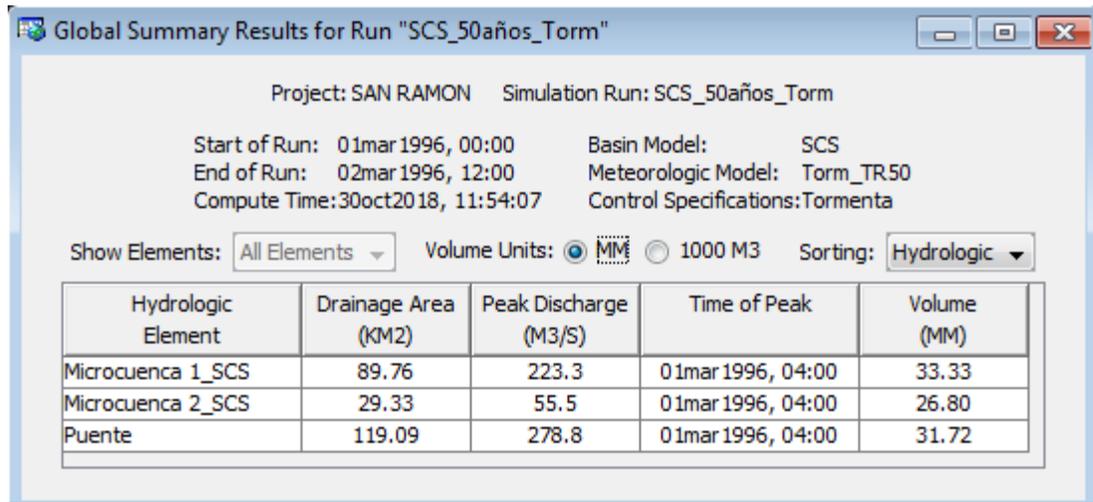


Figura 55: Simulación 02: Método SCS, TR = 50 años, Frecuencia de Tormentas

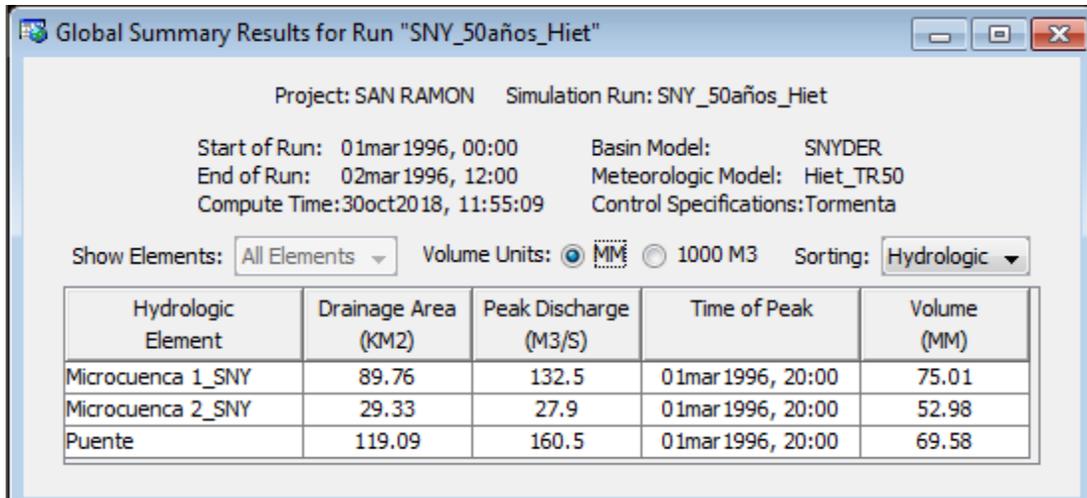


Figura 56: Simulación 03: Método SNYDER, TR = 50 años, Hietograma

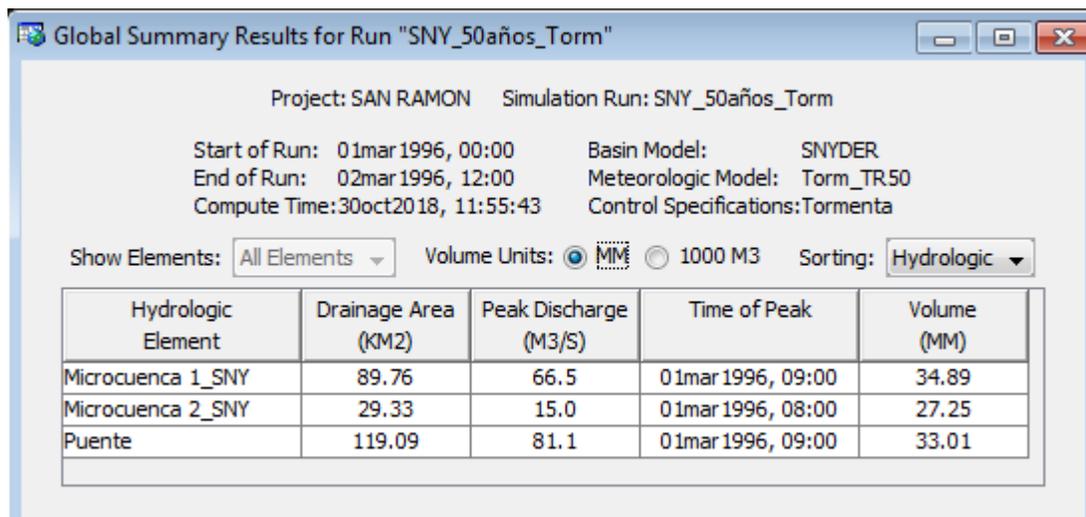


Figura 57: Simulación 04: Método SNYDER, TR = 50 años, Frecuencia de Tormentas

Cuadro N° 46: Resumen comparativo de las simulaciones 1, 2, 3 y 4 sin Calibrar

CAUDALES PARA TR = 50 AÑOS (m3/s) – SIN CALIBRAR			
SCS		SNYDER	
Hietograma Específico	Frecuencia de Tormentas	Hietograma Específico	Frecuencia de Tormentas
Simulación 1	Simulación 2	Simulación 3	Simulación 4
482.4	278.8	160.5	81.1

FUENTE: Elaboración Propia

Según las simulaciones en el programa HEC-HMS, el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) utilizando la Frecuencia de Tormenta, se observa que aproxima mejor al caudal de calibración ($293 \text{ m}^3/\text{s}$). En este caso se utilizará dicho método mencionado. Seguidamente ajusta los coeficientes de forma para igualar el caudal a $293 \text{ m}^3/\text{s}$ para el $\text{TR} = 50$ años y luego determinar los caudales máximos para los $\text{TR} = 175$ años y $\text{TR} = 500$ años. A continuación se muestran los resultados de las simulaciones 5, 6 y 7:

- Simulación 5: Método de SCS y Frec. de Tormentas – $\text{TR} = 50$ años
- Simulación 6: Método de SCS y Frec. de Tormentas – $\text{TR} = 175$ años
- Simulación 7: Método de SCS y Frec. de Tormentas – $\text{TR} = 500$ años

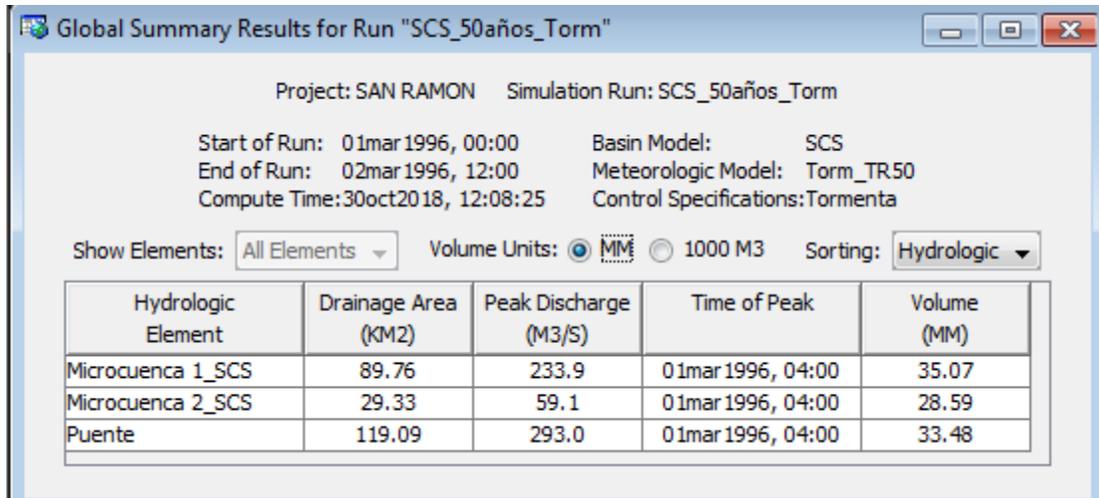


Figura 58: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 50 años Calibrado

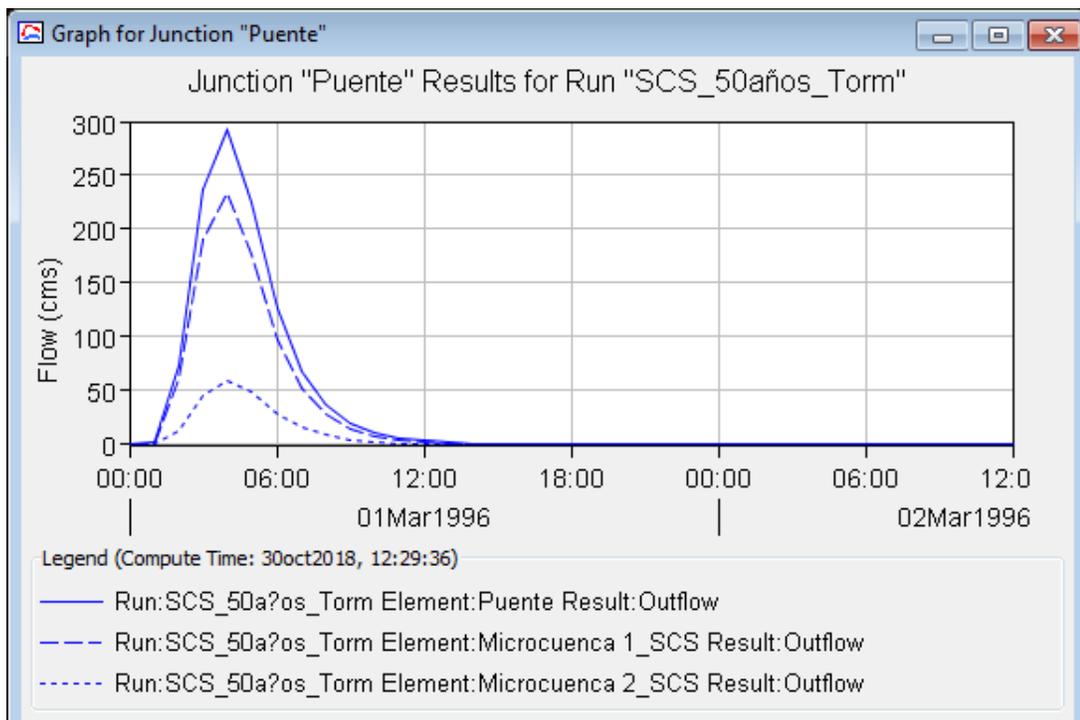


Figura 59: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 50 años

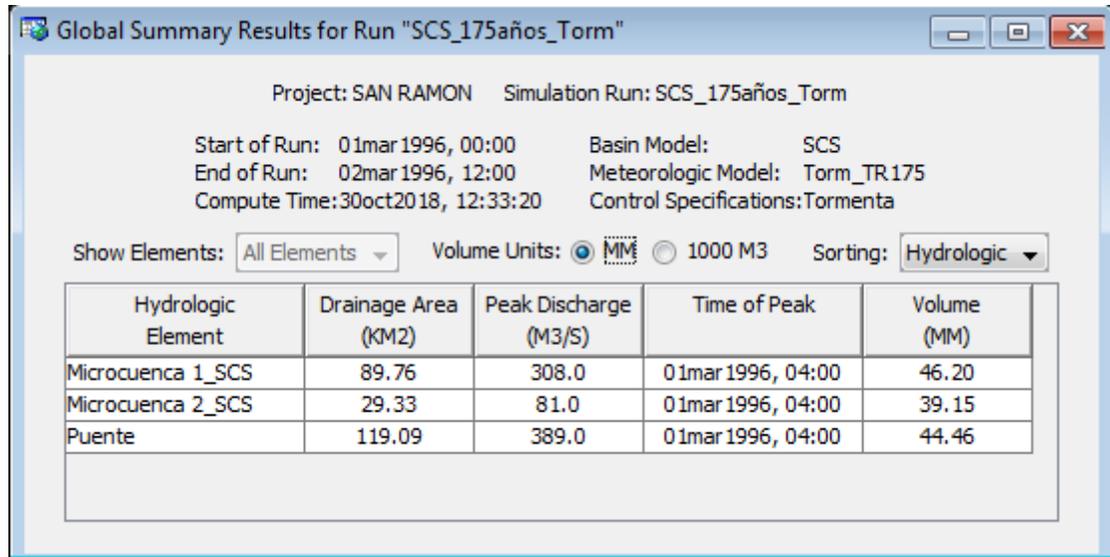


Figura 60: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 175 años Calibrado

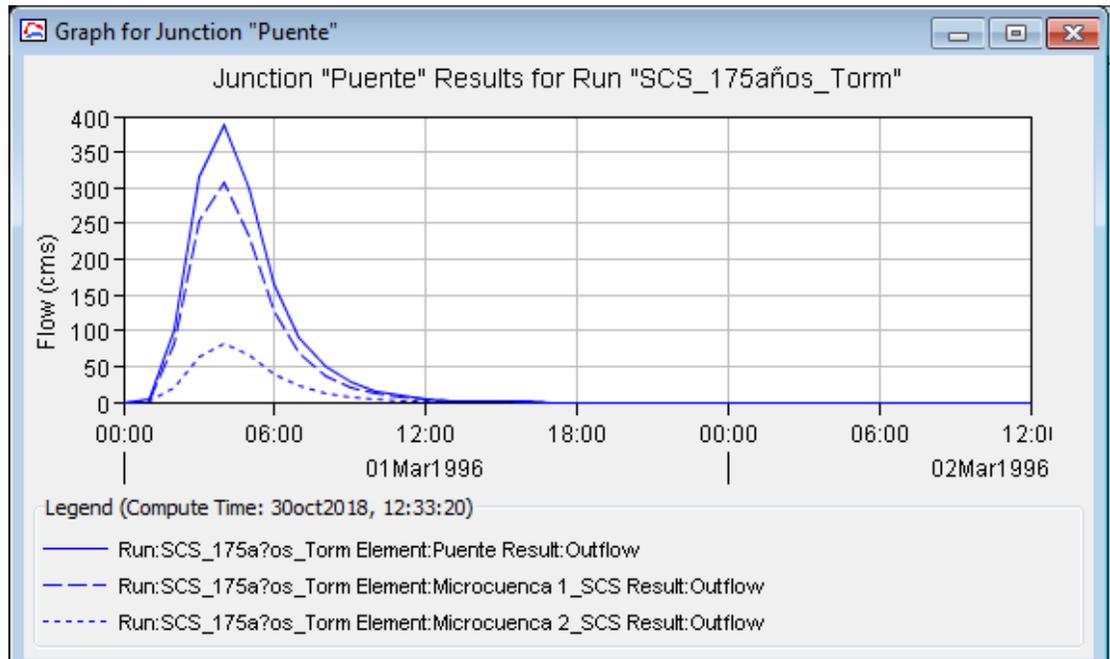


Figura 61: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 175 años

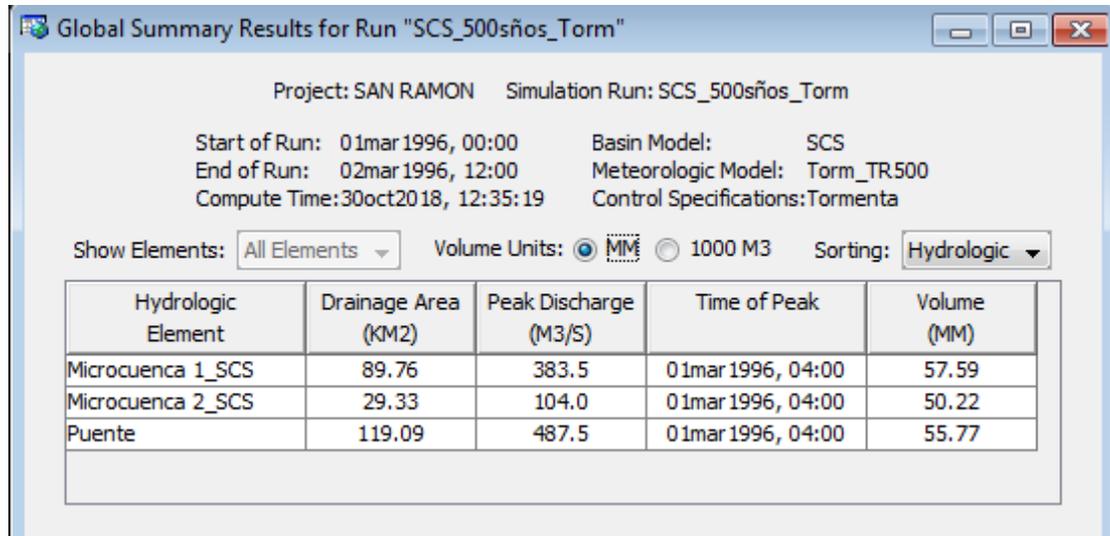


Figura 62: Simulación 05: Método SCS, Frecuencia de Tormentas, TR = 500 años Calibrado

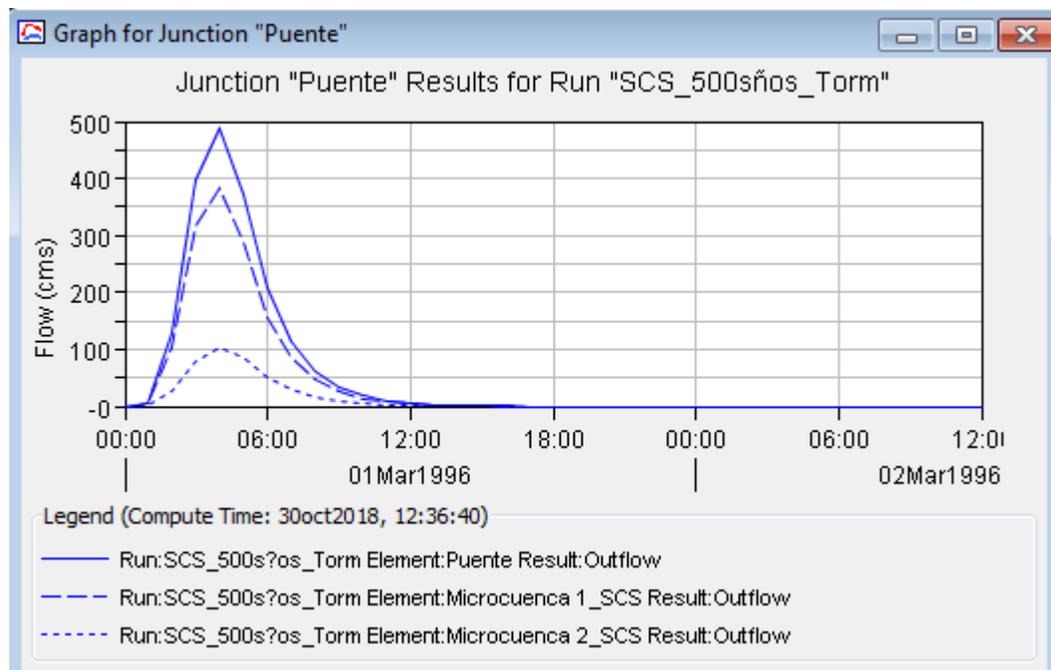


Figura 63: Hietograma - Simulación 05: Método SCS, TR = 500 años

Cuadro N° 47: Resumen de caudales después de la calibración

MODELAMIENTO HIDROLÓGICO CALIBRADO	CAUDALES MAXIMOS HIDROLÓGICOS PARA DISEÑO		
	MÉTODO HIDROGRAMA UNITARIO		
	Tr = 50 años	Tr = 175 años	Tr = 500 años
	m3/s	m3/s	m3/s
SCS	293.00	357.37	421.26
SNYDER	292.99	357.21	420.94
HEC - HMS - SCS	293.00	389.00	487.50

FUENTE: Elaboración Propia

En el cuadro anterior se observa los resultados finales del modelamiento hidrológico calibrado utilizando los Hidrogramas Unitarios del SCS y SNYDER asimismo se ha realizado el modelamiento mediante el software HecHMS V4.0., de los datos resultantes se seleccionó el más conservador, siendo la simulación en el software hecHMS utilizando el método de SCS y Frecuencia de Tormentas que da 389.00 m³/s en TR = 175 años y 487.5 m³/s en TR = 500 años, dichos caudales serán los utilizados para el diseño Hidráulico del Puente.

4.12. MODELAMIENTO HIDRÁULICO EN HEC-RAS

Una vez obtenido los caudales de diseño se procedió a realizar el modelamiento hidráulico a fin de determinar las dimensiones hidráulicas principales (Luz, galibo, profundidad de cimentación) del puente. Para definir las dimensiones hidráulicas del puente se requiere determinar los niveles máximos extraordinarios (NAME), Ancho estable del río y socavación, en el presente proyecto se ha utilizado el programa HEC – RAS y la extensión Hec – geoRAS.

4.12.1. Determinación del Ancho Estable

Antes del diseño del Puente se ha definido el ancho estable del río aplicando las metodologías más conocidas. El ancho estable calculado varía entre 60m y 92m del cual se ha seleccionado el promedio 72 m como ancho estable para un TR = 175 años con caudal 389.0 m³/s.

El río San Ramón en el punto donde se proyecta el puente debería tener un ancho estable de 72 m, sin embargo luego del modelamiento hidráulico, el ancho del cauce para TR = 175 años con caudal 389.0 m³/s tiene un ancho de 43.98m.

Se concluye que el cauce tendrá tendencia a erosionarse más a lo largo del tiempo hasta llegar a su ancho estable, por consiguiente se recomienda que el puente a proyectar tenga una longitud aproximada de 72 m para evitar el contacto con el agua a lo largo de su vida útil.

Cuadro N° 48: Resumen de ancho estable

DETERMIANCIÓN DEL ANCHO (m)	
1. MÉTODO BLENCH-ALTUNIN	87.44
2. MÉTODO PETIT	87.57
3. MÉTODO SIMONS Y HENDERSON	57.20
4. MÉTODO MANNING STRICKLER	57.57
5. MÉTODO RECOMENDACIÓN PRÁCTICA	70.00
ANCHO MÁXIMO	87.57
ANCHO MÍNIMO	57.20
ANCHO PROMEDIO	71.96

FUENTE: Elaboración Propia

4.12.2. Resultados del modelamiento HEC- RAS

Cuadro N° 49: Simulación 01: Método TR = 175 años

PARÁMETROS HIDRAULICOS											
SECCIÓN	TIEMPO RETORNO	CAUDAL	NIVEL DE FONDO	NIVEL MÁXIMO	TIRANTE MÁXIMO	PENDIENTE	VELOCIDA MEDIA	AREA HIDRAULICA	ESPEJO DE AGUA	NUMERO FROUDE	UBICACIÓN
(Prog.)	(años)	(m ³ /s)	(m .s.n.m)	(m .s.n.m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)		
360	175	389.0	870.91	872.78	1.87	0.038	8.04	48.93	30.17	1.96	Aguas Arriba
340	175	389.0	870.00	871.86	1.86	0.041	8.17	47.82	30.08	2.03	
320	175	389.0	869.50	871.57	2.07	0.028	7.64	54.17	34.02	1.73	
300	175	389.0	868.31	870.67	2.36	0.028	8.29	52.62	32.09	1.78	
280	175	389.0	867.18	869.61	2.43	0.034	8.42	48.63	37.03	1.88	
260	175	389.0	866.50	868.81	2.31	0.040	9.11	50.41	38.56	2.07	
240	175	389.0	866.00	868.27	2.27	0.037	8.11	50.39	42.20	1.93	
226	175	389.0	865.59	867.74	2.15	0.039	8.25	51.62	43.98	1.98	
PUENTE EVITAMIENTO											
207	175	389.0	865.33	866.97	1.64	0.045	8	54.57	48.21	2.07	Aguas Abajo
183	175	389.0	864.41	866.00	1.59	0.049	7.63	54.86	54.25	2.16	
158	175	389.0	863.05	864.07	1.02	0.075	7.94	49.35	51.98	2.56	
140	175	389.0	862.37	863.70	1.33	0.044	6.68	58.35	52.66	2.01	
120	175	389.0	861.44	863.37	1.93	0.024	6.01	65.09	44.02	1.55	
100	175	389.0	860.69	863.49	2.80	0.010	4.94	79.56	39.4	1.06	
80	175	389.0	859.91	862.80	2.89	0.011	5.73	68.65	32.88	1.13	
60	175	389.0	859.49	861.68	2.19	0.024	6.88	57.39	33.82	1.59	
40	175	389.0	859.00	861.11	2.11	0.025	6.99	56.18	31.21	1.61	
20	175	389.0	858.69	861.21	2.52	0.015	5.96	66.21	33.95	1.29	

FUENTE: Simulación Hec-RAS

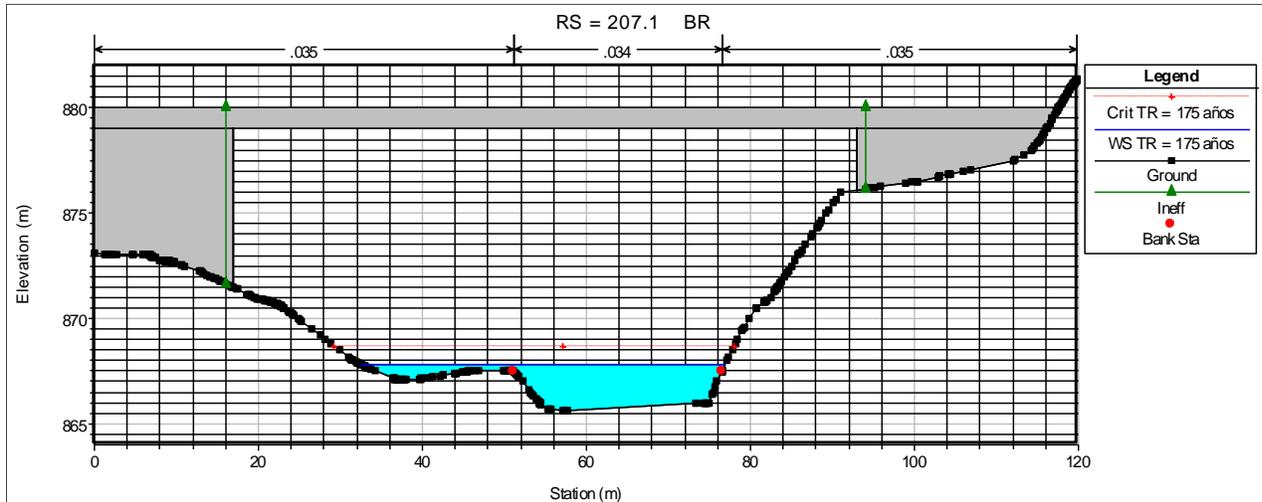


Figura 64: Sección Aguas Arriba del Puente, TR = 175 años

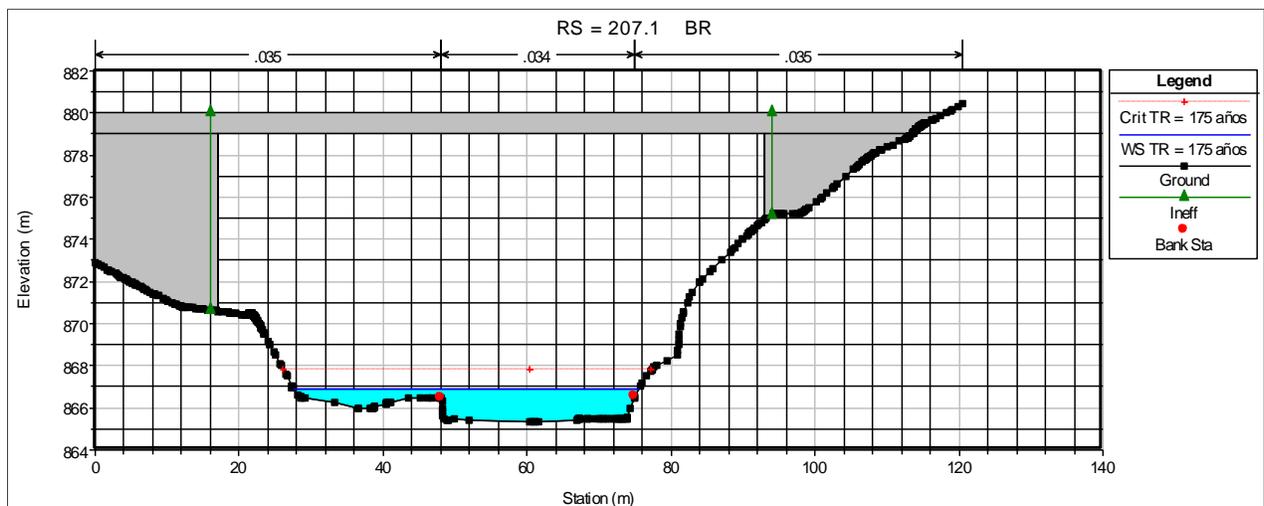


Figura 65: Sección Aguas Abajo del Puente, TR = 175 años

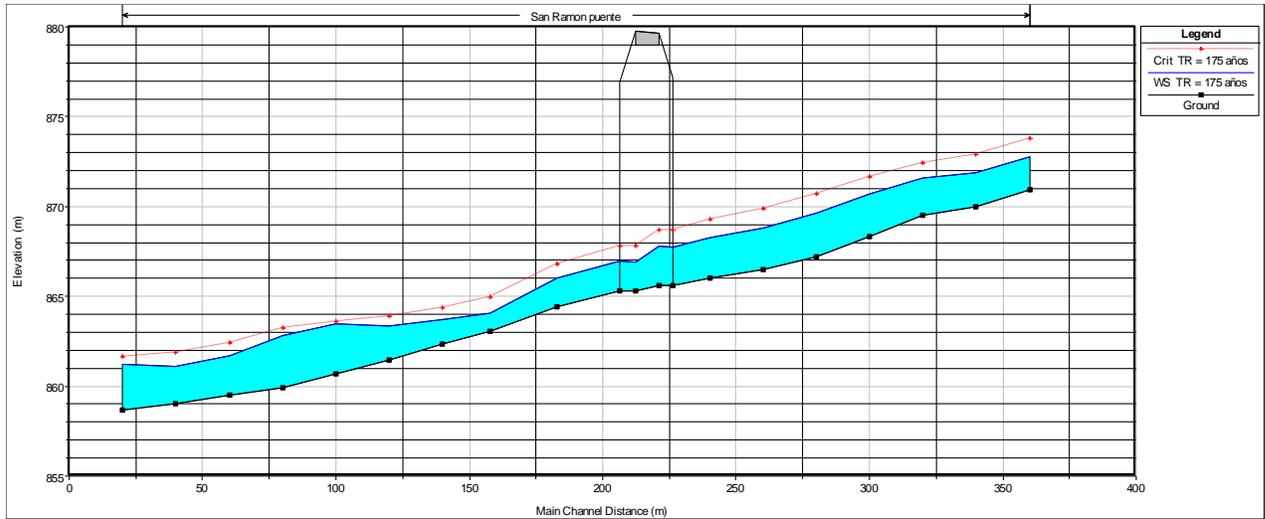


Figura 66: Perfil Longitudinal del río San Ramón, TR = 175 años

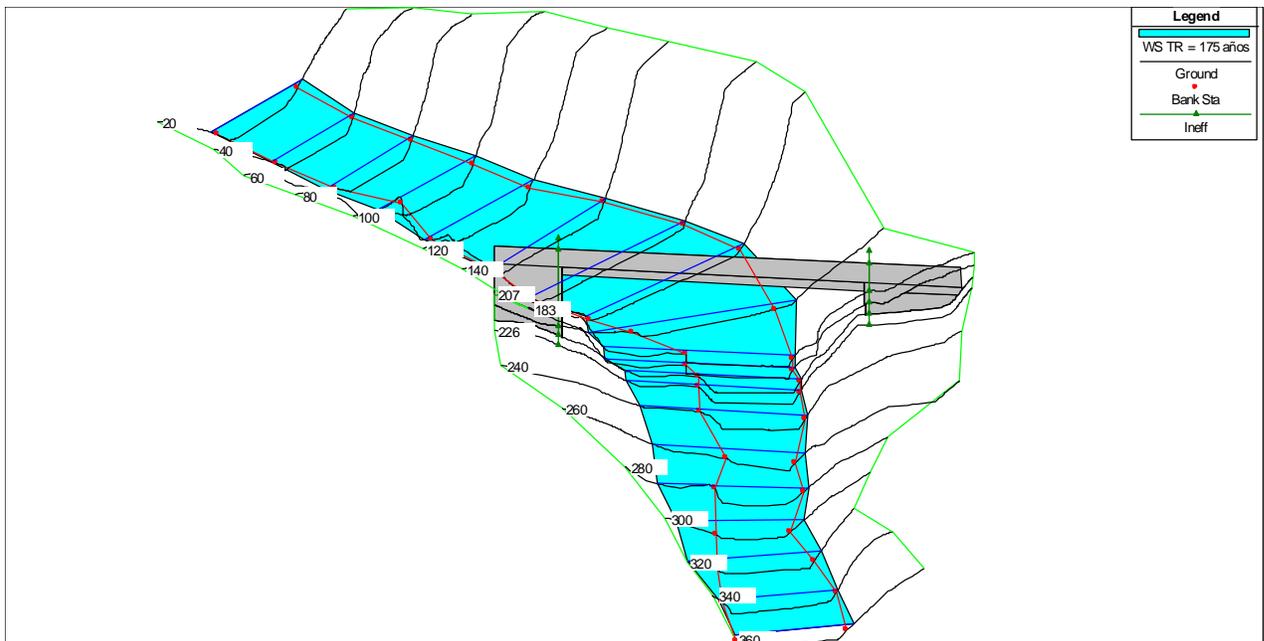


Figura 67: Vista 3D del río San Ramón, TR = 175 años

Cuadro N° 50: Simulación 02: Método TR = 500 años

PARÁMETROS HIDRAULICOS											
SECCIÓN	TIEMPO RETORNO	CAUDAL	NIVEL DE FONDO	NIVEL MÁXIMO	TIRANTE MÁXIMO	PENDIENTE	VELOCIDA MEDIA	AREA HIDRAULICA	ESPEJO DE AGUA	NUMERO FROUDE	UBICACIÓN
(Prog.)	(años)	(m ³ /s)	(m .s.n.m)	NAME (m .s.n.m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)		
360	175	487.5	870.91	873.02	2.11	0.038	8.79	56.36	30.75	2.01	Aguas Arriba
340	175	487.5	870.00	872.10	2.10	0.041	8.90	55.26	31.00	2.06	
320	175	487.5	869.50	871.78	2.28	0.030	8.49	61.49	34.31	1.83	
300	175	487.5	868.31	870.93	2.62	0.029	9.07	61.22	34.42	1.85	
280	175	487.5	867.18	869.85	2.67	0.034	9.18	58.05	40.16	1.94	
260	175	487.5	866.50	869.02	2.52	0.042	9.92	58.63	40.52	2.15	
240	175	487.5	866.00	868.49	2.49	0.037	8.84	59.66	43.82	1.99	
226	175	487.5	865.59	867.93	2.34	0.040	9.01	60.27	45.21	2.06	
PUENTE EVITAMIENTO											
207	175	487.5	865.33	867.13	1.80	0.047	8.76	62.5	48.74	2.15	Aguas Abajo
183	175	487.5	864.41	866.16	1.75	0.050	8.35	63.23	55.27	2.23	
158	175	487.5	863.05	864.23	1.18	0.072	8.57	57.45	52.56	2.57	
140	175	487.5	862.37	863.85	1.48	0.046	7.41	66.04	53.29	2.1	
120	175	487.5	861.44	863.58	2.14	0.025	6.64	74.12	44.75	1.6	
100	175	487.5	860.69	863.77	3.08	0.011	5.47	90.89	41.01	1.11	
80	175	487.5	859.91	863.26	3.35	0.010	5.99	86.71	42.27	1.09	
60	175	487.5	859.49	862.01	2.52	0.021	7.28	68.99	36.09	1.55	
40	175	487.5	859.00	861.45	2.45	0.022	7.42	66.95	32.61	1.57	
20	175	487.5	858.69	861.47	2.78	0.016	6.62	75.39	35.43	1.36	

FUENTE: Simulación Hec-RAS

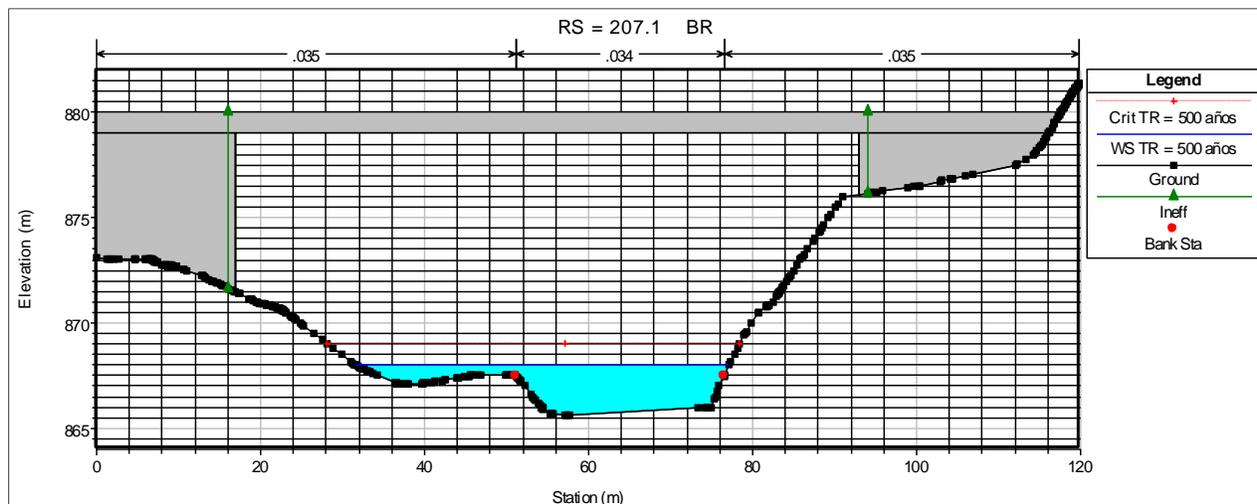


Figura 68: Sección Aguas Arriba del Puente, TR = 500 años

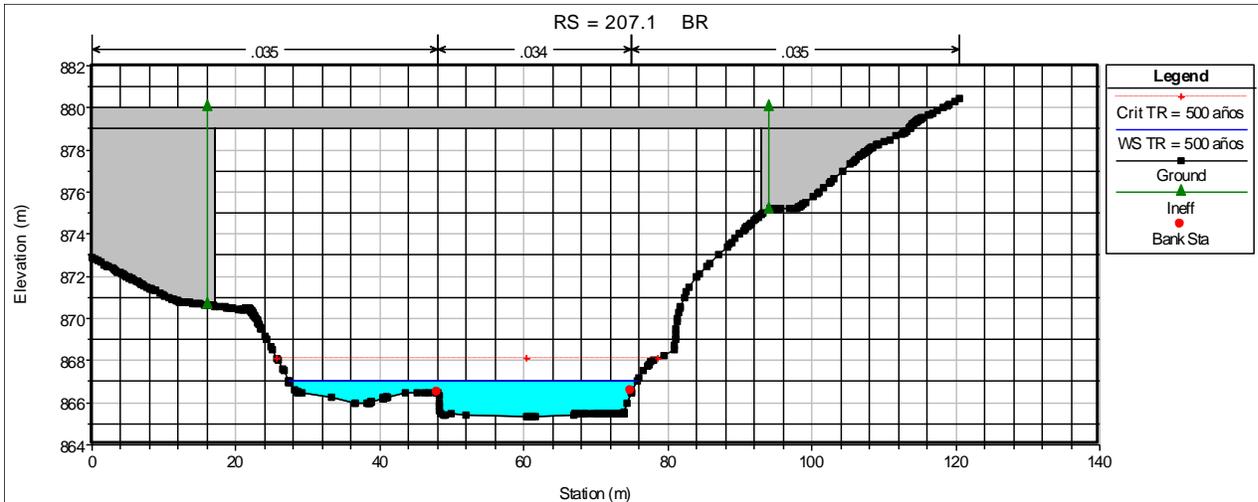


Figura 69: Sección Aguas Abajo del Puente, TR = 500 años

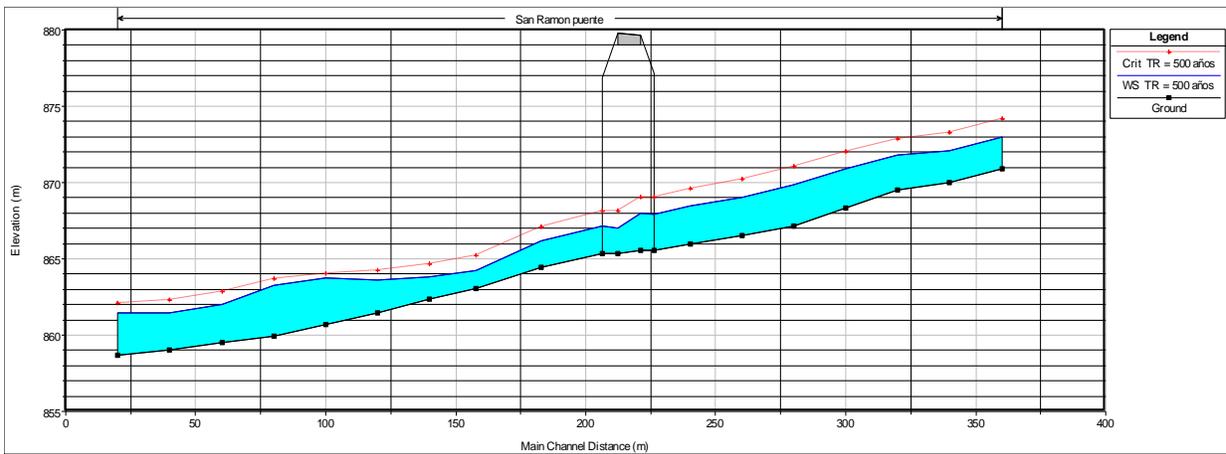


Figura 70: Perfil Longitudinal del río San Ramón, TR = 500 años

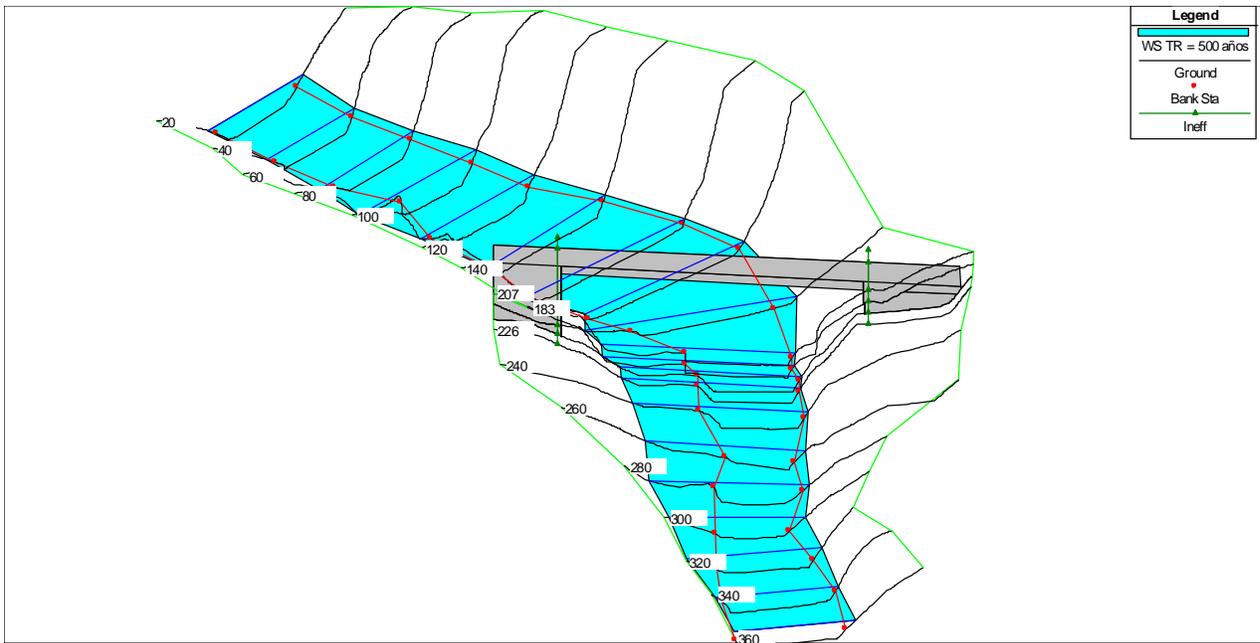


Figura 71: Vista 3D del río San Ramón, TR = 500 años

4.12.3. Determinación de la socavación

Se ha determinado la socavación general (cauce) y por contracción (estribos) con el software HEC-RAS. El método usado para el cálculo de la socavación general utilizado por el programa es el método de Laursen y para la socavación por contracción el método de la Froehlich's.

En la evaluación de campo se ha observado que el cauce se encuentra acorazado con piedra de forma natural, donde predomina piedras de tamaño mediano (2 cm a 10 cm) el cual debe ser considerado en la determinación del diámetro medio y D_{50} .



Figura 72: Cauce aguas arriba



Figura 73: Cauce aguas abajo

En la evaluación se obtuvo una socavación general o contracción de 0.14m en la margen izquierda y 3.28 m en el centro del cauce. En la socavación local de los estribos se obtuvo cero, debido a que los estribos están alejados del cauce y este a su vez no afectaría, por lo tanto la socavación total para el diseño hidráulico del puente es 3.28

m recomendándose mínimo 4 m de profundidad de socavación para el diseño del puente. Como resultado se tiene lo siguiente:

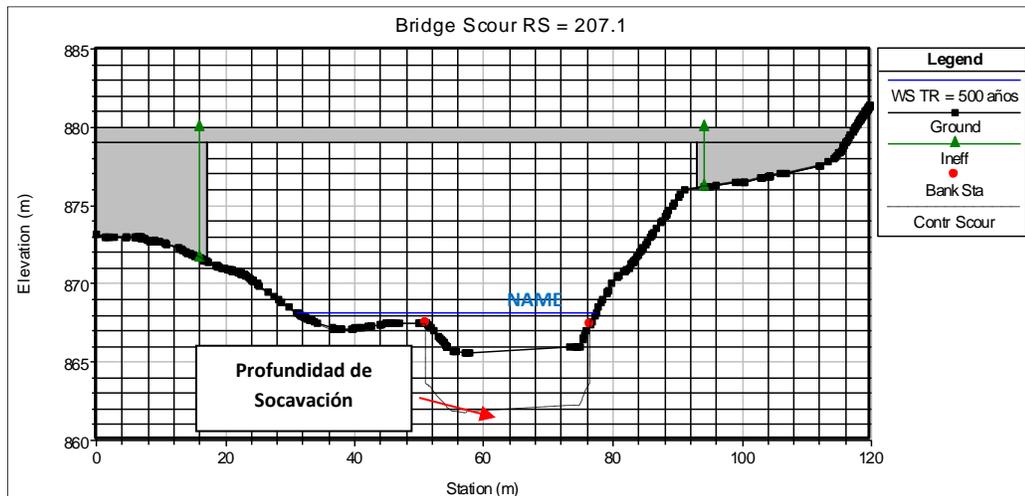


Figura 74: Sección de la profundidad de Socavación General y Local

Hydraulic Design Data			
Contraction Scour			
	Left	Channel	Right
Input Data			
Average Depth (m):	0.39	2.01	0.33
Approach Velocity (m/s):	2.94	8.84	2.24
Br Average Depth (m):	0.60	2.03	0.29
BR Opening Flow (m ³ /s):	45.25	441.85	0.39
BR Top WD (m):	19.59	25.33	0.68
Grain Size D50 (mm):	50.00	50.00	50.00
Approach Flow (m ³ /s):	19.00	467.87	0.63
Approach Top WD (m):	16.61	26.35	0.85
K1 Coefficient:	0.640	0.640	0.640
Results			
Scour Depth Ys (m):	0.14	3.28	0.00
Critical Velocity (m/s):			
Equation:	Live	Clear	Live
Combined Scour Depths			
Clipboard Print ... File ... Close			

Figura 75: Resultados de las socavación General y Local

Cuadro N° 51: Resumen de Socavación

Socavación	Y _s (m)
Socavación General (S _G)	3.28
Socavación por contracción (S _L)	0
Socavación Total (S_T)	3.28

FUENTE: Elaboración Propia

4.13. DIMENSIONES FINALES DEL PUENTE

Las dimensiones hidráulicas finales se muestran en el cuadro siguiente, las cuales serán utilizados en el diseño estructural.

Cuadro N° 52: Resumen de datos para el diseño del puente

RESULTADOS	UNIDAD
Caudal de Diseño (TR = 175 años)	389.00 m ³ /s
Cota superior del Puente	879.00 msnm
Cota de Fondo del cauce	865.59 msnm
Cota del Nivel Máximo Extraordinario	868.00 msnm
Luz del Puente	75.00 m
Galibo	11.00 m
Tirante Máximo	2.41 m
Altura del Puente	13.41 m
Profundidad de Socavación Total	3.28 m

FUENTE: Elaboración Propia

V. CONCLUSIONES

1. Se ha obteniendo los parámetros hidráulicos para el diseño del puente Evitamiento mediante la modelación hidrológica e hidráulica.
2. La función de distribución seleccionada para la serie de precipitaciones máximas 24 horas es Log Normal 3 Parámetros en la estación Satipo y Log Pearson tipo III en la estación Puerto Ocopa, obtenido mediante la prueba de bondad y ajuste.
3. Se realizó la calibración en la modelación hidrológica e hidráulica mediante la identificación de huella hídrica máxima identificada en campo.
4. El caudal máximo de avenida para el diseño es 389.00 m³/s en un periodo de retorno de 175 años y 487.50 m³/s para un periodo de retorno de 500 años, dichos resultados se obtuvieron mediante el software Hec-HMS.
5. Los parámetros hidráulicos para el diseño del puente son; ancho estable del cauce 75m, galibo 11.00 m, tirante máximo 2.41 m y la socavación total 3.28 m. los cuales fueron determinados mediante el software Hec-RAS.

VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar los resultados del presente proyecto para el diseño hidráulico del puente Evitamiento y bajo los criterios expuestos.
- Si bien en el modelamiento hidráulico no presenta socavación local en los estribos, se recomienda como medida de precaución construir gaviones 100m aguas arriba y 100 metros aguas abajo del puente en ambos márgenes para así evitar posibles daños futuros que puedan afectar a la estructura.
- Para los interesados que se dediquen al rubro de hidrología, es necesario de estar siempre actualizados con los programas como el HIDROESTA, HEC -HMS y HEC-GEORAS; ya que estos aportan en mejorar los cálculos que forman parte del rubro hidrológico.

VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- VEN TE CHOW, Maidment, Mays. 2000. Hidrología Aplicada. Editorial McGRAW, 580p Colombia.
- VILLÓN BEJAR, M. 2003. Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 440p Costa Rica.
- VILLÓN BEJAR, M. 2006. Hidrología Estadística. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 440p Costa Rica.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) Provias Nacional, Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje.
- AGUSTÍN FELIPE BREÑA PUYOL y MARCO ANTONIO JACOBO VILLA. “Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial” Universidad Autónoma Metropolitana – Mexico.
- Francisco Javier Aparicio Mijares, “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, LIMUSA – Grupo Noriega Editores – 1989.
- “HIDROLOGÍA para estudiantes de Ingeniería civil”, Wendor Chereque Morán – Pontificia Universidad Católica del Perú.
- “Diseño Hidrológico” Sergio Fattorelli y Pedro C. Fernández, Edición Digital http://www.ina.gov.ar/pdf/Libro_diseno_hidrologico_edicion_digital.pdf