

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“ESTUDIO DE HIDROLOGÍA Y DRENAJE PARA EL
MEJORAMIENTO DEL CAMINO VECINAL EN LA LOCALIDAD DE
PACAHUARA”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

CHARLES ADRIÁN RODRÍGUEZ BERNABLE

LIMA – PERÚ

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA

**“ESTUDIO DE HIDROLOGÍA Y DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO
DEL CAMINO VECINAL EN LA LOCALIDAD DE PACAHUARA”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

CHARLES ADRIÁN RODRÍGUEZ BERNABLE

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Dr. NÉSTOR MONTALVO ARQUÍÑIGO
Presidente

Mg. Sc. RICARDO APACLLA NALVARTE
Asesor

Dr. EDUARDO ABRAHAM CHÁVARRI VELARDE
Miembro

Ing. JAIME EDUARDO VÁSQUEZ CÁCERES
Miembro

LIMA – PERU

2020

DEDICATORIA

A mi padre Adrián y mi madre Olguita

Por todo el amor, sus consejos y sacrificios que hicieron para poder convertirme en un profesional. Les estaré eternamente agradecido.

A mi esposa Diana Atauqui

Por el gran amor que sentimos y sus palabras de aliento para seguir adelante como familia.

A mi hija Geraldine y mi hijo Axel

Que son mi motivación para seguir adelante y no rendirme.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Agraria La Molina, a la facultad de Ingeniería Agrícola por todos los años que disfrute en pre-grado y por la formación brindada en sus aulas a través de sus grandes maestros.

A mi asesor Mg. Sc. Ricardo Apacla por su guía y apoyo durante el desarrollo de la monografía y acompañarme a alcanzar mi meta.

A mi jefe y amigo Mg. Sc. Eugenio Osorio por apoyarme en este proceso de titulación, compartir sus conocimientos y darme la oportunidad de trabajar juntos.

A mi amigo Ing. Gerry Díaz, por todo su apoyo y compartir sus conocimientos.

ÍNDICE GENERAL

I.	INTRODUCCIÓN.....	1
II.	OBJETIVOS.....	2
2.1.	OBJETIVO GENERAL.....	2
2.2.	OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	2
III.	DESARROLLO DEL TRABAJO.....	3
3.1.	UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	9
3.1.1.	Ubicación Política.....	9
3.1.2.	Ubicación Geográfica.....	10
3.1.3.	Accesos a la vía.....	11
3.2.	RECONOCIMIENTO DE CAMPO.....	12
3.3.	METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	15
3.4.	EVALUACIÓN HIDROLÓGICA.....	17
3.4.1.	Información Cartográfica.....	17
3.4.2.	Información Meteorológica.....	17
3.4.3.	Registro de precipitación máxima diaria.....	19
3.4.4.	Análisis de función de distribución.....	22
3.4.5.	Selección de la función de distribución de probabilidad.....	25
3.4.6.	Análisis de frecuencia de la precipitación máxima de 24 horas.....	27
3.4.7.	Lluvia de diseño.....	28
3.4.8.	Cálculo de la Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF).....	29
3.4.9.	Selección del periodo de retorno.....	33
3.4.10.	Caracterización fisiográficas de cuencas.....	35
3.4.11.	Método del número de curva (CN).....	41
3.4.12.	Tormenta de diseño.....	43
3.4.13.	Estimación de caudales máximos.....	48
3.5.	EVALUACIÓN HIDRÁULICA.....	63

3.5.1. Consideraciones para el diseño hidráulico	63
3.5.2. Evaluación y proyección de estructuras	65
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
V. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	76
VI. ANEXOS	77
ANEXO 1. DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA DE LA ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA IBERIA	78

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Inicio y final del proyecto	10
Tabla 2: Rutas de acceso (vía aérea y terrestre)	11
Tabla 3: Alcantarillas existentes.....	12
Tabla 4: Puentes existentes.....	13
Tabla 5: Información cartográfica	17
Tabla 6: Ubicación de la estación pluviométrica.....	18
Tabla 7: Precipitación máxima diaria (mm) – Estación Iberia.....	20
Tabla 8: Precipitaciones máximas diarias corregidas.....	21
Tabla 9: Error cuadrático mínimo – Estación Iberia	26
Tabla 10: Distribución – Log Pearson III.....	27
Tabla 11: Duración de diferentes tiempos (mm) – Estación Iberia.....	28
Tabla 12: Lluvia de diseño – Estación Iberia	28
Tabla 13: Logaritmo de los datos de las variables I, T y d.....	30
Tabla 14: Procedimiento de la regresión lineal múltiple	31
Tabla 15: Resultados de la regresión lineal múltiple.....	32
Tabla 16: Intensidades – Estación Iberia.....	32
Tabla 17: Valores recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje	34
Tabla 18: Cálculo del periodo de retorno	34
Tabla 19: Características de la cuenca de acuerdo con el valor K_c	38
Tabla 20: Rangos aproximados del factor de forma.....	39
Tabla 21: Parámetros geomorfológicos de las cuencas delimitadas.....	41
Tabla 22: Números de curva de cada subcuenca analizada.....	43
Tabla 23: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 50 años.....	45
Tabla 24: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 175 años.....	46
Tabla 25: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 500 años.....	47
Tabla 26: Valor promedio del coeficiente de retardo “N”.....	51
Tabla 27: Valores de tiempo de concentración	52
Tabla 28: Tiempo de retardo respectivo para cada subcuenca	53
Tabla 29: Datos de entrada – Método SCS.....	57
Tabla 30: Datos de entrada – Método SNYDER.....	58

Tabla 31: Resultados para el escenario de 175 años de periodo de retorno	59
Tabla 32: Resultados para el escenario de 500 años de periodo de retorno	59
Tabla 33: Caudales generados con Hec – HMS para cada subcuena	60
Tabla 34: Valores de coeficiente de escorrentía.....	61
Tabla 35: Velocidad máxima admisible	64
Tabla 36: Valores de coeficiente de Manning	65
Tabla 37: Resumen de zanja de drenaje proyectado.....	66
Tabla 38: Alcantarillas tipo TMC 36”	70
Tabla 39: Alcantarillas tipo marco de concreto armado.....	70
Tabla 40: Verificación hidráulica de la alcantarilla tipo TMC 36”	71
Tabla 41: Verificación hidráulica de la alcantarilla tipo marco de concreto armado	71
Tabla 42: Puentes Existentes	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Entrega de terreno – inicio de tramo Km 0+000.....	4
Figura 2: Reunión con la comunidad agrícola de Pacahuara.....	4
Figura 3: Acta de entrega de terreno	5
Figura 4: Contrato y capacitación de personal de trabajo de la zona	6
Figura 5: Identificación de las obras de arte.....	7
Figura 6: Reconocimiento de la vía existente.....	7
Figura 7: Sectores críticos por falta de drenaje	8
Figura 8: Ubicación política del proyecto	9
Figura 9: Ubicación satelital del proyecto	10
Figura 10: Ruta Lima – Puerto Maldonado	11
Figura 11: Diagrama de metodología de trabajo	16
Figura 12: Ubicación de las estaciones pluviométricas.....	18
Figura 13: Precipitación máxima diaria.....	21
Figura 14: Distribución – Log Pearson III.....	27
Figura 15: Curva IDF – Estación Iberia	33
Figura 16: Ubicación hidrográfica.....	35
Figura 17: Vista de imagen satelital de la delimitación de cuencas	36
Figura 18: Cura hipsométrica de una cuenca.....	40
Figura 19: Distribución espacial de la curva número en la cuenca de estudio.....	42
Figura 20: Hietograma de precipitación TR = 50 años	45
Figura 21: Hietograma de precipitación TR = 175 años	46
Figura 22: Hietograma de precipitación TR = 500 años	47
Figura 23: Hidrograma Unitario Triangular	53
Figura 24: Hidrograma Unitario de SNYDER	54
Figura 25: Relación área y longitud de cauce.....	55
Figura 26: Modelo Hec – HMS de las subcuencas del proyecto.....	58
Figura 27: Determinación del área tributaria.....	62
Figura 28: Diseño hidráulico de la zanja de drenaje	66
Figura 29: Tirante hidráulico al 90% de su capacidad	67
Figura 30: Cálculo de caudal de alcantarilla TMC de 36”	69
Figura 31: Cálculo de caudal de alcantarilla marco de concreto armado.....	70

PRESENTACIÓN

El presente Trabajo de Suficiencia Profesional tiene por finalidad la descripción de las funciones desempeñadas en el ámbito laboral durante los últimos 5 años (2015 – 2020) en los campos temáticos de la carrera profesional. Desde la obtención del grado de bachiller realicé trabajos en diferentes rubros de la ingeniería agrícola como son: levantamientos topográficos en proyectos de riegos, abastecimiento de agua en zonas rurales, proyectos en caminos rurales, elaboración de perfiles y expedientes técnicos de ingeniería, esto me ayudó a reforzar los conocimientos aprendidos en la universidad y ponerlos en práctica, además de mejorar la capacidad de tomar decisiones, trabajar en equipo con las distintas especialidades y tener los criterios para obtener un mejor resultado en las actividades realizadas.

En lo que respecta a la presente monografía, en abril del 2017 ingreso a trabajar a la empresa Real Consultores S.A.C. que tiene experiencia en la elaboración de estudios de proyectos viales del Ministerio de Transporte y Comunicaciones a través de su Unidad Ejecutora Provías Descentralizado, quienes convocan a distintas empresas para realizar programas de infraestructura de transporte departamental y rural en sus distintos modos necesitando la intervención de varias especialidades para la realización del estudio final; en el cual la especialidad que se vincula con la carrera profesional de Ingeniería Agrícola es el de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.

Las funciones que he desempeñado en los distintos proyectos viales que la empresa ha tenido a su disposición es de:

- Elaborar del estudio de Hidrología y Drenaje del proyecto, siendo el asistente del especialista encargado.
- Gestionar, planificar, coordinar, organizar y dirigir los trabajos que se deben realizar en la toma de información de campo para realizar el post proceso en gabinete.

- Hacer el reconocimiento de campo, describir e indicar el estado situacional de las obras de drenaje transversal existentes (puentes, alcantarillas, badenes, etc.) y obras de drenaje longitudinal existentes (cunetas, zanjas de drenaje, sub-drenes, etc.)
- Post proceso de la información como son la elaboración de las fichas técnicas de las obras de drenaje existentes, cálculos hidrológicos para el diseño de obras de drenaje, elaboración de planos de cuencas, planos de diseños típicos y sistemas de drenaje, etc.

En general, el producto esperado es el informe final del Estudio de Hidrología y Drenaje del proyecto, siguiendo los lineamientos según su término de referencia (TDR) y consultando con el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

Para las etapas de campo y post proceso he tenido que hacer uso de los conocimientos adquiridos en mi formación como Ingeniero Agrícola, como son: Hidrología, Hidráulica, Topografía, Geología, Mecánica de Suelos, etc. que me han permitido cumplir con los objetivos del proyecto vial.

I. INTRODUCCIÓN

En julio del 2018, Provías Descentralizado lanza la convocatoria CONV-PROC-117-2018-MTC/21-SBCC-1 del paquete Madre de Dios para realizar el Estudio Definitivo: Mejoramiento del Camino Vecinal Emp. PE-30C (Dv. Flor de Acre) – Pacahuara – Dv. Nueva Alianza – Pta. Carretera, del distrito de Iberia, de la provincia de Tahuamanu, departamento Madre de Dios, es así que la empresa Real Consultores S.A.C. se presenta a la convocatoria obteniendo la buena pro y en diciembre del mismo año la entidad hace la entrega de terreno para dar inicio al estudio del camino vecinal, el cual debía ser realizado en los plazos fijados según el término de referencia del proyecto.

Se sabe que el comportamiento y durabilidad de la infraestructura vial está íntimamente ligado a la capacidad de evacuación de las aguas pluviales, ocasionando daños en muchos casos ante la poca eficiencia de las obras de drenaje, las mismas que colapsan antes de cumplir su vida útil. En consecuencia, el propósito del estudio de Hidrología y Drenaje, es de evaluar parámetros meteorológicos y determinar la hidrología de la zona para obtener los caudales y proponer el tipo de obra de arte y estructuras de drenaje más adecuados, que permitan mantener los objetivos de transitabilidad, acorde con el nivel de intervención de los trabajos de mantenimiento rutinario y periódico.

El trabajo de suficiencia profesional que presento es importante porque a través del estudio realizado se pudo mejorar las condiciones de la vía existente, buscando mantener la continuidad, fluidez y seguridad; reduciendo costos operativos vehiculares y tiempos de viaje en beneficio de la población, brindando una adecuada transitabilidad para el transporte de pasajeros y carga en la carretera solucionando la problemática existente en dicha zona.

II. OBJETIVOS

2.1.OBJETIVO GENERAL

Realizar el estudio de hidrología y drenaje para el mejoramiento del camino vecinal en la localidad de Pacahuara, distrito Iberia, provincia Tahuamanu, región Madre de Dios.

2.2.OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Evaluar el estado funcional de las obras de drenaje existentes transversales (alcantarillas, badenes, puentes, etc.) y longitudinales (cunetas, zanjas de drenaje, etc.)
- Realizar el procesamiento de la información pluviométrica y determinar la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta para las precipitaciones máximas de 24 horas.
- Determinar la ecuación de curva de Intensidad – Duración – Frecuencia.
- Calcular los caudales de diseño de obras de drenaje transversal y longitudinal.
- Proponer diversas obras de drenaje que requieren ser proyectadas de acuerdo a las exigencias hidrológicas y/o hidrodinámicas del área del proyecto vial.

III. DESARROLLO DEL TRABAJO

- a) Contribución en la solución de situaciones problemáticas que se hayan presentado durante su estancia en la empresa

Parte de las contribuciones que he realizado en la empresa para poder llevar a cabo el estudio de hidrología y drenaje es de gestionar, planificar y coordinar la salida de campo para la toma de información requerida, siendo estas funciones:

- Gestionar con la entidad para la entrega de terreno, estas coordinaciones se hicieron con el coordinador zonal de Provías Descentralizado – Madre de Dios. La entrega de terreno consiste en hacer el recorrido en la vía existente que será mejorada con el estudio final del proyecto, esto se realiza en presencia de las autoridades locales como el alcalde del distrito de Iberia, presidente de la comunidad agrícola de Pacahuara, regidores y beneficiarios en general, se hace una reunión el mismo día para informar a los beneficiarios sobre el proyecto y de cómo serán los trabajos realizados. Al finalizar el recorrido, el coordinador local de Provías Descentralizado realizó el acta de entrega de terreno, en el cual firman el coordinador local y el representante legal de la empresa, en este caso tuve la función de representante de la empresa a través de una carta poder que me asignaron debido a que el representante legal de la empresa en su momento no pudo estar presente, dándole solución a este proceso de entrega de terreno.



Figura 1: Entrega de terreno – inicio de tramo Km 0+000
Fuente: Real Consultores S.A.C.



Figura 2: Reunión con la comunidad agrícola de Pacahuara
Fuente: Real Consultores S.A.C.



PERÚ

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

ACTA DE ENTREGA DE TERRENO

En la Provincia de Tahuamanu, Departamento de Madre de Dios, siendo las 09:30 horas del día veinte (20) de diciembre del 2018, reunidos:

En representación del Ministerio de Transportes y Comunicaciones – PROVIAS DESCENTRALIZADO el Ing. Rulo Michael Palma Maldonado, Coordinador Zonal de la Oficina de Coordinación de Madre de Dios y el representante legal del Contratista Real Consultores S.A.C. Sr. Mauricia Amada Osorio Guerra, se procede a la entrega de los terrenos donde se ejecutará el servicio de consultoría:

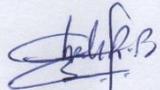
Distrito : Iberia
Provincia : Tahuamanu
Región : Madre de Dios
Camino Vecinal : "Emp. PE 30C – (Dv. Flor de Acre) – Flor de Acre – Pacahuara - Dv. Nueva Alianza - Pta. Carretera"

Plazo del servicio : 105 Días Calendarios.
Contratista : Real Consultores S.A.C.
Representante Legal: Mauricia Amada Osorio Guerra

Con lo cual se da cumplimiento a las directivas emanadas por la Dirección Ejecutiva según el Contrato N° 216 -2018-MTC/21.

En consecuencia y luego de realizar el recorrido de todo el tramo y que se encuentran disponibles para el inicio de los estudios; se concluye el Acto de Entrega de Terreno a las 13:00 horas del mismo día, y en señal de conformidad con la presente Acta procedemos a suscribirla en tres (3) ejemplares de un mismo tenor en señal de total aceptación y conformidad con todos y cada uno de sus términos.


Ing. R. Michael Palma Maldonado
Coordinador Zonal Madre de Dios (P)
PROVIAS DESCENTRALIZADO


CHARLES ADRIAN RODRÍGUEZ BERNABLE
42212984

POR PROVIAS DESCENTRALIZADO

POR EL CONTRATISTA

Figura 3: Acta de entrega de terreno
Fuente: Real Consultores S.A.C.

- Luego de la entrega de terreno se inician los trabajos de campo en las distintas especialidades de acuerdo al cronograma de actividades. La especialidad que tengo por encargo es la de hidrología y drenaje, procediendo a realizar la toma de información de campo, iniciando con un reconocimiento en la vía existente de sus estructuras de obras de drenaje, realizando el inventariado y las mediciones respectivas, además de identificar las zonas críticas que presenta la vía debido a la falta de obras de drenaje. Por lo cual se contrata un personal de la zona para el apoyo de estas mediciones, a este personal se les capacita para que puedan realizar un trabajo eficiente en la toma de información.



Figura 4: Contrato y capacitación de personal de trabajo de la zona
Fuente: Real Consultores S.A.C.



Figura 5: Identificación de las obras de arte
Fuente: Real Consultores S.A.C.



Figura 6: Reconocimiento de la vía existente
Fuente: Real Consultores S.A.C.



Figura 7: Sectores críticos por falta de drenaje
Fuente: Real Consultores S.A.C.

- b) Análisis de su contribución en términos de las competencias y habilidades adquiridas durante su formación profesional, considerando la revisión de literatura actualizada y pertinente.

3.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

3.1.1. Ubicación Política

Departamento : Madre de Dios
Provincia : Tahuamanu
Distrito : Iberia
Localidad : Comunidad Agrícola Arca de Pacahuara

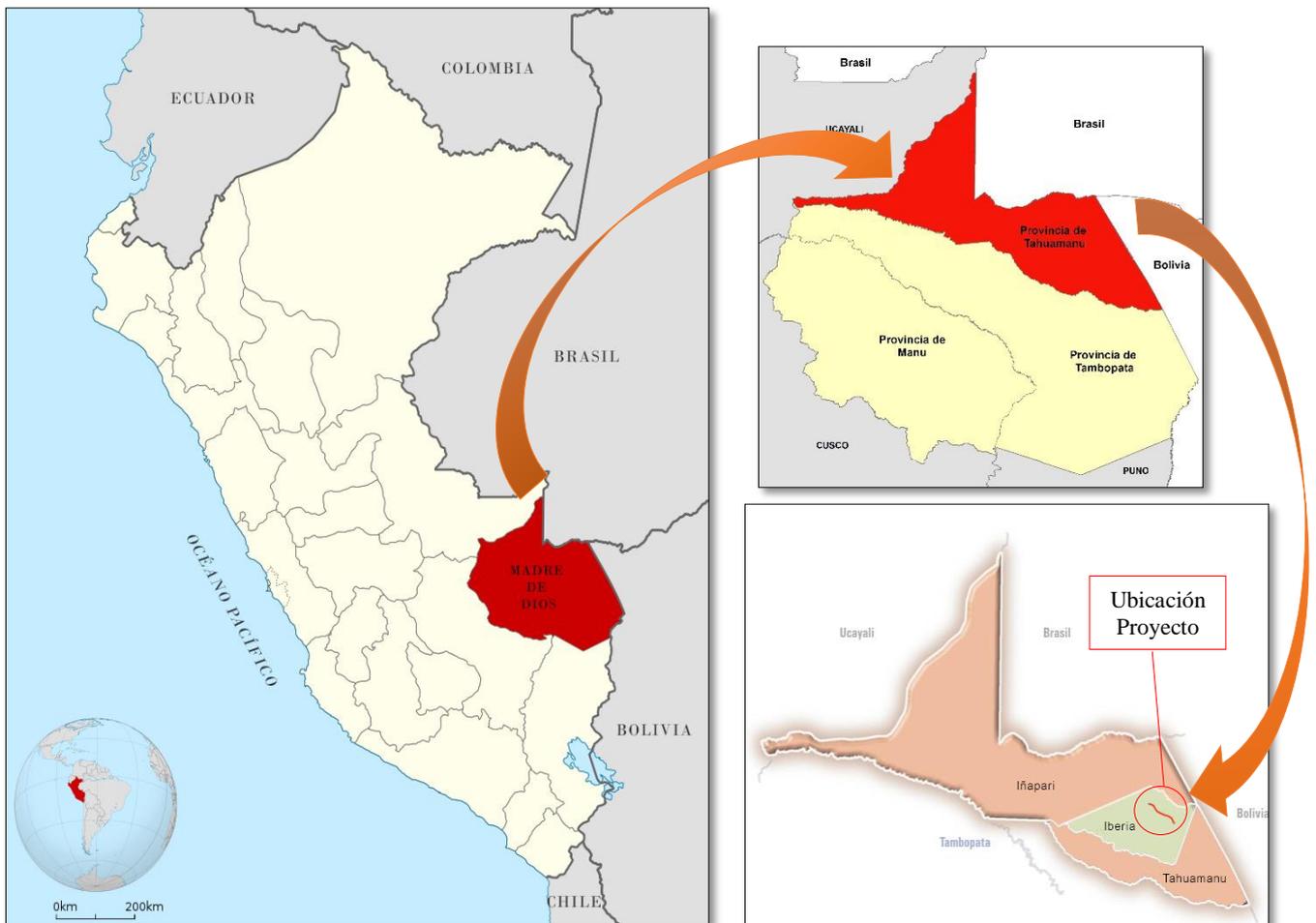


Figura 8: Ubicación política del proyecto
Fuente: Elaboración propia

3.1.2. Ubicación Geográfica

- Coordenadas Geográficas WGS84:
 Latitud : 11° 23' 42.07"S a 11° 18' 53.78"S
 Longitud : 69° 29' 30.12"O a 69° 38' 33.17"O
- Coordenadas Proyectadas UTM- WGS84 Zona 19L:
 Norte : De 8, 740,297.06 m a 8, 749,120.77 m
 Este : De 446,357.79 m a 429,880.24 m
 Cota : 292 msnm a 320 msnm

Tabla 1: Inicio y final del proyecto

RUTA	Puntos	Localización	Progresiva (Km)	Este (m)	Norte (m)	Elevación msnm
MD - 632	Inicio de Tramo 1	Dv. Flor de Acre	0+000.00	446357.79	8740297.06	293
	Fin de Tramo 1	Pacahuara	16+865.94	432825.12	8747110.44	280
MD - 633	Inicio de Tramo 2	Pacahuara	0+000.00	432825.12	8747110.44	280
	Fin de Tramo 2	Punta Carretera	4+202.21	429880.24	8749120.77	307

Fuente: Elaboración propia

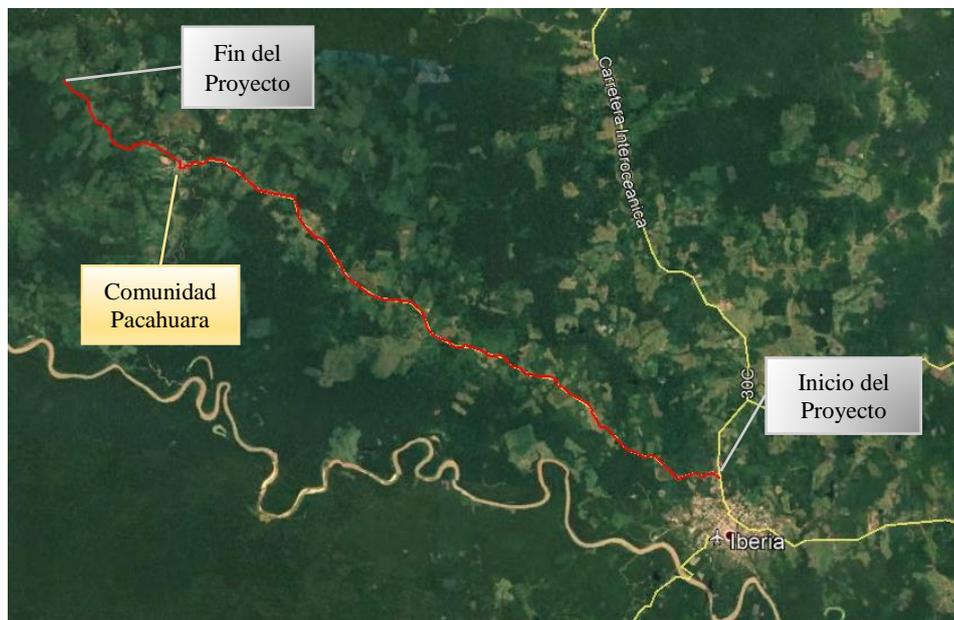


Figura 9: Ubicación satelital del proyecto
 Fuente: Google Earth

3.1.3. Accesos a la vía

El Proyecto está ubicado en el distrito de Iberia, provincia de Tahuamanu, región Madre de Dios. Se accede por vía aérea desde la ciudad de Lima hasta Puerto Maldonado, para continuar por la PE-30C hasta llegar al Distrito de Iberia. Por último, tomar la ruta PE-30C hasta llegar al DV. Flor de Acre.

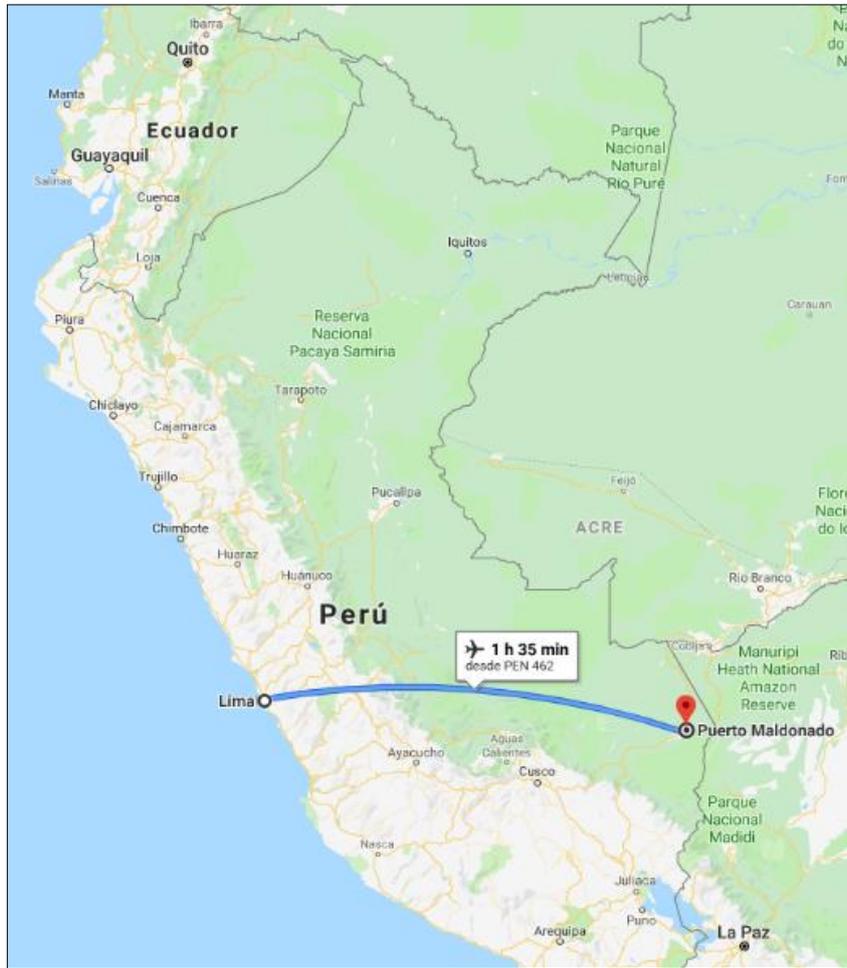


Figura 10: Ruta Lima – Puerto Maldonado
Fuente: Google Maps

Tabla 2: Rutas de acceso (vía aérea y terrestre)

Ruta	Código	Distancia / Tiempo	Superficie Rodadura
Lima – Puerto Maldonado	-	1h 35min	-
Puerto Maldonado - Iberia	PE-30C	171 km / 3h	Asfaltado
Iberia - Pacahuara	MD-632	16.89 km / 1h	Afirmado
Pacahuara - Punta Carretera	MD-633	4.20 km / 20 min	Trocha

Fuente: Elaboración propia

3.2.RECONOCIMIENTO DE CAMPO

En esta etapa se describen e indican el actual estado situacional de las obras de drenaje transversal existente (puentes, alcantarillas, badenes, etc.) y obras de drenaje longitudinal (cunetas, zanjas de drenaje, subdrenes, etc.). Para el proyecto se elaboró fichas de inventario de acuerdo al tipo de estructuras, es así que en el reconocimiento de campo se identificaron 2 alcantarillas en mal funcionamiento y 11 puentes (10 puentes de madera y 1 puente de concreto armado), que detallamos a continuación:

Tabla 3: Alcantarillas existentes

Nº	Progresiva (km)	Coordenadas	Tipo	Función	Estado	Observación	FOTO
		UTM Z19L (m)					
1	10+180	N: 8,744,182 E: 437,961	TMC 24"	Alivio	Malo	La alcantarilla se encuentra colapsada sin cabezales de entrada y salida, se recomienda reemplazar	
2	13+604	N: 8,746,494 E: 435,678	TMC 24"	Alivio	Malo	La alcantarilla se encuentra parcialmente obstruida, sin cabezales de entrada y salida, se recomienda reemplazar	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4: Puentes existentes

N°	Ubicación		Dimensiones: Luz (L), Altura (H), Long. Transv. (B)	Vista 01	Vista Longitudinal
	Progresiva (Km)	Coordenada (UTM)			
1	1+958.79 Tramo 1	E: 444,678 N: 8,740,722	L= 6.0 m H = 2.4 m B = 4.3 m		
2	2+677.69 Tramo 1	E: 444,020 N: 8,740,887	L= 14.0 m H = 4.3 m B = 4.3 m		
3	11+311.24 Tramo 1	E: 436,988 N: 8,744,727	L= 8.0 m H = 3.4 m B = 4.5 m		
4	11+737.87 Tramo1	E: 436,748 N: 8,745,070	L= 9.0 m H = 3.0 m B = 4.0 m		
5	15+105.53 Tramo 1	E: 434,333 N: 8,747,027	L= 13.0 m H = 3.4 m B = 4.2 m		

N°	Ubicación		Dimensiones: Luz (L), Altura (H), Long. Transv. (B)	Vista 01	Vista Longitudinal
	Progresiva (Km)	Coordenada (UTM)			
6	16+071.17 Tramo 1	E: 433,490 N: 8,747,339	L= 20.0 m H = 7.0 m B = 4.3 m		
7	16+508.39 Tramo 1	E: 433,116 N: 8,747,224	L= 35.50 m H = 12.4 m B = 4.7 m		
8	0+435.37 Tramo 2	E: 432,629 N: 8,747,380	L= 14.0 m H = 2.7 m B = 4.0 m		
9	1+786.16 Tramo 2	E: 431,461 N: 8,747,506	L= 11.0 m H = 4.0 m B = 4.3 m		
10	2+683.46 Tramo 2	E: 430,869 N: 8,748,077	L= 6.0 m H = 3.7 m B = 3.4 m		
11	3+406.95 Tramo 2	E: 430,502 N: 8,748,645	L= 14.0 m H = 6.7 m B = 3.4 m		

3.3.METODOLOGÍA DE TRABAJO

El modelamiento hidrológico consiste en la determinación del caudal de avenida para el periodo de retorno seleccionado, dicho resultado se utilizará en los diseños hidráulicos de los puentes del proyecto.

Para determinar el caudal se utilizará el método de Transformación Precipitación – Escorrentía, ya que en la zona del proyecto no cuenta con registro de caudales, si no con precipitaciones máximas diarias, para ello se han identificado dos estaciones pluviométricas disponibles, una se encuentra operativa mientras que la otra no. Para el procesamiento de la información pluviométrica se ha seleccionado la estación no operativa ya que cuenta con la cantidad de información necesaria, mientras que la estación operativa no cuenta con información suficiente para el procesamiento.

Requerimientos:

- Modelo digital del terreno ASTERDEM 30 m.
- Registro de precipitación máxima de 24 horas, con un mínimo de 25 años de precipitación máximas en 24 horas.
- Software ArcGIS v.10.2 con extensión Hec – GeoHMS
- Software Hec – HMS v.4.5.

Procedimiento:

- Ajuste de la distribución de probabilidad para el registro de precipitaciones máximas de 24 horas en la estación pluviométrica.
- Determinación de la curva Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF).
- Determinación de Hietogramas de precipitaciones.
- Delimitación de las cuencas y cálculo de los parámetros geomorfológicos de cada cuenca.
- Determinación de Número de Curva para cada cuenca.
- Selección del periodo de retorno para los diseños de los puentes.

- En la transformación de lluvias se utilizará los métodos de Hidrograma Unitario Triangular del Servicio de Conservación de Suelos y el Hidrograma Unitario de Snyder.
- Para la simulación en el programa Hec-HMS, la precipitación que se utilizará será la obtenida por el hietograma de precipitación de la estación para diferentes periodos de retorno.
- Calibración del modelo mediante la altura de la huella hídrica registradas en campo.

Resultados:

- Obtención de los caudales para los diseños hidráulicos de los puentes del proyecto.

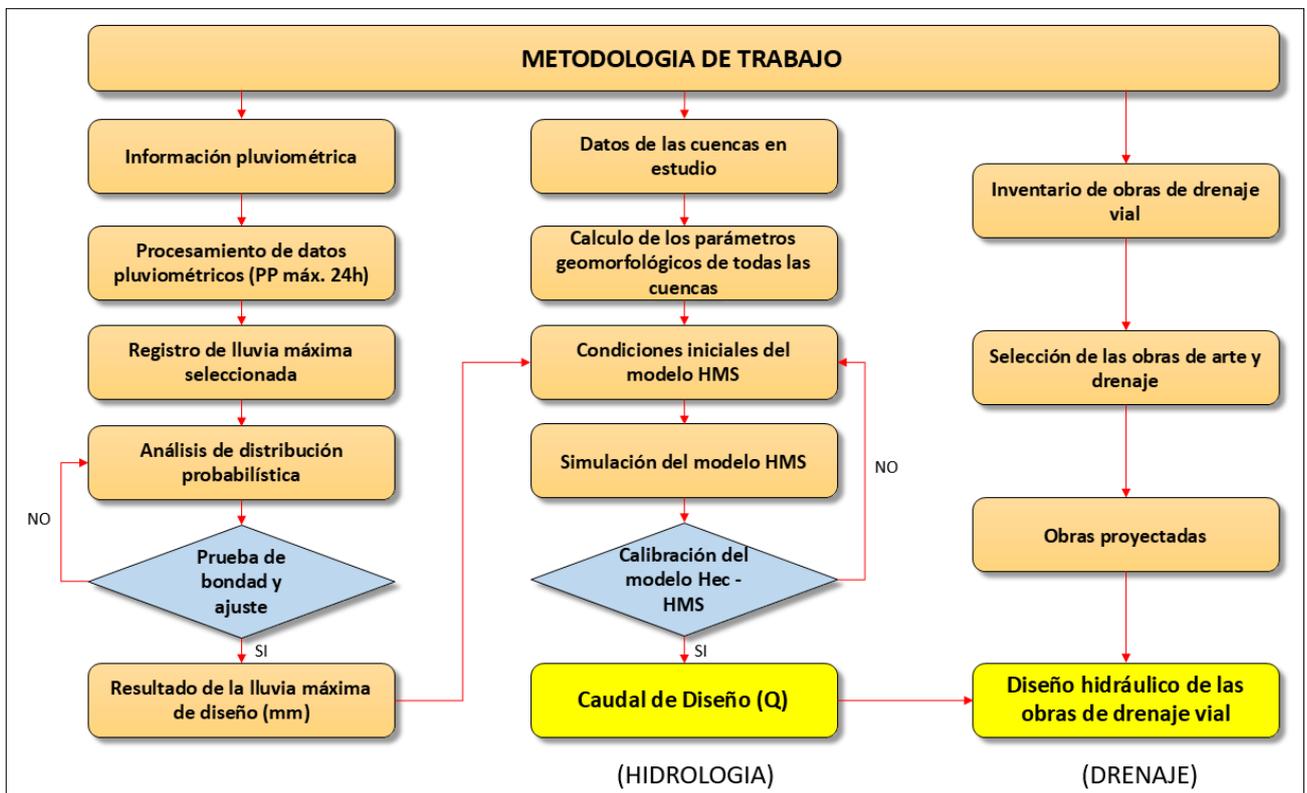


Figura 11: Diagrama de metodología de trabajo
Fuente: Elaboración propia

3.4.EVALUACIÓN HIDROLÓGICA

3.4.1. Información Cartográfica

Se dispuso de la siguiente información cartográfica, proveniente del Instituto Geográfico Nacional (IGN).

Tabla 5: Información cartográfica

Descripción	Escala
Cartas Nacionales Hojas: 23x	1 / 100 000

Fuente: IGN

3.4.2. Información Meteorológica

La zona en estudio cuenta con dos estaciones meteorológicas cercanas al proyecto, una operativa y la otra no, la estación operativa es Iñapari, sin embargo según el SENAMHI solo cuenta con 03 años disponibles para su distribución (2015, 2017 y 2018), optando por descartarla, la estación Iberia no se encuentra operativa sin embargo cuenta con 25 años de registros desde su instalación hasta el cese de sus operaciones. Para el presente estudio se solicitó al SENAMHI la información de la estación Iberia.

La información meteorológica utilizada para el presente estudio, es la precipitación máxima en 24 horas de la estación Iberia, esta se encuentra ubicada en la provincia de Tahuamanu.

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 mediante fórmulas empíricas y/o modelos hidrológicos existentes, previo análisis de consistencia y ajuste con las funciones de distribución para eventos extraordinarios.

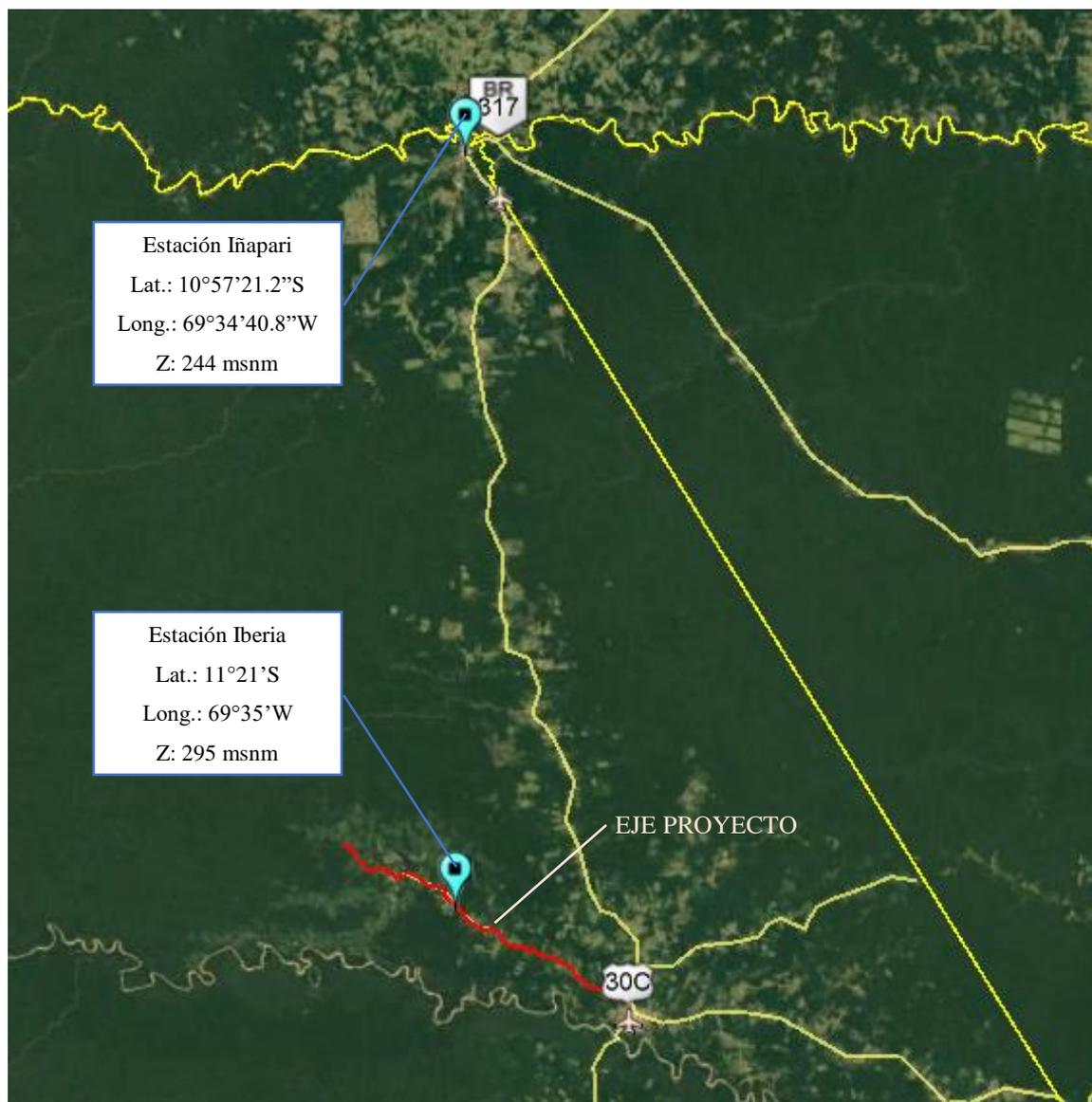


Figura 12: Ubicación de las estaciones pluviométricas
 Fuente: SENAMHI

Tabla 6: Ubicación de la estación pluviométrica

Estación	Altitud msnm	Latitud / Este	Longitud / Norte	Período de registro	Años de registro	Ubicación
IBERIA	295	11°21'	69°35'	1949-1963 / 1965-1974	25	Dpto. Madre de Dios Prov. Tahuamanu Dist. Iberia

Fuente: SENAMHI

3.4.3. Registro de precipitación máxima diaria

Se analizó la información de lluvias máximas diarias registradas en la estación de Iberia. En la Tabla 7 se presenta la relación de las precipitaciones máximas diarias registradas, donde se observa que presentan períodos de registro discontinuos entre 1949 y 1974. En la figura 13 se muestra el histograma de precipitación máxima anual para la estación.

Se ha calculado los datos de precipitaciones máximas en 24 horas, multiplicando la precipitación máxima diaria por el factor 1.13 recomendado en la guía de prácticas hidrológicas - Volumen 11: Gestión de Recursos Hídricos y Aplicación de Prácticas Hidrológicas - Tabla 11.5.5 (OMM N°168 - 2011) como se muestra en la Tabla 8.

Tabla 7: Precipitación máxima diaria (mm) – Estación Iberia

N°	AÑO	MES												PP Max
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
1	1949	60.90	46.20	53.10	34.50	26.60	31.80	6.10	5.30	54.90	66.10	S/D	63.20	66.10
2	1950	45.70	44.50	74.90	S/D	S/D	101.70	14.00	0.00	10.20	31.80	61.50	S/D	101.70
3	1951	63.50	58.40	87.00	52.00	91.00	60.50	7.00	65.80	30.30	15.80	122.50	40.00	122.50
4	1952	49.50	23.00	55.00	21.80	55.00	41.80	9.90	64.60	19.30	99.40	104.50	72.50	104.50
5	1953	63.00	91.10	50.80	95.80	24.00	12.50	9.50	S/D	52.00	S/D	43.00	40.50	95.80
6	1954	34.00	86.00	47.00	29.00	19.00	15.00	30.00	14.80	27.50	43.50	50.40	51.20	86.00
7	1955	43.00	50.50	67.00	S/D	46.00	8.60	8.00	28.90	13.20	30.20	72.00	126.3	126.30
8	1956	50.20	59.00	31.30	43.20	44.60	13.00	54.60	S/D	76.00	46.00	35.50	92.00	92.00
9	1957	37.00	55.00	54.00	47.40	65.00	20.00	7.20	16.00	72.00	58.00	38.00	27.00	72.00
10	1958	55.00	50.00	48.00	55.00	36.50	12.00	8.00	20.00	18.50	80.00	50.00	59.00	80.00
11	1959	45.00	S/D	58.00	65.00	39.00	30.00	35.00	38.00	45.00	30.00	47.00	84.00	84.00
12	1960	45.00	60.00	39.00	120.00	31.00	30.00	0.00	47.00	17.00	60.00	41.00	58.00	120.00
13	1961	28.00	46.00	56.00	40.00	30.00	36.00	1.00	3.00	9.70	55.00	56.00	105.0	105.00
14	1962	83.00	32.50	94.10	60.00	12.00	31.00	12.00	13.10	35.00	11.00	32.00	110.0	110.00
15	1963	60.70	50.00	70.50	21.00	13.20	69.00	0.00	46.50	45.00	58.00	59.30	38.00	70.50
16	1964	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D
17	1965	78.00	27.00	43.00	69.00	6.00	18.00	8.50	3.00	44.00	53.50	45.50	47.00	78.00
18	1966	25.00	60.00	25.00	61.00	53.50	10.50	23.50	7.50	74.50	40.00	37.00	44.50	74.50
19	1967	25.00	34.00	48.50	36.50	20.00	3.50	34.00	10.00	21.00	11.00	16.00	22.00	48.50
20	1968	21.00	37.00	14.00	11.00	15.00	13.00	9.00	13.00	13.00	25.00	27.00	17.00	37.00
21	1969	S/D	S/D	40.00	54.00	13.00	9.00	4.00	10.00	13.00	13.00	14.00	23.00	54.00
22	1970	17.00	100.00	57.00	44.00	27.00	S/D	8.00	12.00	11.00	30.00	33.00	29.00	100.00
23	1971	63.00	62.00	65.00	48.00	32.00	58.00	11.00	69.00	24.00	48.00	65.00	29.00	69.00
24	1972	68.00	67.00	67.00	25.00	28.00	21.00	16.00	44.00	S/D	66.00	53.00	56.00	68.00
25	1973	27.00	54.00	57.00	54.00	24.00	S/D	8.00	76.00	49.00	46.00	112.00	43.00	112.00
26	1974	71.00	S/D	41.00	37.00	29.00	7.00	20.00	25.00	37.00	49.00	77.00	56.00	77.00
Promedio		48.27	54.24	53.73	48.88	32.52	28.39	13.77	27.50	33.84	44.43	53.84	55.55	86.18
Desv. Est.		18.74	19.48	17.91	24.16	19.32	24.09	12.82	23.86	21.12	22.15	27.74	29.46	23.48
Mínimo		17.00	23.00	14.00	11.00	6.00	3.50	0.00	0.00	9.70	11.00	14.00	17.00	37.00
Máximo		83.00	100.00	94.10	120.00	91.00	101.70	54.60	76.00	76.00	99.40	122.50	126.30	126.30

Fuente: SENAMHI

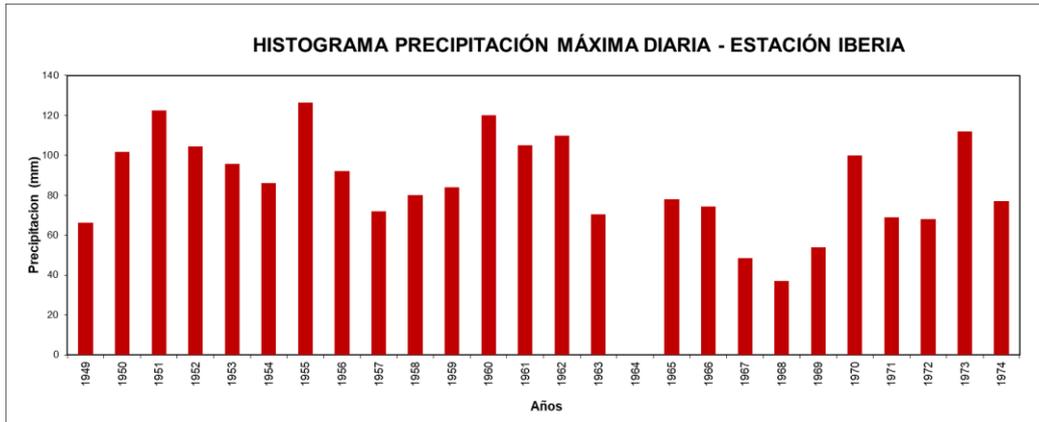


Figura 13: Precipitación máxima diaria

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8: Precipitaciones máximas diarias corregidas

Nº	AÑO	Estación Iberia	Corrección OMM	
		Precipitación máxima diaria (mm)	Precipitación máxima 24 horas (mm)	Datos Ordenados (mm)
1	1949	66.10	74.69	S/D
2	1950	101.70	114.92	41.81
3	1951	122.50	138.43	54.81
4	1952	104.50	118.09	61.02
5	1953	95.80	108.25	74.69
6	1954	86.00	97.18	76.84
7	1955	126.30	142.72	77.97
8	1956	92.00	103.96	79.67
9	1957	72.00	81.36	81.36
10	1958	80.00	90.40	84.19
11	1959	84.00	94.92	87.01
12	1960	120.00	135.60	88.14
13	1961	105.00	118.65	90.40
14	1962	110.00	124.30	94.92
15	1963	70.50	79.67	97.18
16	1964	0.00	0.00	103.96
17	1965	78.00	88.14	108.25
18	1966	74.50	84.19	113.00
19	1967	48.50	54.81	114.92
20	1968	37.00	41.81	118.09
21	1969	54.00	61.02	118.65
22	1970	100.00	113.00	124.30
23	1971	69.00	77.97	126.56
24	1972	68.00	76.84	135.60
25	1973	112.00	126.56	138.43
26	1974	77.00	87.01	142.72

Fuente: Elaboración propia

3.4.4. Análisis de función de distribución

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un periodo dado de retorno.

Se efectuó un ajuste de los registros, mediante la aplicación de las distribuciones: Normal, Log-Normal 2P, Log - Normal 3P, Gumbel, Pearson y Log Pearson III, a las que se asocian comúnmente los valores extremos de fenómenos hidrológicos.

- **Distribución Normal**

Esta distribución se define:

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

Donde:

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

x = variable independiente.

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

- **Distribución Log Normal 2 Parámetros**

La función de distribución de probabilidad es:

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

Donde:

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

- **Distribución Log Normal 3 Parámetros**

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{2\pi\sigma_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2}$$

Para : $x_0 < x < \infty$

Donde :

x_0 : parámetro de posición en el dominio de x

μ_y : parámetro de escala o media en el dominio de x

σ_y^2 : parámetro de forma o varianza en el dominio de x

- **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.

$$\bar{x} = \alpha_1 \beta_1 + \delta_1 \qquad S^2 = \alpha_1^2 \beta_1 \qquad \gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde:

\bar{x} = es la media de los datos

S^2 = variancia de los datos

γ = coeficiente de sesgo, definido como:

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

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:

$$F(y) = F(\chi^2 \parallel v) = F\chi^2(2y \parallel 2\beta_1)$$

La función chi cuadrado χ^2 , se encuentra en tablas estadísticas.

- **Distribución Log Pearson Tipo III**

La función de densidad es:

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

Valido para:

$$\begin{aligned} x_0 &\leq x < \infty \\ -\infty &< x_0 < \infty \\ 0 &< \beta < \infty \\ 0 &< \gamma < \infty \end{aligned}$$

Donde:

x_0 : Parámetro de posición
 γ : Parámetro de forma
 β : Parámetro de escala

- **Distribución Gumbel**

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

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

Utilizando el método de momentos, se obtiene las siguientes relaciones:

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

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

α : Parámetro de concentración

β : Parámetro de localización

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

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

x : Valor con una probabilidad dada

\bar{x} : Media de la serie

k : Factor de frecuencia

3.4.5. Selección de la función de distribución de probabilidad

Para seleccionar la función de distribución de eventos extremos máximos, se utilizaron dos métodos: gráfico y analítico, el primero consiste en inspeccionar un gráfico donde se hayan colocado las diferentes funciones de distribución, junto a los puntos medidos, la mejor función de distribución que se selecciona será la que se apege visualmente mejor a los datos medidos.

El segundo método es el analítico, que es del error cuadrático mínimo, consiste en calcular para cada función de distribución el error cuadrático, con la siguiente expresión:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i}) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde x_{e_i} es el i-ésimo dato estimado y x_{o_i} es el i-ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis, la función seleccionada será el de menor valor.

Para el análisis de ajuste de bondad se utilizó el software *SMADA V.6*, con el cual se determinó la prueba de bondad de ajuste a la función de distribución teórica por el método de error cuadrático mínimo, según como indica el siguiente cuadro:

Tabla 9: Error cuadrático mínimo – Estación Iberia

Orden	Weibull	Ppmáx. 24h χ_{e_i} (mm)	Normal		Log-Normal-2P		Log-Normal-3P		Pearson-III		Log-Pearson-III		Gumbel	
			χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$	χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$	χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$	χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$	χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$	χ_{o_i} (mm)	$(\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$
1	0.038	41.8	50.4	74.3	58.5	279.2	58.5	279.2	49.0	51.8	48.7	47.7	59.2	303.8
2	0.077	54.8	59.5	22.3	64.1	87.1	64.1	87.1	58.9	16.4	57.6	8.0	64.6	95.4
3	0.115	61.0	65.6	20.8	68.2	51.1	68.2	51.1	65.3	18.4	63.9	8.2	68.4	54.6
4	0.154	74.7	70.3	19.2	71.5	10.1	71.5	10.1	70.3	19.2	68.9	33.4	71.6	9.6
5	0.192	76.8	74.3	6.4	74.5	5.7	74.5	5.7	74.5	5.4	73.2	13.0	74.4	5.9
6	0.231	78.0	77.9	0.0	77.2	0.7	77.2	0.7	78.2	0.0	77.1	0.8	77.0	0.9
7	0.269	79.7	81.1	2.0	79.7	0.0	79.7	0.0	81.5	3.4	80.7	1.0	79.5	0.0
8	0.308	81.4	84.1	7.3	82.1	0.6	82.1	0.6	84.6	10.4	84.0	6.8	81.9	0.3
9	0.346	84.2	86.9	7.3	84.5	0.1	84.5	0.1	87.5	10.9	87.1	8.6	84.2	0.0
10	0.385	87.0	89.6	6.8	86.9	0.0	86.9	0.0	90.2	10.4	90.1	9.7	86.6	0.2
11	0.423	88.1	92.2	16.8	89.2	1.1	89.2	1.1	92.9	22.7	93.0	23.9	88.9	0.6
12	0.462	90.4	94.8	19.6	91.6	1.4	91.6	1.4	95.5	26.0	95.9	30.0	91.3	0.8
13	0.500	94.9	97.4	6.1	94.0	0.9	94.0	0.9	98.1	9.9	98.7	14.2	93.7	1.4
14	0.538	97.2	99.9	7.6	96.4	0.6	96.4	0.6	100.6	11.8	101.5	18.5	96.2	0.9
15	0.577	104.0	102.5	2.1	99.0	25.0	99.0	25.0	103.2	0.6	104.3	0.1	98.9	25.9
16	0.615	108.3	105.2	9.6	101.6	44.0	101.6	44.0	105.8	6.2	107.1	1.4	101.7	43.6
17	0.654	113.0	107.9	26.3	104.4	73.3	104.4	73.3	108.4	20.9	110.0	9.2	104.6	70.1
18	0.692	114.9	110.7	17.7	107.5	55.5	107.5	55.5	111.2	13.8	112.9	4.0	107.8	50.1
19	0.731	118.1	113.7	19.2	110.8	53.7	110.8	53.7	114.1	15.9	116.0	4.5	111.4	44.8
20	0.769	118.7	116.9	3.0	114.4	17.9	114.4	17.9	117.2	2.1	119.2	0.3	115.4	10.8
21	0.808	124.3	120.5	14.8	118.6	32.8	118.6	32.8	120.6	13.8	122.7	2.7	120.0	18.9
22	0.846	126.6	124.5	4.4	123.5	9.7	123.5	9.7	124.4	4.7	126.5	0.0	125.4	1.3
23	0.885	135.6	129.2	41.1	129.5	37.3	129.5	37.3	128.9	45.4	130.8	23.5	132.3	10.8
24	0.923	138.4	135.2	10.1	137.6	0.6	137.6	0.6	134.5	15.4	135.9	6.2	141.8	11.5
25	0.962	142.7	144.3	2.6	150.9	66.3	150.9	66.3	142.9	0.0	143.0	0.1	157.7	224.7
			$\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2$		367.5		854.8		355.6		275.7		986.9	
			$C = \sqrt{\sum_{i=1}^n (\chi_{e_i} - \chi_{o_i})^2}$		19.2		29.2		18.9		16.6		31.4	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Distribución – Log Pearson III

Probability	Periodo Retorno	Distribución P _{máx 24h}	Desviación Estándar
	(años)	(mm)	Value
0.995	200	156.05	28.56
0.990	100	152.57	23.29
0.980	50	148.21	17.97
0.960	25	142.66	12.85
0.900	10	132.68	7.44
0.800	5	121.94	6.19
0.667	3	110.96	6.85
0.500	2	98.69	7.25

Fuente: Programa *Smada V.6*

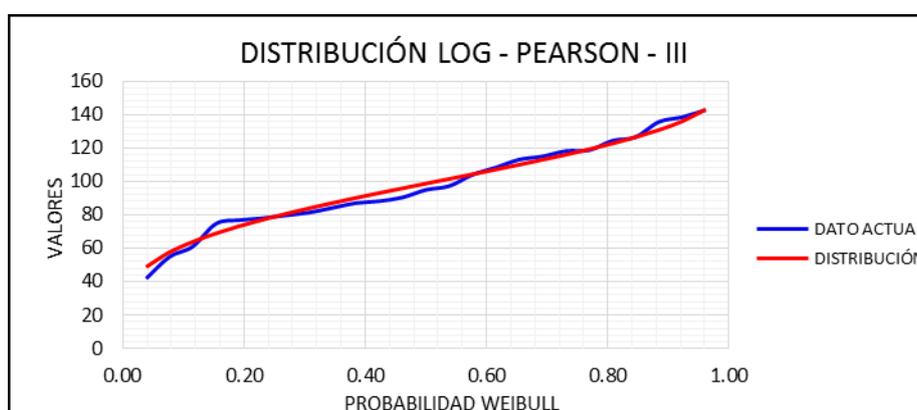


Figura 14: Distribución – Log Pearson III

Fuente: Programa *Smada V.6*

3.4.6. Análisis de frecuencia de la precipitación máxima de 24 horas

A partir de la precipitación máxima de 24 horas se han determinado las precipitaciones máximas instantáneas, para las duraciones de 5, 15, 30, 60, 120, 180 y 360 minutos mediante el método indirecto de Dyck Peschke y Weibull; la información fue sometida a un análisis de ajuste de frecuencia, utilizando las funciones de distribución para eventos máximos Log-Pearson III, según como indica la Tabla 11:

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

Donde:

P_d = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P_{24h} = precipitación máxima en 24 horas (mm)

Tabla 11: Duración de diferentes tiempos (mm) – Estación Iberia

Precipitaciones máximas por periodos de duración (mm)								
TR años	P _{máx}	Duración en minutos						
	24 horas	5	15	30	60	120	180	360
200	156.05	37.9	49.9	59.3	70.5	83.8	92.8	110.3
100	152.57	37.0	48.7	58.0	68.9	82.0	90.7	107.9
50	148.21	36.0	47.3	56.3	67.0	79.6	88.1	104.8
25	142.66	34.6	45.6	54.2	64.5	76.6	84.8	100.9
10	132.68	32.2	42.4	50.4	59.9	71.3	78.9	93.8
5	121.94	29.6	39.0	46.3	55.1	65.5	72.5	86.2
3	110.96	26.9	35.4	42.2	50.1	59.6	66.0	78.5
2	98.69	24.0	31.5	37.5	44.6	53.0	58.7	69.8

Fuente: Elaboración propia

3.4.7. Lluvia de diseño

La lluvia de diseño se agrupará en los tiempos de retorno, entre 5 a 200 años como se muestra en la Tabla 12, donde se aprecia que la profundidad de la lluvia de diseño varía según los tiempos de retorno para diferentes duraciones.

Tabla 12: Lluvia de diseño – Estación Iberia

Intensidades por periodos de duración (mm/h)								
TR años	P _{máx}	Duración en minutos						
	24 horas	5	15	30	60	120	180	360
200	156.05	454.6	199.4	118.6	70.5	41.9	30.9	18.4
100	152.57	444.4	195.0	115.9	68.9	41.0	30.2	18.0
50	148.21	431.7	189.4	112.6	67.0	39.8	29.4	17.5
25	142.66	415.6	182.3	108.4	64.5	38.3	28.3	16.8
10	132.68	386.5	169.5	100.8	59.9	35.6	26.3	15.6
5	121.94	355.2	155.8	92.7	55.1	32.8	24.2	14.4
3	110.96	323.2	141.8	84.3	50.1	29.8	22.0	13.1
2	98.69	287.5	126.1	75.0	44.6	26.5	19.6	11.6

Fuente: Elaboración propia

3.4.8. Cálculo de la Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF)

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

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

Dónde:

- I = Intensidad máxima (mm/min)
- K, m, n = factores característicos de la zona de estudio
- T = período de retorno en años
- d = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Si se toman los logaritmos de la ecuación anterior se obtiene:

$$\text{Log (I)} = \text{Log (K)} + m \text{Log (T)} - n \text{Log (t)}$$

$$\text{O bien: } Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2$$

Dónde:

- Y = Log (I), a₀ = Log K
- X₁ = Log (T) a₁ = m
- X₂ = Log (t) a₂ = -n

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas anteriormente, mediante regresión lineal múltiple:

Tabla 13: Logaritmo de los datos de las variables I, T y d

CÁLCULO DE REGRESIÓN LINEAL MULTIPLE

$X_1 = \log T$							
↓	0.70	1.18	1.48	1.78	2.08	2.26	2.56
2.30	2.66	2.30	2.07	1.85	1.62	1.49	1.2646
2.00	2.65	2.29	2.06	1.84	1.61	1.48	1.25
1.70	2.64	2.28	2.05	1.83	1.60	1.47	1.24
1.40	2.62	2.26	2.04	1.81	1.58	1.45	1.23
1.00	2.59	2.23	2.00	1.78	1.55	1.42	1.19
0.70	2.55	2.19	1.97	1.74	1.52	1.38	1.16
0.48	2.51	2.15	1.93	1.70	1.47	1.34	1.12
0.30	2.46	2.10	1.87	1.65	1.42	1.29	1.07

$X_2 = \log d$ (indicated by a red arrow pointing to the top row of data)
 $Y = \log i$ (indicated by a green bracket on the right side of the table)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14: Procedimiento de la regresión lineal múltiple

N°	X_1	X_2	Y	X_1Y	X_2Y	X_1^2	X_2^2	X_1X_2
1	2.30	0.70	2.66	6.12	1.86	5.3	0.5	1.6
2	2.00	0.70	2.65	5.30	1.85	4.0	0.5	1.4
3	1.70	0.70	2.64	4.48	1.84	2.9	0.5	1.2
4	1.40	0.70	2.62	3.66	1.83	2.0	0.5	1.0
5	1.00	0.70	2.59	2.59	1.81	1.0	0.5	0.7
6	0.70	0.70	2.55	1.78	1.78	0.5	0.5	0.5
7	0.48	0.70	2.51	1.20	1.75	0.2	0.5	0.3
8	0.30	0.70	2.46	0.74	1.72	0.1	0.5	0.2
9	2.30	1.18	2.30	5.29	2.70	5.3	1.4	2.7
10	2.00	1.18	2.29	4.58	2.69	4.0	1.4	2.4
11	1.70	1.18	2.28	3.87	2.68	2.9	1.4	2.0
12	1.40	1.18	2.26	3.16	2.66	2.0	1.4	1.6
13	1.00	1.18	2.23	2.23	2.62	1.0	1.4	1.2
14	0.70	1.18	2.19	1.53	2.58	0.5	1.4	0.8
15	0.48	1.18	2.15	1.03	2.53	0.2	1.4	0.6
16	0.30	1.18	2.10	0.63	2.47	0.1	1.4	0.4
17	2.30	1.48	2.07	4.77	3.06	5.3	2.2	3.4
18	2.00	1.48	2.06	4.13	3.05	4.0	2.2	3.0
19	1.70	1.48	2.05	3.49	3.03	2.9	2.2	2.5
20	1.40	1.48	2.04	2.84	3.01	2.0	2.2	2.1
21	1.00	1.48	2.00	2.00	2.96	1.0	2.2	1.5
22	0.70	1.48	1.97	1.37	2.91	0.5	2.2	1.0
23	0.48	1.48	1.93	0.92	2.84	0.2	2.2	0.7
24	0.30	1.48	1.87	0.56	2.77	0.1	2.2	0.4
25	2.30	1.78	1.85	4.25	3.29	5.3	3.2	4.1
26	2.00	1.78	1.84	3.68	3.27	4.0	3.2	3.6
27	1.70	1.78	1.83	3.10	3.25	2.9	3.2	3.0
28	1.40	1.78	1.81	2.53	3.22	2.0	3.2	2.5
29	1.00	1.78	1.78	1.78	3.16	1.0	3.2	1.8
30	0.70	1.78	1.74	1.22	3.10	0.5	3.2	1.2
31	0.48	1.78	1.70	0.81	3.02	0.2	3.2	0.8
32	0.30	1.78	1.65	0.50	2.93	0.1	3.2	0.5
33	2.30	2.08	1.62	3.73	3.37	5.3	4.3	4.8
34	2.00	2.08	1.61	3.23	3.35	4.0	4.3	4.2
35	1.70	2.08	1.60	2.72	3.33	2.9	4.3	3.5
36	1.40	2.08	1.58	2.21	3.29	2.0	4.3	2.9
37	1.00	2.08	1.55	1.55	3.23	1.0	4.3	2.1
38	0.70	2.08	1.52	1.06	3.15	0.5	4.3	1.5
39	0.48	2.08	1.47	0.70	3.07	0.2	4.3	1.0
40	0.30	2.08	1.42	0.43	2.96	0.1	4.3	0.6
41	2.30	2.26	1.49	3.43	3.36	5.3	5.1	5.2
42	2.00	2.26	1.48	2.96	3.34	4.0	5.1	4.5
43	1.70	2.26	1.47	2.49	3.31	2.9	5.1	3.8
44	1.40	2.26	1.45	2.03	3.27	2.0	5.1	3.2
45	1.00	2.26	1.42	1.42	3.20	1.0	5.1	2.3
46	0.70	2.26	1.38	0.97	3.12	0.5	5.1	1.6
47	0.48	2.26	1.34	0.64	3.03	0.2	5.1	1.1
48	0.30	2.26	1.29	0.39	2.91	0.1	5.1	0.7
49	2.30	2.56	1.26	2.91	3.23	5.3	6.5	5.9
50	2.00	2.56	1.25	2.51	3.21	4.0	6.5	5.1
51	1.70	2.56	1.24	2.11	3.18	2.9	6.5	4.3
52	1.40	2.56	1.23	1.71	3.13	2.0	6.5	3.6
53	1.00	2.56	1.19	1.19	3.05	1.0	6.5	2.6
54	0.70	2.56	1.16	0.81	2.96	0.5	6.5	1.8
55	0.48	2.56	1.12	0.53	2.85	0.2	6.5	1.2
56	0.30	2.56	1.07	0.32	2.72	0.1	6.5	0.8

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15: Resultados de la regresión lineal múltiple

$\Sigma =$	56	96.17	69.1	101.9	128.2	159.9	111.6	185.3	118.7
$s =$	1E+06	8E+05	8E+05	3E+06	1032088	789142.3	885304.7	2706535	29,605
$a_0 =$	2106572	1463513	1311891	5E+06	1715770	1435746	1641852	4793367	88,608 2.99
$a_1 =$	1330100	1062791	1163128	4E+06	1185623	1062791	1304864	3553278	2,741 0.09
$a_2 =$	999109.7	836048.9	852218.1	3E+06	1093435	852218.1	763927	2709580	22,203 -0.75

Los resultados de la regresión y la curva IDF, Estación Iberia:

$$I = \frac{984.13 \times T^{0.09}}{t^{0.75}}$$

Donde:

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla 16: Intensidades – Estación Iberia

Intensidades - Tiempo de duración (mm/hr)												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	313.83	186.61	137.68	110.96	93.86	81.86	72.92	65.98	60.40	55.81	51.96	48.68
5	341.62	203.13	149.87	120.78	102.17	89.11	79.38	71.82	65.75	60.75	56.56	52.99
10	364.27	216.59	159.80	128.79	108.94	95.02	84.64	76.58	70.10	64.78	60.31	56.50
25	396.52	235.77	173.95	140.19	118.59	103.43	92.14	83.36	76.31	70.51	65.65	61.50
50	422.80	251.40	185.48	149.48	126.45	110.29	98.25	88.88	81.37	75.19	70.00	65.58
100	450.83	268.06	197.77	159.39	134.83	117.60	104.76	94.78	86.76	80.17	74.64	69.92
200	480.71	285.83	210.88	169.96	143.77	125.39	111.70	101.06	92.51	85.48	79.59	74.56
500	523.28	311.14	229.56	185.01	156.50	136.50	121.59	110.01	100.70	93.05	86.63	81.16

Fuente: Elaboración propia

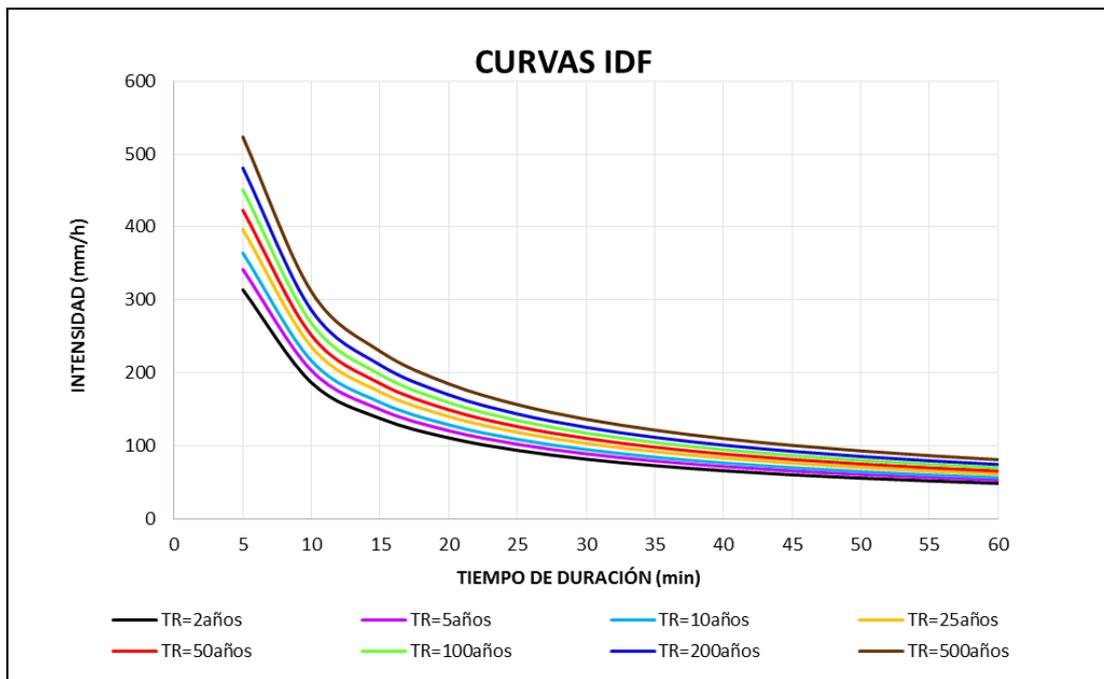


Figura 15: Curva IDF – Estación Iberia
Fuente: Elaboración propia

3.4.9. Selección del periodo de retorno

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”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de “n” años. Fuente Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje, Ministerio de Transporte y Comunicaciones.

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 de este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

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

Donde:

R = Riesgo de falla admisible

T = Periodo de retorno
n = Vida útil

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras recomienda utilizar como valores máximos de riesgo admisible los siguientes valores para diferentes vidas útiles:

Tabla 17: Valores recomendados de riesgo admisible en obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

Tabla 18: Cálculo del periodo de retorno

TIPO DE OBRA	Riesgo Admisible	Vida Útil	Periodo Retorno
	R.A (%)	n (Años)	TR (Años)
Puentes (*) y defensas ribereñas	25	50	175
Alcantarillas de paso de quebradas y badenes	30	25	72
Alcantarillas de paso de alivio y cunetas	35	15	35
Subdrenes	40	12	30

*Para cálculo de socavación el periodo de retorno debe considerarse 500 años

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

3.4.10. Caracterización fisiográficas de cuencas

El proyecto vial en su integridad, comprende la cuenca: Orthon; la carretera tiene el sistema de drenaje en malas condiciones, debido a la falta de un adecuado sistema de drenaje pluvial y a las precipitaciones que originan encharcamientos y descargas en los ríos, es debido a las altas precipitaciones que presentan en la zona, especialmente en las épocas de avenida, alcanzando hasta 126.3 mm (Diciembre 1955) y 122.5 mm (Noviembre 1951), igualmente las precipitaciones mínimas llegan hasta 0.0 mm (Julio de 1960) y 1.0 mm (Julio 1961) en épocas de estiaje de acuerdo el registro histórico de precipitaciones máximas de 24 horas de la estación Iberia. En el proyecto se han identificado 11 cuencas que requieren evaluación, a lo largo del tramo no se ha identificado un sistema de drenaje longitudinal y transversal existente adecuado para las aguas pluviales, como consecuencia la carretera se encuentra deteriorada en gran parte debido a encharcamientos en puntos bajo sin salida para el agua por lo que se requiere proyectar un sistema de drenaje tanto alcantarillas como cunetas.

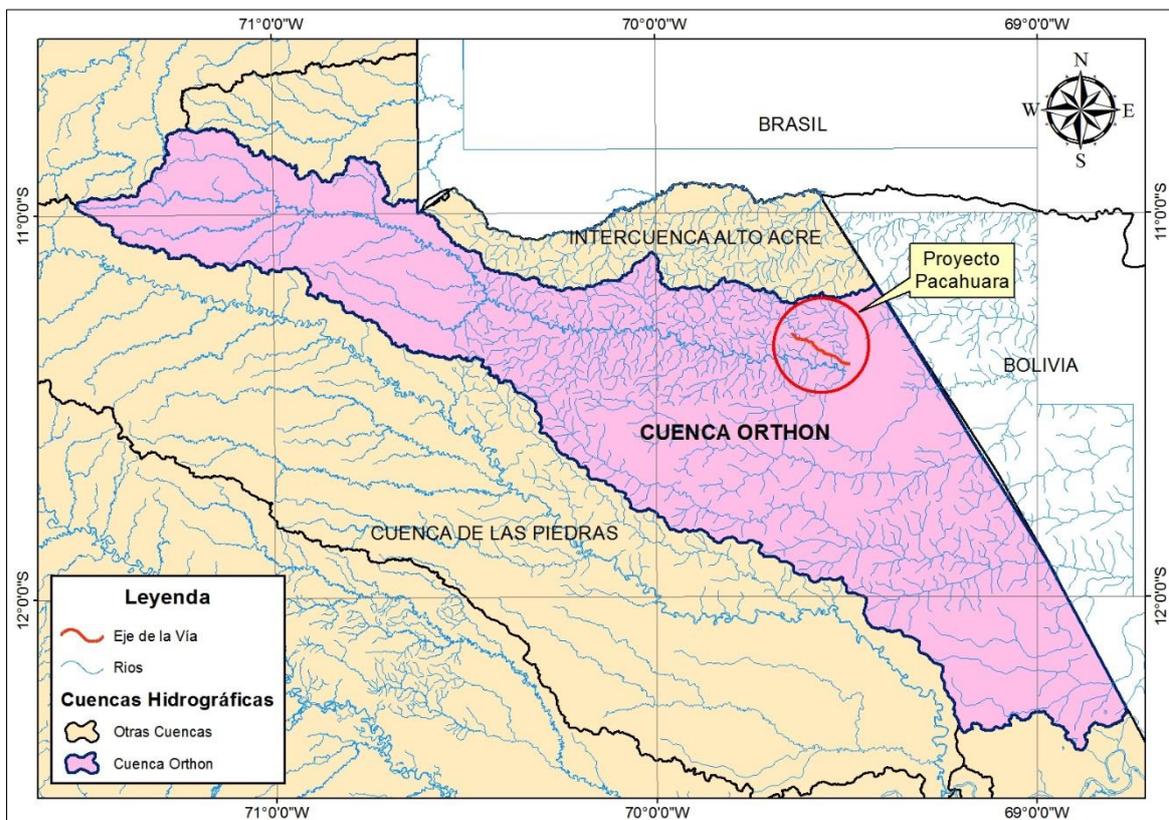


Figura 16: Ubicación hidrográfica
Fuente: Elaboración propia

La delimitación de las cuencas se realizó en base a la carta nacional 23-x, sin embargo en la verificación en campo se ha visto que los cauces en el punto aguas abajo de las cuencas no coinciden en la mayoría con los ríos de la carta nacional, requiriendo ajustar los cauces de los ríos de la carta con lo verificado en campo. Asimismo las curvas de nivel de la carta nacional (cada 50m) no es suficiente para definir las cotas de inicio y fin de los ríos así como para determinar la curva hipsométrica, para ello se ha utilizado un modelo digital de elevación DEM proporcionado por la NASA y el Ministerio de Economía, Comercio e Industria de Japón (METI). Utilizando las herramientas SIG y los Modelos digitales de terreno (AsterDEM) con resolución espacial 30x30m, proporcionados por la NASA, se procedió con la determinación de los parámetros geomorfológicos mediante el modelamiento de las cuencas con el software ArcGIS 10.2 mediante la extensión Hec-GeoHMS v. 10.2.

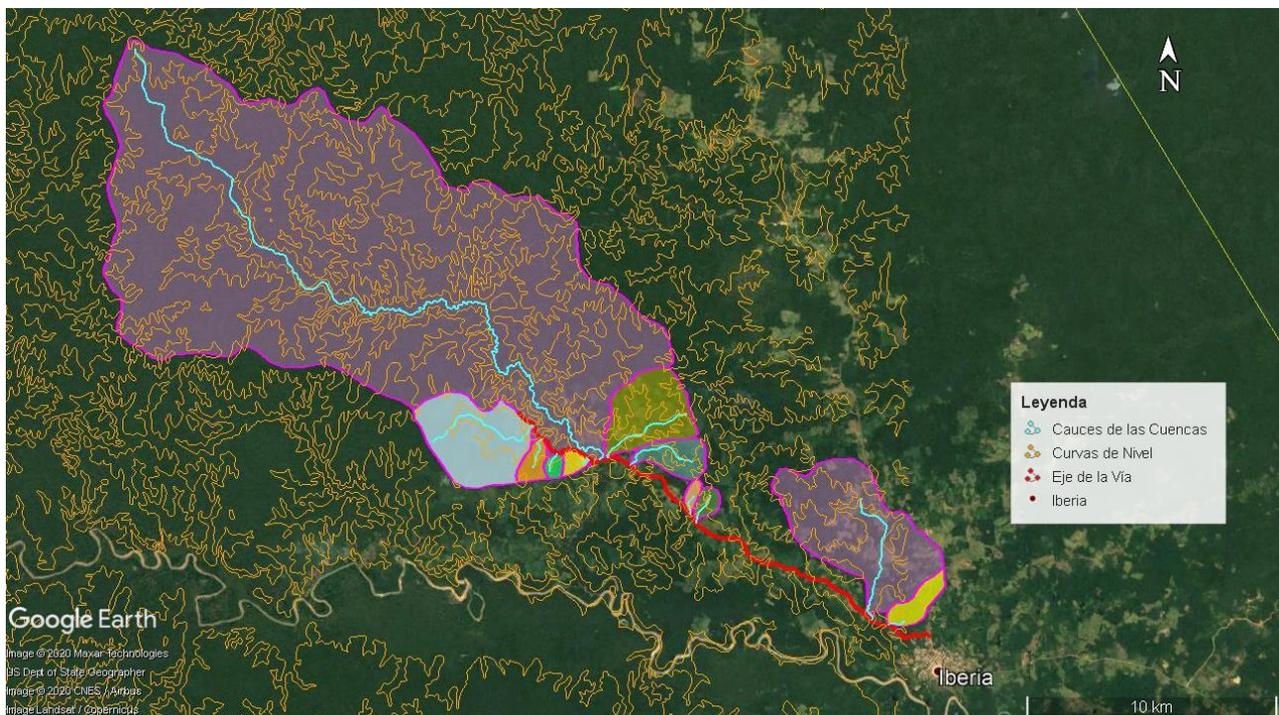


Figura 17: Vista de imagen satelital de la delimitación de cuencas
Fuente: Elaboración propia

A) Área de cuenca (A): Una cuenca tiene su superficie perfectamente definida por su contorno y viene a ser el área drenada comprendida desde la línea de división de las aguas (*divisorium acuarium*), hasta el punto convenido (estación de aforos, desembocadura etc.). Para la determinación del área de la cuenca es necesario previamente delimitar la cuenca, trazando la línea divisoria.

- B) Pendiente media del cauce: La pendiente media del cauce principal es igual al cociente entre el desnivel de los extremos del cauce principal y su longitud en planta.
- C) Longitud del cauce principal (L), perímetro (P) y ancho (W): La longitud (L) de la cuenca viene definida por la longitud de su cauce principal, siendo la distancia equivalente que recorre el río entre el punto de desagüe aguas abajo y el punto situado a mayor distancia topográfica aguas arriba. Al igual que la superficie, este parámetro influye enormemente en la generación de escorrentía y por ello es determinante para el cálculo de la mayoría de los índices morfométricos. En cuanto al perímetro de la cuenca (P), informa sucintamente sobre la forma de la cuenca; para una misma superficie, los perímetros de mayor valor se corresponden con cuencas alargadas mientras que los de menor lo hacen con cuencas redondeadas. El ancho (W) se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L); se designa por la letra W de forma que:

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

Donde:

A: superficie de la cuenca en km².

L: longitud de la cuenca en km.

- D) Parámetros de forma: La forma de una cuenca es determinante de su comportamiento hidrológico (cuencas con la misma área pero de diferentes formas presentan diferentes respuestas hidrológicas – hidrogramas diferentes por tanto ante una lámina precipitada de igual magnitud y desarrollo), de ahí que algunos parámetros traten de cuantificar las características morfológicas por medio de índices o coeficientes. Los parámetros de forma principales son: Coeficiente de Gravelius, Rectángulo equivalente y coeficiente de Horton.

Coeficiente de Gravelius o Compacidad (Kc): También conocido por el nombre de Coeficiente de Compacidad, este coeficiente relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de una cuenca teórica circular de igual área; estima por tanto la relación entre el ancho promedio del área de captación y la longitud de la cuenca (longitud

que abarca desde la salida hasta el punto topográficamente más alejado de ésta).

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

- Kc = coeficiente de Graveluis
 P = perímetro de la cuenca, en km
 A = superficie de la cuenca, en km²

Toma siempre un valor mayor a la unidad, creciendo con la irregularidad de la cuenca.

Tabla 19: Características de la cuenca de acuerdo con el valor Kc

VALORES DE Kc	FORMA
1.00 – 1.25	Redonda a oval redonda
1.25 – 1.50	De oval redonda a oval oblonga
1.50 – 1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Factor de forma (k_f): Es la relación entre el área (A) y el cuadrado de la longitud de la cuenca (L).

$$k_f = \frac{A}{L^2}$$

Intenta medir que tanto cuadrada (alargada) puede ser la cuenca. Una cuenca con un factor de forma bajo, esta menos sujeta a crecientes que una de la misma área y mayor factor de forma. Principalmente, los factores geológicos son los encargados de moldear la fisiografía de una región y la forma que tienen las cuencas hidrográficas. Un valor de Kf superior a la unidad proporciona el grado de achatamiento de ella o de un río principal corto y por consecuencia con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas.

Tabla 20: Rangos aproximados del factor de forma

Factor de forma (valores aproximados)	Forma de la cuenca
<0.22	Muy alargada
0.22 a 0.30	Alargada
0.30 a 0.37	Ligeramente alargada
0.37 a 0.45	Ni alargada ni ensanchada
0.45 a 0.60	Ligeramente ensanchada
0.60 a 0.80	Ensanchada
0.80 a 1.20	Muy ensanchada
>1.20	Rodeando el desagüe

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Rectángulo equivalente: Supone la transformación geométrica de la cuenca real en una superficie rectangular de lados L y l del mismo perímetro de tal forma que las curvas de nivel se convierten en rectas paralelas a los lados menores del rectángulo (l). Esta cuenca teórica tendrá el mismo Coeficiente de Gravelius y la misma distribución altitudinal de la cuenca original.

$$L = \frac{C_g \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_g} \right)^2} \right] \quad l = \frac{C_g \sqrt{A}}{1,12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_g} \right)^2} \right]$$

Donde:

- L = altura del rectángulo en km
- l = base del rectángulo en km
- C_g = coeficiente de Gravelius
- A = superficie de la cuenca en km²

E) Altitud media: Este parámetro es importante para determinar las características físicas, químicas y biológicas de las aguas, ya que estas varían en función de la altura media de la cuenca, debido, principalmente, a la relación que existe entre la temperatura del agua y la altura, y a la importante interdependencia que hay entre la temperatura, y las principales características físico-químicas y biológicas del agua. La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Para obtener la elevación media se aplica un método basado en la siguiente fórmula:

$$H = \frac{\sum (c_i \cdot a_i)}{A}$$

Siendo:

H: elevación media de la cuenca

c_i : cota media del área i, delimitada por 2 curvas de nivel

a_i : área i entre curvas de nivel

A: área total de la cuenca

Alternativamente a la fórmula anterior, se aplica el uso de la gráfica de curva hipsométrica para determinar la altitud media de una cuenca, tomando por el eje de las abscisas que representa el área con el valor correspondiente al 50% y leyendo el valor de cota correspondiente a la intersección con la curva hipsométrica.

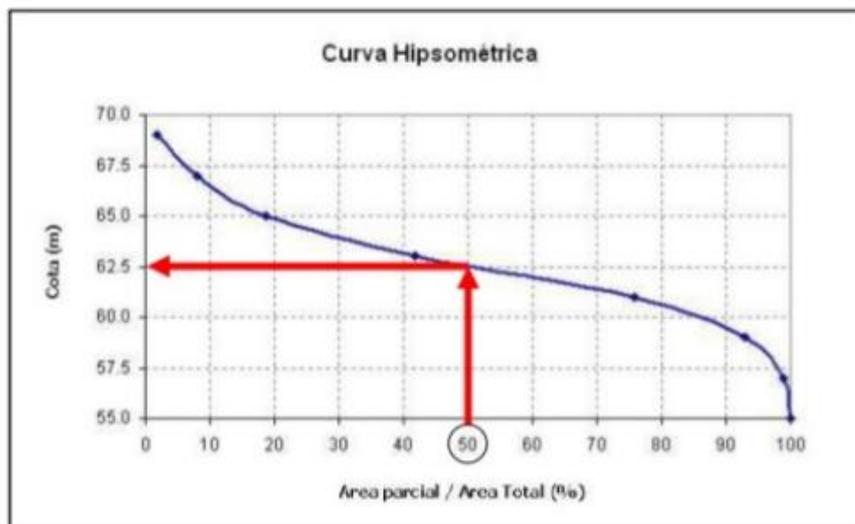


Figura 18: Cura hipsométrica de una cuenca
Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

- F) Polígono de frecuencia: Se define como la proporción, en porcentaje de la superficie total de la cuenca comprendida entre curvas de nivel (rangos de altitud) representando el grado de incidencia de las áreas comprendidas entre curvas de nivel con respecto al total del área de la cuenca. Mediante el polígono de frecuencia y curva hipsométrica se determinó la altitud media, altura más frecuente y altura de frecuencia media.

Tabla 21: Parámetros geomorfológicos de las cuencas delimitadas

TRAMO	Estructura Existente	Progresiva (km)	Área (Km2)	Perimetro (Km)	Longitud Cauce (m)	Desnivel Cauce (m)	Cota del Cauce (msnm)		Pendiente Cauce (m/m)	Factor de Forma (kf)		Indice de Compacidad (Kc)		Altitud Media (msnm)
							Máx.	Mín.						
T R A M O 1	PTE 01	1+958.79	2.35	7.398	797	11	280	269	0.0138	3.70	Rodeando el desagüe	1.36	Oval redonda	292
	PTE 02	2+677.69	22.39	21.466	5899	11	280	269	0.0019	0.64	Muy alargada	1.28	Oval redonda a Oval Oblonga	304
	PTE 03	11+311.24	1.02	4.089	1306	45	329	284	0.0345	0.60	Ligeramente ensanchada	1.14	Redonda a Oval redonda	317
	PTE 04	11+737.87	0.59	3.320	856	23	314	291	0.0269	0.80	Ensanchada	1.22	Oval redonda	323
	PTE 05	15+105.53	3.35	8.043	3147	51	334	283	0.0162	0.34	Ligeramente alargada	1.24	Oval redonda	318
	PTE 06	16+071.17	8.96	12.136	3915	42	317	275	0.0107	0.58	Ligeramente ensanchada	1.14	Redonda a Oval redonda	315
	PTE 07	16+508.39	222.45	70.711	35200	77	350	273	0.0022	0.18	Muy alargada	1.34	Oval redonda a Oval Oblonga	333
T R A M O 2	PTE 08	0+435.37	0.80	3.579	489	12	288	276	0.0245	3.35	Rodeando el desagüe	1.13	Redonda	299
	PTE 09	1+786.16	0.64	2.972	839	34	320	286	0.0405	0.91	Muy ensanchada	1.05	Redonda	312
	PTE 10	2+683.46	1.46	5.209	1355	28	311	283	0.0207	0.80	Ensanchada	1.21	Redonda a Oval redonda	312
	PTE 11	3+406.95	12.45	14.383	5327	38	325	287	0.0071	0.44	Ni alargada ni ensachada	1.15	Redonda a Oval redonda	315

Fuente: Elaboración propia

3.4.11. Método del número de curva (CN)

El método del número de curva fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (USDA SCS, 1985) de los Estados Unidos, considera de forma importante a la condición de humedad antecedente que utiliza para predecir el volumen potencial de escorrentía directa de un evento de lluvia en las cuencas en estudio. El nombre del método deriva de una serie de curvas, cada una de las cuales lleva el número N, que varía de 1 a 100. Un número de curva N = 100, indica que toda la lluvia escurre, y un número de N = 1, indica que toda la lluvia se infiltra; por lo que los números de curvas, representan coeficientes de escorrentía. Villon, 2002.

El número de curva o de escurrimiento ha sido tomado en base al Mapa temático tipo ráster de tal valor adimensional desarrollado por La Autoridad Nacional del Agua (ANA) el año 2015 y publicado en el portal “GeoHidro”. Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos con base en el tipo de suelo y el uso de la tierra. Los valores de CN para varios tipos de uso de la tierra en estos tipos (Ven Te Chow, 1994) ya fueron incluidos en el cálculo que generó los productos

grillados de CN de la Autoridad Nacional del Agua (2015), utilizando las herramientas de Sistemas de Información Geográfica que permiten ponderar valores de un ráster a partir de una capa vectorial con la delimitación de las subcuencas, de esta manera se obtienen los números de curva que se muestran en la siguiente figura:

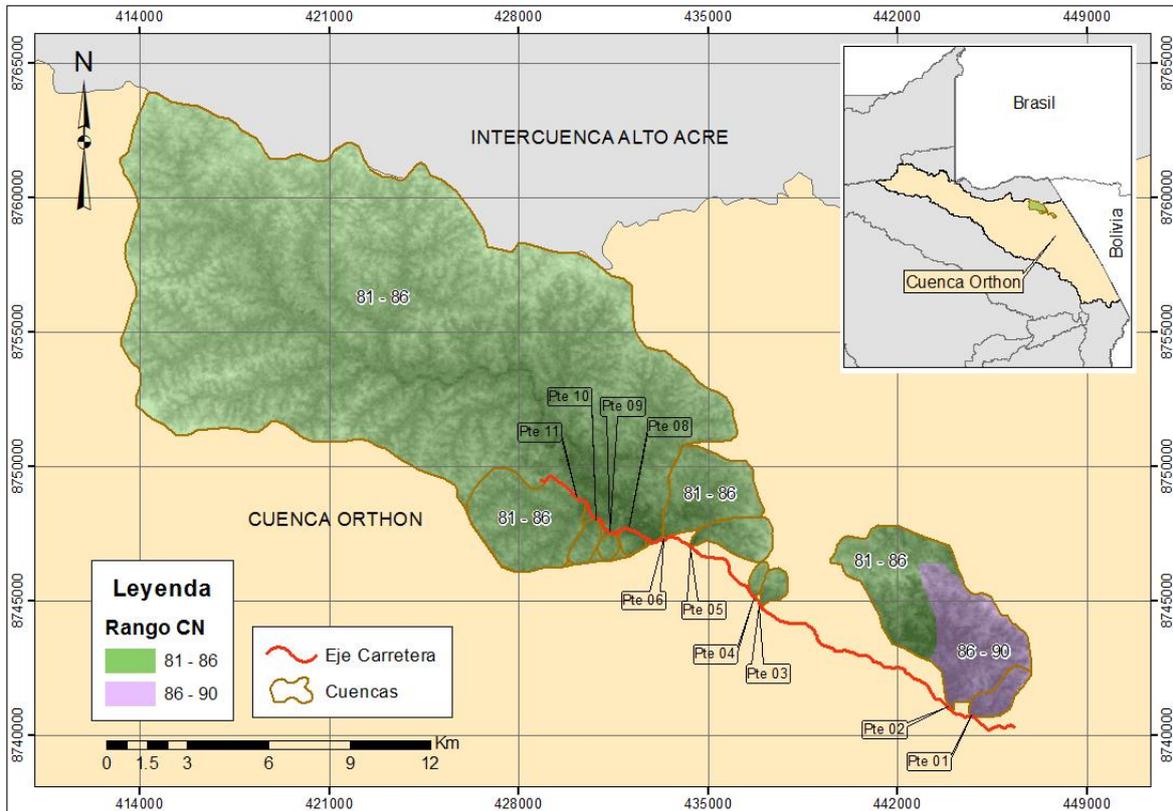


Figura 19: Distribución espacial de la curva número en la cuenca de estudio
Fuente: Elaboración propia

El número de curva, al ser uno de los parámetros más sensibles en el modelo HEC-HMS, será usado para realizar la calibración de la modelización, por lo que los valores iniciales, tomados del estudio de la Autoridad Nacional del Agua (2015) son punto de partida para luego obtener los valores finales de CN. La Tabla N° 22 contiene los valores iniciales y ajustados, dicho ajuste se hizo considerando las características hidrológicas del suelo y cobertura vegetal.

Tabla 22: Números de curva de cada subcuenca analizada

Subcuencas	Número de Curva (CN)		
	Mínimo	Máximo	Optado
PTE 01	86	90	90
PTE 02	84	88	88
PTE 03	81	86	84
PTE 04	81	86	86
PTE 05	81	86	81
PTE 06	81	86	86
PTE 07	81	86	84
PTE 08	81	86	86
PTE 09	81	86	86
PTE 10	81	86	86
PTE 11	81	86	81

Fuente: Elaboración propia

3.4.12. Tormenta de diseño

Generalmente, cuando se dispone de data limitada, no es suficiente la precipitación máxima para un tiempo determinado y un tiempo de retorno dado, sino conocer la evolución de la tormenta durante ese tiempo. Un hietograma refleja la distribución de las precipitaciones producidas a lo largo de un tiempo lluvioso que se puede producir en ese punto con un periodo de retorno dado. Representación de la precipitación en función del tiempo. El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de Estados Unidos en 1986 desarrolló hietogramas sintéticos de tormentas para ser usados en los Estados Unidos con duraciones de tormenta de 6 horas y 24 horas, elaborándose Tabla N° 14.3.1 en Pág. 473 del libro de “Hidrología Aplicada” de Vente Chow et Al. en el año 1994.

El SCS, plantea 4 tormentas de 24 horas de duración, llamadas Tipo I, IA, II y III. Los Tipos I y IA corresponden al clima marítimo del Pacífico con inviernos húmedos y veranos secos. El Tipo III corresponde al Golfo de México y las áreas costeras del Atlántico, donde las tormentas tropicales producen lluvias de 24 horas muy grandes. El Tipo II corresponde al resto del país. Por la variabilidad natural del clima inherente en las regiones de la vertiente occidental andina se ha considerado usar la tormenta tipo II debido a el comportamiento similar que tienen las tormentas en la región, del mismo modo siguiendo un criterio conservador para el análisis de máximas avenidas, siendo éste mismo un cálculo de valores

de precipitaciones y caudales extremos, se ha considerado dicha tormenta por tener mayor intensidad.

- Hietograma método del bloque alterna

El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva de intensidad – duración – frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración A_i sobre una duración total de $T_d = nA_t$. Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $A_t, 2A_t, 3A_t$, etc. y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo A_t . Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño. Ven Te Chow, 1964.

Tabla 23: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 50 años

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	65.58	65.577	65.577	0-60	1.536
120	38.99	77.985	12.408	60-120	1.642
180	28.77	86.304	8.320	120-180	1.767
240	23.19	92.740	6.436	180-240	1.916
300	19.61	98.061	5.321	240-300	2.099
360	17.11	102.634	4.573	300-360	2.328
420	15.24	106.666	4.032	360-420	2.626
480	13.79	110.287	3.621	420-480	3.032
540	12.62	113.583	3.296	480-540	3.621
600	11.66	116.614	3.032	540-600	4.573
660	10.86	119.426	2.812	600-660	6.436
720	10.17	122.053	2.626	660-720	12.408
780	9.58	124.520	2.467	720-780	65.577
840	9.06	126.848	2.328	780-840	8.320
900	8.60	129.055	2.207	840-900	5.321
960	8.20	131.154	2.099	900-960	4.032
1020	7.83	133.157	2.003	960-1020	3.296
1080	7.50	135.074	1.916	1020-1080	2.812
1140	7.21	136.912	1.838	1080-1140	2.467
1200	6.93	138.679	1.767	1140-1200	2.207
1260	6.68	140.381	1.702	1200-1260	2.003
1320	6.46	142.023	1.642	1260-1320	1.838
1380	6.24	143.610	1.587	1320-1380	1.702
1440	6.05	145.146	1.536	1380-1440	1.587

Fuente: Elaboración propia

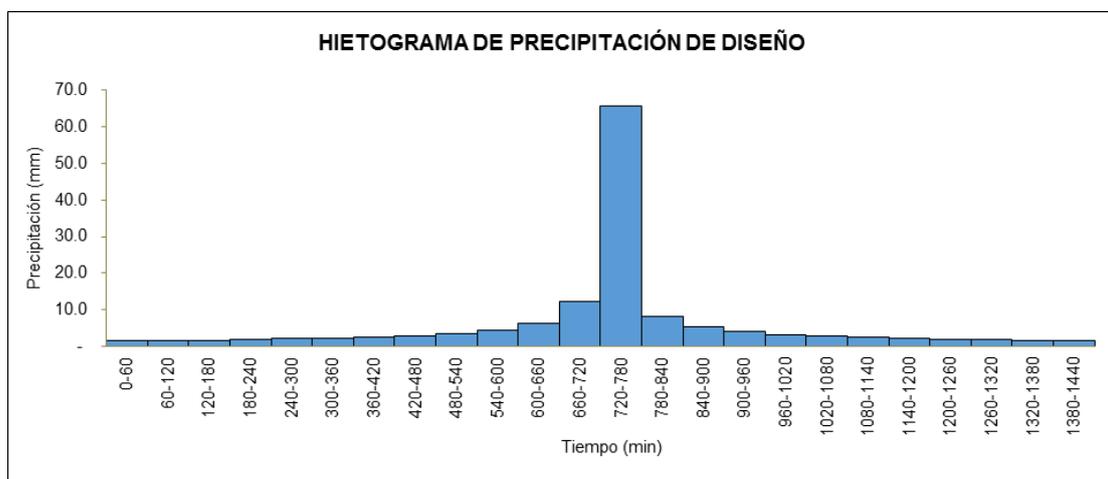


Figura 20: Hietograma de precipitación TR = 50 años

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 175 años

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	73.64	73.643	73.643	0-60	1.725
120	43.79	87.576	13.934	60-120	1.844
180	32.31	96.919	9.343	120-180	1.984
240	26.04	104.146	7.227	180-240	2.152
300	22.02	110.121	5.975	240-300	2.357
360	19.21	115.257	5.136	300-360	2.615
420	17.11	119.785	4.528	360-420	2.949
480	15.48	123.852	4.066	420-480	3.404
540	14.17	127.553	3.701	480-540	4.066
600	13.10	130.957	3.404	540-600	5.136
660	12.19	134.115	3.158	600-660	7.227
720	11.42	137.064	2.949	660-720	13.934
780	10.76	139.835	2.770	720-780	73.643
840	10.17	142.450	2.615	780-840	9.343
900	9.66	144.928	2.478	840-900	5.975
960	9.21	147.285	2.357	900-960	4.528
1020	8.80	149.534	2.249	960-1020	3.701
1080	8.43	151.687	2.152	1020-1080	3.158
1140	8.09	153.751	2.064	1080-1140	2.770
1200	7.79	155.735	1.984	1140-1200	2.478
1260	7.51	157.646	1.911	1200-1260	2.249
1320	7.25	159.490	1.844	1260-1320	2.064
1380	7.01	161.273	1.782	1320-1380	1.911
1440	6.79	162.998	1.725	1380-1440	1.782

Fuente: Elaboración propia

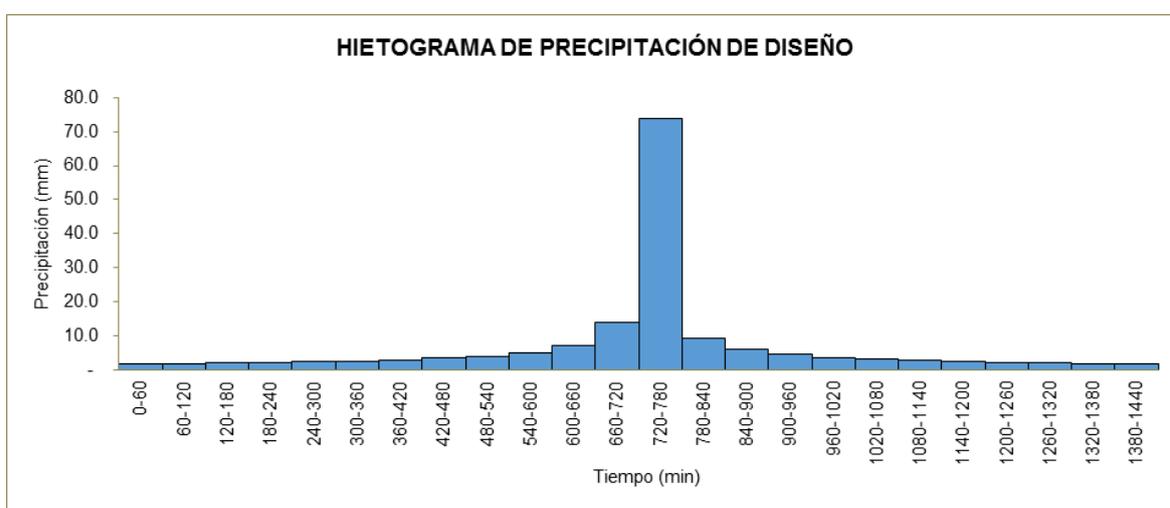


Figura 21: Hietograma de precipitación TR = 175 años

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25: Bloque alterno – Estación Iberia – TR = 500 años

METODO DEL BLOQUE ALTERNO					
DURACION	INTENSIDAD	PROFUNDIDA ACUMULADA	PROFUNDIDAD INCREMENTAL	TIEMPO	PRECIPITACION
min	mm/hr	mm	mm	min	mm
60	81.16	81.161	81.161	0-60	1.901
120	48.26	96.517	15.356	60-120	2.032
180	35.60	106.813	10.297	120-180	2.187
240	28.69	114.778	7.965	180-240	2.372
300	24.27	121.363	6.585	240-300	2.598
360	21.17	127.023	5.660	300-360	2.882
420	18.86	132.014	4.991	360-420	3.250
480	17.06	136.495	4.481	420-480	3.752
540	15.62	140.574	4.079	480-540	4.481
600	14.43	144.326	3.752	540-600	5.660
660	13.44	147.806	3.480	600-660	7.965
720	12.59	151.057	3.250	660-720	15.356
780	11.85	154.110	3.053	720-780	81.161
840	11.21	156.992	2.882	780-840	10.297
900	10.65	159.723	2.731	840-900	6.585
960	10.15	162.321	2.598	900-960	4.991
1020	9.69	164.800	2.479	960-1020	4.079
1080	9.29	167.172	2.372	1020-1080	3.480
1140	8.92	169.447	2.275	1080-1140	3.053
1200	8.58	171.634	2.187	1140-1200	2.731
1260	8.27	173.740	2.106	1200-1260	2.479
1320	7.99	175.772	2.032	1260-1320	2.275
1380	7.73	177.737	1.964	1320-1380	2.106
1440	7.48	179.638	1.901	1380-1440	1.964

Fuente: Elaboración propia

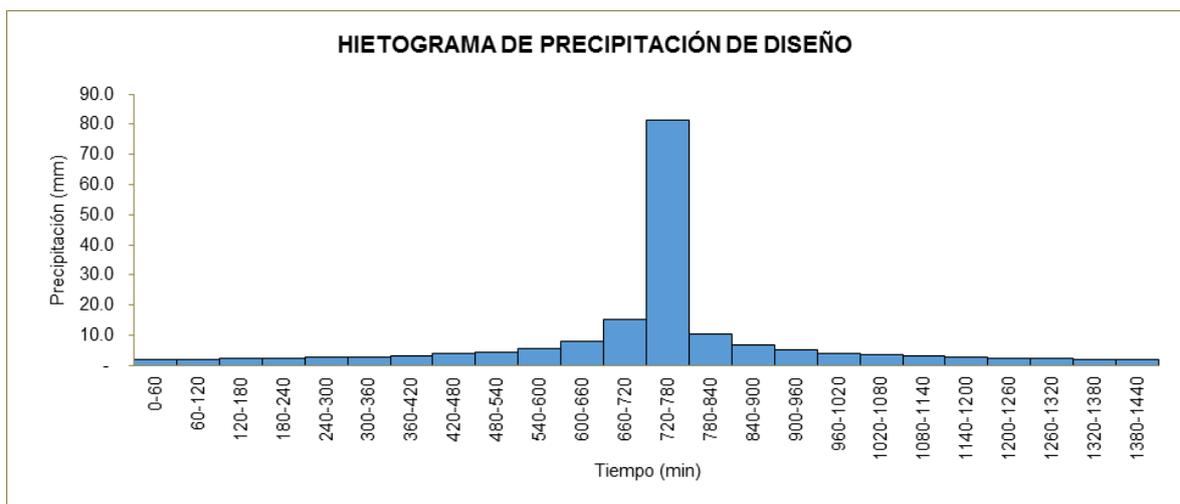


Figura 22: Hietograma de precipitación TR = 500 años

Fuente: Elaboración propia

3.4.13. Estimación de caudales máximos

Cuando no existen datos de aforo, se utilizan los datos de precipitación como datos de entrada a una cuenca y que producen un caudal Q cuando ocurre la lluvia, la cuenca se humedece de manera progresiva, infiltrándose una parte en el subsuelo y luego de un tiempo, el flujo se convierte en flujo superficial.

3.4.13.1. Aplicación del modelo hidrológico

En este caso se usará el modelo HEC-HMS utiliza un algoritmo computacional dividiendo la precipitación en evapotranspiración, escorrentía superficial y percolación. HEC-HMS es un producto del Centro de Ingeniería Hidrológica dentro del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. El programa se desarrolló a partir de 1992. El programa ahora es ampliamente utilizado y aceptado para muchos propósitos oficiales en su país de desarrollo y a nivel mundial. La modelización usará los valores fisiográficos y parámetros ya comentados en las anteriores secciones, sujetos a modificaciones en el caso se requiera de una calibración.

3.4.13.2. Método del Hidrograma Unitario Triangular del SCS

- Pérdida inicial y constante de velocidad

Representan las propiedades físicas de los suelos de las cuencas, uso de la tierra y la condición antecedente. Si la cuenca está en una condición saturada, la abstracción inicial (I_a), se aproximará a cero. Si la cuenca está seca, entonces, I_a aumentará para representar a la lámina de precipitación máxima que puede caer en la cuenca sin escurrimiento. Dependerá del terreno de la cuenca, uso del suelo, tipo de suelo, y el tratamiento del suelo. Oscila entre el 10-20% de la precipitación total para las áreas boscosas.

La tasa de pérdida constante es la capacidad de infiltración final de los suelos. El SCS (1986) clasifica los suelos sobre la base de esta capacidad de infiltración.

- Numero de Curva (SCS)

Estima el exceso de precipitación en función de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo, uso del suelo y la humedad antecedente, mediante la siguiente ecuación:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Donde:

P_e : exceso de precipitación acumulada en el tiempo t

P : precipitaciones acumuladas (profundidad) en el tiempo t

I_a : abstracción inicial (pérdida inicial)

S : retención máximo potencial, medida de la capacidad de una cuenca a lo abstracto y retener a la precipitación de tormenta hasta que la lluvia acumulada supera a la abstracción inicial, exceso de precipitación, y por lo tanto la segunda vuelta, será cero. A partir del análisis de los resultados de muchas cuencas experimentales pequeñas, el SCS desarrolló una relación empírica de I_a y S :

$$I_a = 0.2 * S$$

Por lo tanto, el excedente acumulado en el tiempo es:

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

Los excesos adicionales para un intervalo de tiempo se calcula como la diferencia entre el exceso acumulado a finales y principios del periodo. La máxima retención, S , y las características de la cuenca están relacionados a través de un parámetro intermedio, el número de curva (CN) como:

$$S = \begin{cases} \frac{1000 - 10CN}{CN} & (\text{foot - pound system}) \\ \frac{25400 - 254CN}{CN} & (S.I.) \end{cases}$$

Los valores de la CN oscilan entre 100 (en cuerpos de agua) a unos 30 para los suelos permeables con altas tasas de infiltración. La expresión para el cálculo del caudal máximo, es la siguiente:

$$Q_P = \frac{1.91 * P_e * A}{T_c}$$

Donde:

Q_P : Caudal pico (L/s)

A: Área de drenaje de la cuenca (Ha)

T_c : Tiempo de concentración (h)

P_e : Exceso de precipitación acumulada en el tiempo t

- Cálculo del tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo requerido que tarda el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado (en la divisoria) de la cuenca, para fluir hasta la salida de la misma. (Ven Te Chow, 1994). El t_c se calculó mediante los siguientes métodos:

- Método de Kirpich (1940):

$$t_c = 0.01947 L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde

L = longitud del cauce principal desde aguas arriba hasta la salida en cada subcuenca, en metros

S = pendiente del cauce principal (adimensional m/m).

- Método de Bransby – Williams (1922):

$$t_c = 14.6 \times L \times A^{-0.1} \times S^{-0.2}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce (Km)

A = área de la cuenca (Km²)

S = pendiente del cauce (m/m)

- Método de Temez (1978):

$$t_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.75}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (hr)

L = longitud del cauce (Km)

S = pendiente del cauce (m/m)

- Método de Kerby (1959) – Hathaway (1945):

$$t_c = \left[\frac{0,67 \ n \ L_p}{\sqrt{S}} \right]^{0,467}$$

Donde

t_c = tiempo de concentración (min)

L = longitud del cauce (pies)

S = pendiente del cauce (m/m)

n = índice de retardo (N)

Tabla 26: Valor promedio del coeficiente de retardo “N”

Tipo de superficie	N
Pavimentada (superficie impermeable suave)	0.02
Suelo compactado liso	0.10
Hierba rala, cultivos en surcos, superficie desnuda moderadamente rugosa	0.20
Pastizal o herbáceo medio	0.40
Bosque de hoja caduca	0.60
Bosque de coníferas, bosque de hoja caduca con restos vegetales importantes o hierba densa	0.80

Las fórmulas de Kirpich y Temez están en función de la longitud de recorrido y la pendiente, variando los coeficientes mientras que la fórmula de Bransby Williams considera el área de

la cuenca y la fórmula de Kerby - Hathaway considera un coeficiente de retardo en función a la cobertura del suelo.

Estando el comportamiento de la cuenca en función de las características del suelo, cobertura vegetal, topografía de la cuenca, obras de encauzamiento, represamientos que influyen en la determinación del valor más real del tiempo de concentración, la metodología a usar corresponderá a aquella que conlleve a representar de manera más aproximada el caudal que discurra por dicha cuenca según lo inspeccionado en campo.

Tabla 27: Valores de tiempo de concentración

Código Cuenca	Tc Kirpich (min)	Tc Bransby-Williams (min)	Tc Temez (min)	Tc Kerby - Hathaway (min)	Tc Adoptado (min)
PTE 01	17.362	25.379	33.893	58.010	58.010
PTE 02	181.397	322.367	282.570	240.734	240.734
PTE 03	17.859	37.361	41.356	59.011	59.011
PTE 04	14.190	27.249	31.553	51.329	51.329
PTE 05	46.999	92.894	92.138	106.122	106.122
PTE 06	65.168	114.273	117.249	129.387	129.387
PTE 07	672.809	1035.697	832.814	533.079	533.079
PTE 08	9.549	15.553	21.091	40.368	40.368
PTE 09	11.934	24.564	28.788	46.212	46.212
PTE 10	22.372	41.897	46.797	67.653	67.653
PTE 11	96.666	163.024	159.467	164.342	164.342

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del tiempo de retardo

El tiempo de retardo (T_{lag}) es el 60% del tiempo de concentración:

$$T_{lag} = 0.6 * T_C$$

Tabla 28: Tiempo de retardo respectivo para cada subcuenca

Código Cuenca	Tiempo de concentración adoptado (min)	Tiempo de retardo (min)
PTE 01	58.010	34.81
PTE 02	240.734	144.44
PTE 03	59.011	35.41
PTE 04	51.329	30.80
PTE 05	106.122	63.67
PTE 06	129.387	77.63
PTE 07	533.079	319.85
PTE 08	40.368	24.22
PTE 09	46.212	27.73
PTE 10	67.653	40.59
PTE 11	164.342	98.61

Fuente: Elaboración propia

Conociendo el hidrograma unitario de una cuenca es posible calcular el hidrograma producido por cualquier precipitación suponiendo linealidad en la relación lluvia escorrentía. Inicialmente se analizan las metodologías más simples, las cuales emplean información geomorfológica y datos de lluvia máxima para la estimación de los caudales máximos.

El Hidrograma unitario triangular simplifica la forma del hidrograma con la forma de un triángulo, donde los parámetros del hidrograma son el caudal pico Q_p , el tiempo base t_b y el tiempo en el que se origina la punta máxima en los caudales t_p , tal como se muestra en la siguiente ilustración:

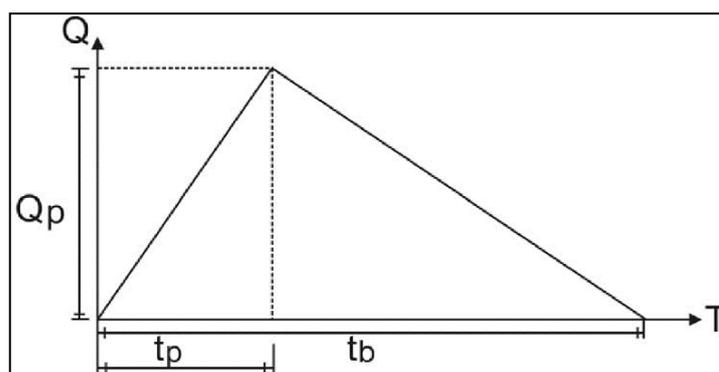


Figura 23: Hidrograma Unitario Triangular
Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Se supone un hidrograma triangular que puede ser construido de forma simple mediante las expresiones:

$$Q_p = \frac{2,0 \cdot I \cdot t_o \cdot A}{2,67 \cdot \left(\frac{t_o}{2}\right)}$$

$$t_p = 0,6 \cdot t + \left(\frac{t_o}{2}\right)$$

En donde, I es la intensidad de la lluvia (mm/h), t_o es la duración del hidrograma unitario, t_c es el tiempo de concentración de la cuenca, t_p es el tiempo del caudal pico, A es el área de la cuenca.

3.4.13.3. Método del Hidrograma Unitario de SNYDER

Los elementos a considerar para la aplicación de este método Sintético se representan en el gráfico siguiente.

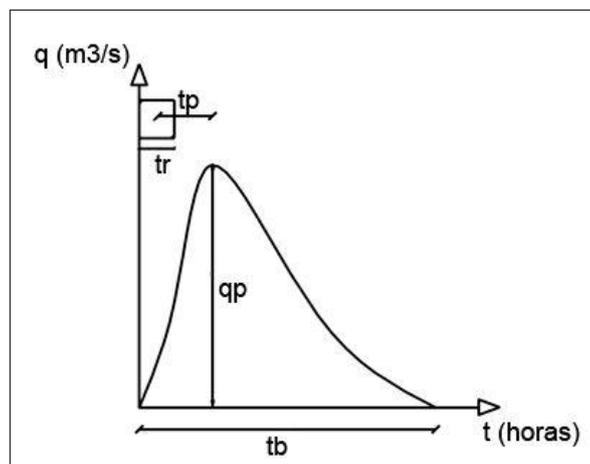


Figura 24: Hidrograma Unitario de SNYDER
Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

Donde:

t_r = duración de la lluvia unitaria (horas).

t_p = tiempo de retardo o tiempo transcurrido entre el centro de gravedad de la lluvia efectiva y el pico del hidrograma de escurrimiento directo (en horas).

t_b = tiempo de base del hidrograma (horas).

q_p = caudal pico del hidrograma.

Para calcular el tiempo de retardo, SNYDER propone la siguiente fórmula:

$$t_p = C_t(L \times L_{cg})^{0.3}$$

Donde:

L = longitud de la corriente principal del río desde la estación de aforos - o desembocadura - al punto más alejado de la cuenca (en km);

L_{cg} = distancia entre la estación de salida - desembocadura - y el centro de gravedad de la cuenca, medida sobre el cauce principal, en km;

C_t = coeficiente de retardo de SNYDER, dependiente de las características físicas de la cuenca.

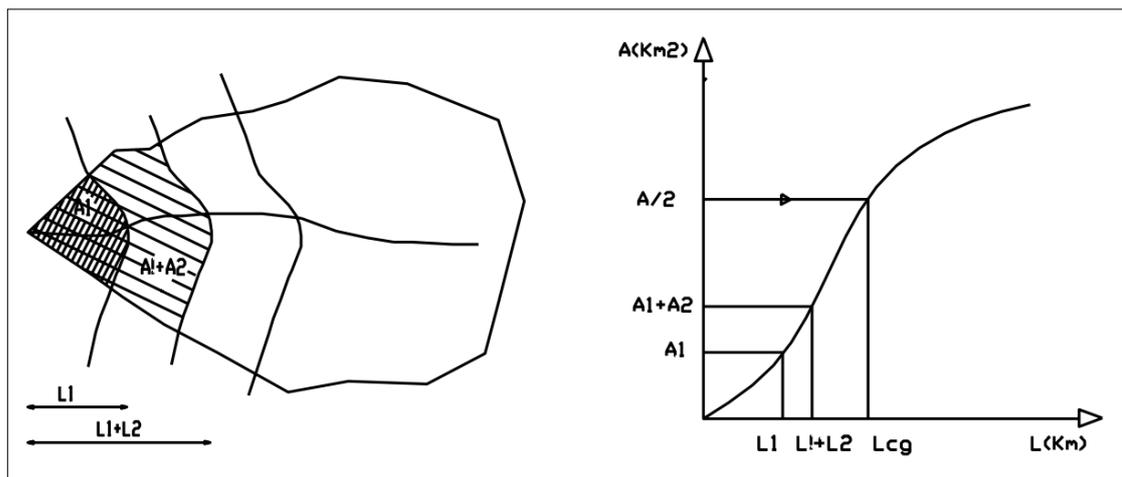


Figura 25: Relación área y longitud de cauce
Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC

El parámetro L_{cg} puede determinarse representando gráficamente la relación existente entre las áreas comprendidas entre curvas de nivel, acumuladas, y las sucesivas longitudes del curso principal comprendidas en dichas áreas, también acumuladas.

Sobre esa relación, que constituye una curva de masa, se ingresa con el 50% del área acumulada total y se lee sobre el eje de longitudes el valor de L_{cg} buscado.

El coeficiente C_t varía entre 1,35 y 1,65 para las áreas de montaña, con inclinación a tomar valores más bajos cuando se trata de cuencas con pendientes altas. Una forma práctica de determinarlo consiste en aplicar la fórmula propuesta por TAYLOR - SCHWARTZ:

$$C_t = \frac{1.65}{(\sqrt{i})^{0.38}}$$

i = pendiente del curso principal

Conocido el tiempo de retardo (t_p) se puede calcular la duración de la lluvia unitaria (t_r):

$$t_r (\text{horas}) = \frac{t_p}{5.5}$$

y el caudal pico del hidrograma:

$$q_p = \frac{7 \times C_p \times A}{t_p} (\text{m}^3 / \text{s})$$

valor que resultará para una lluvia unitaria de $h_e = 25\text{mm}$ (aprox. 1 pulgada) y de una duración unitaria t_r .

Cuando se trata de analizar una lluvia de una duración TR distinta de la unitaria (t_r) definida por SNYDER, el tiempo de retardo resulta modificado y se expresa recalculado en función de la nueva duración:

$$t_{pr} = T_p + \frac{T_R - t_r}{4}$$

de modo que el caudal pico se recalcula haciendo:

$$q_p = \frac{7 \times C_p \times A}{t_{pr}} (\text{m}^3 / \text{s})$$

y el tiempo de base del hidrograma de escurrimiento directo será:

$$t_b = 3 + 3 \times \frac{t_{pr}}{24} (\text{dias})$$

En un primer paso deberá entonces graficarse el hidrograma unitario de SNYDER para una $h_e = 25 \text{ mm}$ y duración t_r , luego el segundo paso consistirá en graficar el hidrograma de escurrimiento directo producido por la tormenta dato, utilizando el $h_e = Q$ (en mm) ya calculado por el método del SCS para una duración de lluvia efectiva $TR = t_u =$ duración de la lluvia efectiva (unitaria) según el método del SCS.

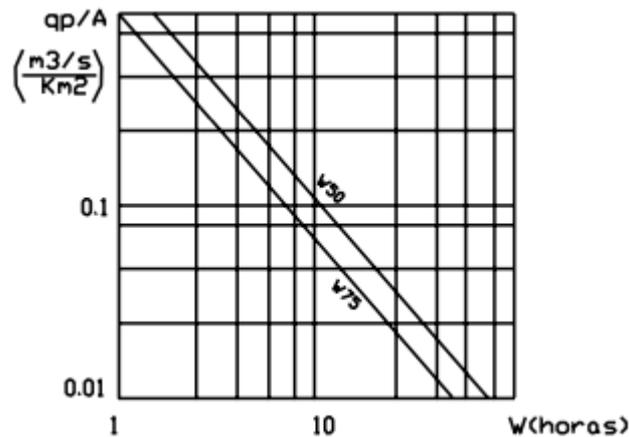
Para evitar que con los parámetros calculados quede configurado un hidrograma básicamente triangular, el cuerpo de Ingenieros de la Armada de EEUU ha desarrollado un esquema

gráfico que permite completar el ajuste del hidrograma de SNYDER determinando el ancho que debe tener el mismo para el 50% y el 75% del caudal de punta.

El gráfico se utiliza ingresando por el eje de ordenadas con el valor de:

$$\frac{q_p}{A} \left[\frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{Km}^2} \right]$$

hasta intersectar las dos rectas que permitirán leer en el eje de abscisas los anchos (en horas) para el 75% y el 50% del caudal de punta.



El coeficiente de Pico (C_p) es un término adimensional cuya variación está comprendida normalmente entre 0,56 y 0,69, aunque para áreas de montaña con fuertes pendientes el último valor puede ser superado y en las regiones llanas pueden llegar a ajustarse con C_p menores a 0,5 inclusive.

Tabla 29: Datos de entrada – Método SCS

DATOS DE ENTRADA PARA EL MODELAMIENTO HMS - METODO SCS									
Estructura Existente	Progresiva (km)	Área (Km ²)	Longitud del cauce (m)	Pendiente del cauce (m/m)	Tiempo Concentración t_c Kerby's		Número de curva NC	Abstracción inicial I_a (mm)	Tiempo de retraso t_r (min)
					(horas)	(min)			
PTE 01	1+959	2.352	797	0.0138	0.97	58.01	90	5.64	34.81
PTE 03	11+311	1.015	1306	0.0345	0.98	59.01	84	10.04	35.41
PTE 04	11+738	0.588	856	0.0269	0.86	51.33	86	8.27	30.80
PTE 05	15+106	3.349	3147	0.0162	1.77	106.12	86	8.27	63.67
PTE 06	16+508	8.959	3915	0.0107	2.16	129.39	86	8.27	77.63
PTE 08	0+435	0.800	489	0.0245	0.67	40.37	86	8.27	24.22
PTE 09	1+786	0.641	839	0.0405	0.77	46.21	86	8.27	27.73
PTE 10	2+683	1.465	1355	0.0207	1.13	67.65	86	8.27	40.59
PTE 11	3+407	12.672	5327	0.0071	2.74	164.34	86	8.27	98.61

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Datos de entrada – Método SNYDER

DATOS DE ENTRADA PARA EL MODELAMIENTO HMS - METODO SNYDER									
Estructura existente	Progresiva (km)	Área (Km2)	Longitud del cauce (m)	Longitud centroide (m)	Número Curva NC	Abstracción inicial Ia (mm)	Coefficiente de retardo Ct	Coefficiente Pico Cp	Tiempo de retraso tr (horas)
PTE 02	2+678	22.393	5899	3490	88	6.93	2.00	0.60	3.72
PTE 07	16+508	222.696	35200	20332	84	10.04	2.00	0.60	10.78

Fuente: Elaboración propia

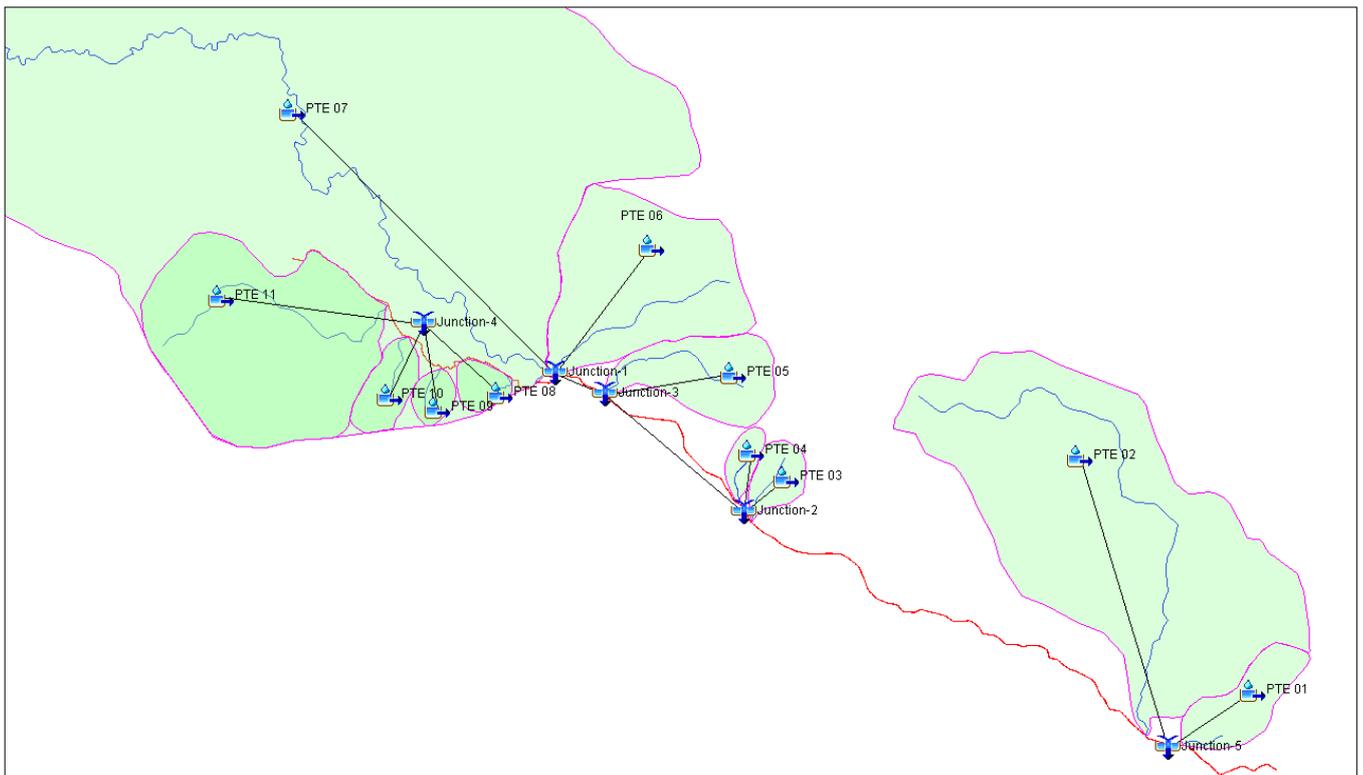


Figura 26: Modelo Hec – HMS de las subcuencas del proyecto
Fuente: Programa Hec - HMS

Tabla 31: Resultados para el escenario de 175 años de periodo de retorno

Project: MODEL IBERIA Simulation Run: TR=175años

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CUENCAS
 End of Run: 02ene2000, 06:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 12ago2019, 19:50:29 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Alphabetic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
PTE 01	2.352	37.1	01ene2000, 13:00	162.99
PTE 02	22.393	90.5	01ene2000, 17:30	152.70
PTE 03	1.015	15.0	01ene2000, 13:00	148.96
PTE 04	0.588	9.9	01ene2000, 13:00	162.99
PTE 05	3.349	28.2	01ene2000, 14:00	108.34
PTE 06	8.959	90.3	01ene2000, 14:00	142.54
PTE 07	222.449	362.1	01ene2000, 23:30	69.28
PTE 08	0.800	14.5	01ene2000, 13:00	162.99
PTE 09	0.641	11.2	01ene2000, 13:00	162.99
PTE 10	1.465	20.8	01ene2000, 13:00	162.99
PTE 11	12.450	72.7	01ene2000, 15:00	108.20

Fuente: Programa Hec – HMS

Tabla 32: Resultados para el escenario de 500 años de periodo de retorno

Project: MODEL IBERIA Simulation Run: TR=500a

Start of Run: 01ene2000, 00:00 Basin Model: CUENCAS
 End of Run: 05ene2000, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 12ago2019, 20:01:23 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Alphabetic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
PTE 01	2.352	40.9	01ene2000, 13:00	179.64
PTE 02	22.393	99.7	01ene2000, 17:30	179.64
PTE 03	1.015	16.6	01ene2000, 13:00	165.33
PTE 04	0.588	10.9	01ene2000, 13:00	179.64
PTE 05	3.349	32.1	01ene2000, 14:00	123.75
PTE 06	8.959	100.5	01ene2000, 14:00	158.85
PTE 07	222.449	411.0	01ene2000, 23:30	131.95
PTE 08	0.800	16.0	01ene2000, 13:00	179.64
PTE 09	0.641	12.3	01ene2000, 13:00	179.64
PTE 10	1.465	22.9	01ene2000, 13:00	179.64
PTE 11	12.450	82.8	01ene2000, 15:00	123.75

Fuente: Programa Hec – HMS

Tabla 33: Caudales generados con Hec – HMS para cada subcuenca

ELEMENTO	Caudales Q [m ³ /s]	
	Tr=175 años	Tr=500 años
PTE 01	37.1	40.9
PTE 02	90.5	99.7
PTE 03	15.0	16.6
PTE 04	9.9	10.9
PTE 05	28.2	32.1
PTE 06	90.3	100.5
PTE 07	362.1	411.0
PTE 08	14.5	16.0
PTE 09	11.2	12.3
PTE 10	20.8	22.9
PTE 11	72.7	82.8

Fuente: Elaboración propia

Los caudales obtenidos en la Tabla N° 33, serán utilizados para los diseños hidráulicos de los puentes.

3.4.13.4. Método Racional

El uso de este método, tienen una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has o 13 km². En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c , contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y por tanto, es menor el caudal. Si la duración de la lluvia es menor que el t_c , la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados aún no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor. Villon, 2002.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional:

$$Q = C \cdot I \cdot A / 3.6$$

Dónde:

Q = Escurrimiento o caudal máximo (m³/s);

C = Coeficiente de escurrimiento varía de 0,1 a 1, de acuerdo a las características propias de la cuenca.

I = Intensidad de la lluvia para una frecuencia o período de retorno dado (mm/h).

A = Área de cuenca (km²)

- Coeficiente de escorrentía:

El coeficiente de escurrimiento o escorrentía es la relación entre la lámina de agua precipitada sobre una superficie y la lámina de agua que escurre superficialmente, (ambas expresadas en mm). En el presente estudio para el caso cunetas, en el área de influencia se consideró un C = 0.30, tal como se menciona en el siguiente cuadro:

Tabla 34: Valores de coeficiente de escorrentía

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA > 50%	ALTA de 20% a 50%	MEDIA de 5% a 20%	SUAVE de 1% a 5%	DESPRECIABLE < 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC

- Cálculo del caudal de diseño de cuneta:

Para el tramo del proyecto se seleccionó la Estación Iberia como estación de influencia en la vía. La estimación de los caudales máximos de diseño de las cunetas busca garantizar el drenaje longitudinal de la carretera en mención a nivel de mantenimiento es decir de tierra, a través de un buen perfilado cuya sección hidráulica se determina a continuación.

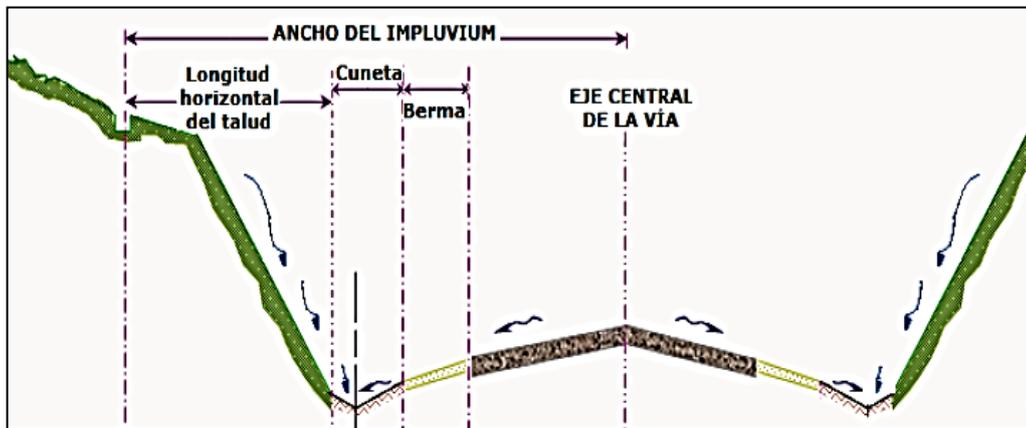


Figura 27: Determinación del área tributaria
Fuente: Elaboración propia

Dónde:

Q = Caudal hidrológico para el diseño de cuneta l/s.

$C = 0.30$ (densa vegetación, semipermeable y con pendiente suave del terreno)

$I = 121.22$ mm/h, para duración de 25 min $T_r = 35$ años. (Estación Iberia, de la ecuación IDF)

$A = 200\text{m} \times 100\text{m} + 200\text{m} \times 4.5\text{m} = 20\,900 \text{ m}^2 = 0.0209 \text{ km}^2$

Reemplazando en la ecuación: $Q = C \cdot I \cdot A / 3.6$

El caudal hidrológico para la cuneta se determinó con el método racional dando como resultado: **211.12 l/s** o **0.211 m³/s** el cual será utilizado para el diseño hidráulico de la cuneta.

3.5.EVALUACIÓN HIDRÁULICA

La evaluación hidráulica se desarrolló tomando en cuenta los criterios técnicos del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

3.5.1. Consideraciones para el diseño hidráulico

El drenaje superficial tiene como finalidad alejar las aguas del camino, para evitar el impacto negativo de las mismas sobre su estabilidad, durabilidad y transitabilidad.

El drenaje superficial comprende:

- La recolección de las aguas procedentes de la plataforma y sus taludes.
- La evacuación de las aguas recolectadas hacia cauces naturales.
- La restitución de la continuidad de los cauces naturales interceptados por el camino.

Los elementos de drenaje superficial se elegirán teniendo en cuenta criterios funcionales según se menciona a continuación:

- Las soluciones técnicas disponibles.
 - La facilidad de su obtención y así como los costos de construcción y mantenimiento.
 - Los daños que eventualmente producirían los caudales de agua correspondiente al período de retorno, es decir, los máximos del período de diseño.
-
- Máxima velocidad admisible

Se podrá considerar que la corriente no producirá daños importantes por erosión de la superficie del cauce o conducto si su velocidad media no excede de los límites fijados en función de la naturaleza de dicha superficie.

Tabla 35: Velocidad máxima admisible

Tipo de Superficie	Rango de velocidad (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 – 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 – 0.90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 – 1.20
Arcilla, grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 – 1.50
Hierba	1.20 – 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 – 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 – 4.50 *
Concreto	4.50 – 6.00 *

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

- Caudal con régimen hidráulico uniforme

Para el cálculo de la velocidad y del caudal en un canal con régimen hidráulico uniforme se planteó utilizar la ecuación de Manning, que se define como:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} ; \quad Q = V A \quad ; \quad R = A / P$$

Dónde:

Q = Caudal (m³/s).

V = Velocidad media (m/s).

A = Área de la sección transversal ocupada por el agua (m²).

P = Perímetro mojado (m).

R = A/P; Radio Hidráulico (m).

S = Pendiente del fondo (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 36: Valores de coeficiente de Manning

TIPO DE CANAL	MINIMO	NORMAL	MAXIMO
Tubo metálico corrugado (TMC)	0.021	0.024	0.030
Tubo de concreto	0.010	0.015	0.020
Canal revestido en concreto alisado	0.011	0.015	0.017
Canal revestido en concreto sin alisar	0.014	0.017	0.020
Canal revestido Albañilería de piedra	0.017	0.025	0.030
Canal sin revestir en tierra o grava	0.018	0.027	0.030
Canal sin revestir en roca uniforme	0.025	0.035	0.040
Canal sin revestir en roca irregular	0.035	0.040	0.050
Canal sin revestir con maleza tupida	0.050	0.080	0.120
Río en planicies de cauce recto sin zonas con piedras y malezas	0.025	0.030	0.035
Ríos sinuosos o torrentosos con piedras	0.035	0.040	0.600

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

3.5.2. Evaluación y proyección de estructuras

En el recorrido se encontraron estructuras transversales como puentes (10 puentes de madera y 1 puente de concreto), alcantarillas de alivio (02 alcantarillas de TMC de 36”). La vía no presenta drenaje longitudinal. Estas estructuras en su mayoría serán reemplazadas por estructuras que permitan el paso del agua y un mejor funcionamiento de drenaje en la vía.

3.5.2.1. Drenaje longitudinal

- Zanja de drenaje

A lo largo del tramo se ha identificado presencia de nivel freático en las progresivas: 0+460, 4+695, 6+225, 7+234, 7+443 y 2+460 los cuales se encuentran a 1.1m debajo del nivel superior de la subrasante. Para contrarrestar la posible filtración se propone proyectar zanjas de drenaje en ambas márgenes evitando que el agua llegue a la superficie y sea drenaje hacia la obra de arte más cercana o entregue en terreno natural.

Tabla 37: Resumen de zanja de drenaje proyectado

N°	Progresiva		Margen	Sección	Longitud (m)	Altura (m)	Base (m)	Talud (Z)	Material
	Inicio	Final							
	m	m							
1	0+460	0+560	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	200	0.50	0.50	1	Tierra
2	4+695	4+775	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	160	0.50	0.50	1	Tierra
3	6+225	6+328	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	200	0.50	0.50	1	Tierra
4	7+234	7+444	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	420	0.50	0.50	1	Tierra
5	7+443	7+743	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	600	0.50	0.50	1	Tierra
6	2+460	2+560	Izquierdo y Derecho	Trapezoidal	200	0.50	0.50	1	Tierra

Fuente: Elaboración propia

La zanja se considera que trabajará al 80% de su capacidad hidráulica, se tiene:

- $h = 0.50$ m,
- tirante hidráulico máximo ($Y = 0.40$ m.),
- pendiente ($S = 1$ %), y
- coeficiente de rugosidad ($n = 0.018$).

En la siguiente corrida del programa H - Canales se presentan los parámetros considerados para el diseño, y demás parámetros hidráulicos y el caudal de descarga de 0.730 m³/s.

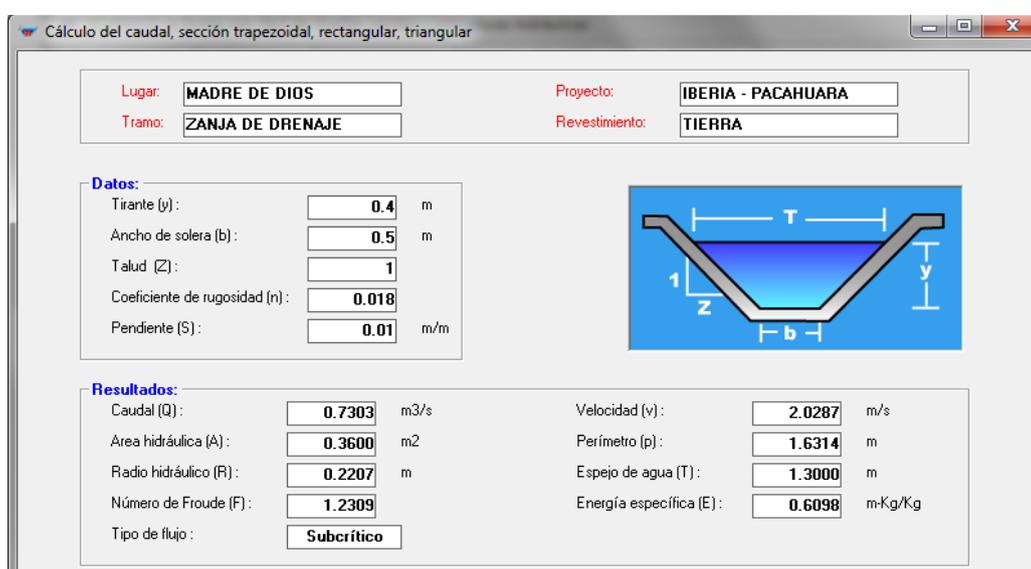


Figura 28: Diseño hidráulico de la zanja de drenaje

Fuente: Programa H canales

3.5.2.2.Drenaje transversal

- Diseño de alcantarillas

Las alcantarillas indicadas en el inventario y que muestran deficiencias, deben ser reemplazadas por alcantarillas tipo TMC (tubo metálico corrugado).

El caudal máximo Q_H de cada estructura existente, calculado en el capítulo de hidrología, será compatibilizado con su capacidad de descarga Q_D , calculada mediante la fórmula de Manning (con el programa H canales), a fin de comparar dichas magnitudes debiendo cumplirse con que la capacidad de descarga sea mayor que el caudal hidrológico:

$$Q_D > Q_H$$

Sin embargo, también se considera el efecto de arrastre de material fino y grueso, así como palizada.

El caudal de descarga Q_D se ha calculado considerando los siguientes criterios:

- La alcantarilla trabajará al 90% de su capacidad (como en la figura 29)
- Las alcantarillas TMC, tendrán una pendiente mínima de 2.0 %.
- El coeficiente de rugosidad es igual a 0.024 para alcantarillas tipo TMC.

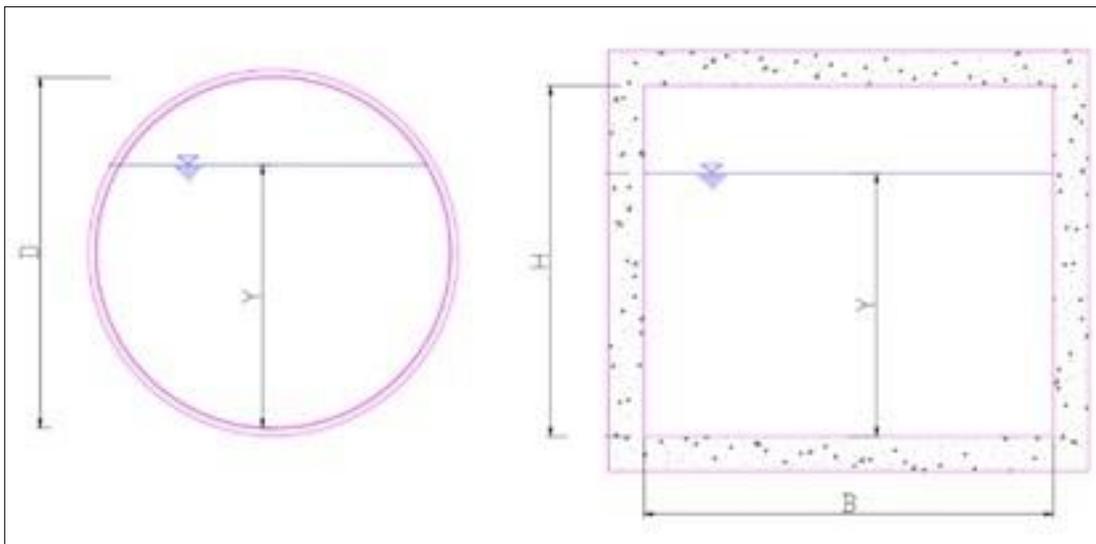


Figura 29: Tirante hidráulico al 90% de su capacidad

Fuente: Elaboración propia

El caudal de diseño fue obtenido mediante el Método Racional. Entre las intercruencias de las quebradas menores y puntos bajos de la vía se proyectó colocar alcantarillas tipo marco de concreto armado (MCA) de dimensiones base 0.80 m por altura 0.80 m y para recoger y descargar la escorrentía de cunetas el diámetro será 36". Este diámetro se adopta para facilitar el mantenimiento de estas estructuras, por cuanto la zona presenta suelos de textura fina a media que propician la sedimentación y obstrucción.

En general, se han proyectado alcantarillas cada 250 m o 300 m en promedio a lo largo de la carretera. Para conocer el caudal de diseño se asume que ésta descargará el caudal de ambos lados de cuneta, el cual es de **0.211 m³/s** multiplicado por 2, tenemos un caudal de 0.422 m³/s. De los resultados se ha tomado el caudal para el diseño de las alcantarillas con función de alivio de cunetas.

Según el cálculo hidráulico en el programa H canales v3.0 la capacidad de la alcantarilla TMC de 36" es de 1.478 m³/s siendo este mayor a 0.422 m³/s, caudal hidrológico proveniente de las precipitaciones.

La alcantarilla TMC 36" se considera que trabajará al 90% de su capacidad hidráulica, se tiene:

- $\varnothing = 0.90$ m,
- tirante hidráulico máximo ($Y = 0.81$ m.),
- pendiente ($S = 2$ %), y
- coeficiente de rugosidad ($n = 0.024$).

En la siguiente corrida del programa H canales se presentan los parámetros considerados para el diseño, y demás parámetros hidráulicos y el caudal de descarga de 1.478 m³/s.

Cálculo del caudal, sección circular

Lugar: **Pacahuara - Iberia - Tahuam** Proyecto:

Tramo: **Alcantarillas TMC 36"** Revestimiento: **Tubería Metálica**

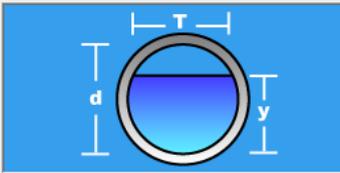
Datos:

Tirante (y): m

Diámetro (d): m

Rugosidad (n): m/m

Pendiente (S): m/m



Resultados:

Caudal (Q): m³/s Velocidad (v): m/s

Área hidráulica (A): m² Perímetro mojado (p): m

Radio hidráulico (R): m Espejo de agua (T): m

Número de Froude (F): Energía específica (E): m·Kg/Kg

Tipo de flujo:

Figura 30: Cálculo de caudal de alcantarilla TMC de 36"
Fuente: Programa H canales

Según el cálculo hidráulico en el programa H canales v3.0 la capacidad de la alcantarilla Marco de Concreto Armado de base 0.80 m y altura 0.80 m es de 2.353 m³/s siendo este mayor a 0.426 m³/s (caudal hidrológico proveniente de las precipitaciones).

La alcantarilla de Marco de C° A° se considera que trabajará al 90% de su capacidad hidráulica, se tiene:

- Ancho de Solera (b = 0.80 m),
- tirante hidráulico máximo (Y = 0.72 m.),
- Talud (Z = 0)
- pendiente (S = 2 %)
- coeficiente de rugosidad (n = 0.014).

En la siguiente corrida del programa H - Canales se presentan los parámetros considerados para el diseño, y demás parámetros hidráulicos y el caudal de descarga de 2.353 m³/s.

Cálculo del caudal, sección trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: **Pacahuara - Iberia - Tahuam** Proyecto:

Tramo: **Alcantarillas Marco C° A°** Revestimiento: **C° A°**

Datos:

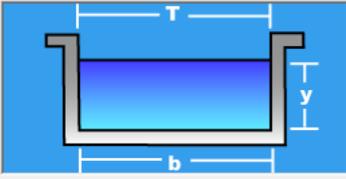
Tirante (y): m

Ancho de solera (b): m

Talud (Z):

Coefficiente de rugosidad (n):

Pendiente (S): m/m



Resultados:

Caudal (Q): m³/s Velocidad (v): m/s

Area hidráulica (A): m² Perímetro (p): m

Radio hidráulico (R): m Espejo de agua (T): m

Número de Froude (F): Energía específica (E): m-Kg/Kg

Tipo de flujo: **Subcrítico**

Figura 31: Cálculo de caudal de alcantarilla marco de concreto armado
Fuente: Programa H canales

Tabla 38: Alcantarillas tipo TMC 36"

N°	Progresiva	Estructura Propuesta	Función de Drenaje	Sentido de flujo	Condición	Estructura		Dimensiones		
						Entrada	Salida	Und	Ø	L(m)
01	10 + 180	Tubería TMC	Alivio	I-D	Reemplazo	Alero	Alero	1	36	5.00
02	13 + 604	Tubería TMC	Alivio	I-D	Reemplazo	Alero	Alero	1	36	5.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Alcantarillas tipo marco de concreto armado

N°	Progresiva	Estructura Propuesta	Función Drenaje	Sentido flujo	Condición	Estructura		Dimensiones			
						Entrada	Salida	Und	B(m)	H(m)	L(m)
01	4+248	Marco de C° A°	Alivio	D-I	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
02	8+326	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
03	10+721	Marco de C° A°	Alivio	D-I	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
04	14+479	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
05	0+940	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
06	1+610	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
07	2+350	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00
08	2+555	Marco de C° A°	Alivio	I-D	Proyectado	Cabezal Alero	Cabezal Alero	1	0.8	0.8	5.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Verificación hidráulica de la alcantarilla tipo TMC 36”

Qd	Coef.	Diámetro	Tirante	Pendiente	Área	Radio	Velocidad	Cap. HD	Verif.
m ³ /s	n	pulg.	m.	%	m ²	Hidráulico	m/s	m ³ /s	
0.422	0.024	36	0.81	2.00	0.603	0.268	2.451	1.478Ok!

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Verificación hidráulica de la alcantarilla tipo marco de concreto armado

Qd	Coef.	Base	Altura	Tirante	Pendiente	Área	Radio	Velocidad	Cap. HD	Verif.
m ³ /s	n	b	h	cm.	%	m ²	Hidráulico	m/s	m ³ /s	
0.422	0.014	0.80	0.80	0.72	2.00	0.576	0.257	4.085	1.482Ok!

Fuente: Elaboración propia

La construcción de cabezales y aleros en la elaboración de estudios de drenaje vial es común proyectar la construcción tanto en la entrada como en la salida de la alcantarilla a fin de brindarle mayor solidez y resistencia a la plataforma.

- Puentes Existentes

De acuerdo a la evaluación de campo realizada, se encontraron 11 puentes en todo el tramo de la carretera, 01 puente de concreto armado y 10 puentes de madera en donde estos últimos se recomienda reemplazarlos. El puente de concreto (puente N° 07) se encuentra en buenas condiciones estructurales y de funcionalidad.

Tabla 42: Puentes Existentes

Nº	RUTA	PROGRESIVAS EN KM		CLASE	TIPO	LONGITUD (m)	ANCHO (m)	ALTURA (m)	CONDICION ESTRUCTURAL	CONDICION FUNCIONAL
		INICIO	FIN							
1	MD-632	1+955.9	1+961.7	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	5.79	4.50	2.40	Malo	Malo
2	MD-632	2+670.7	2+684.6	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	13.89	4.30	4.30	Malo	Malo
3	MD-632	11+307.1	11+315.4	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	8.33	4.50	3.40	Regular	Regular
4	MD-632	11+733.4	11+742.3	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	8.89	4.00	3.00	Regular	Regular
5	MD-632	15+099.6	15+111.5	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	11.94	4.20	3.40	Regular	Regular
6	MD-632	16+061.4	16+080.9	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	19.56	4.30	7.00	Malo	Malo
7	MD-632	16+490.7	16+526.1	Puente Definitivo	Losa con Vigas	35.47	4.70	12.40	Buena	Buena
8	MD-633	0+428.6	0+442.1	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	13.47	4.00	2.70	Malo	Malo
9	MD-633	1+781.1	1+791.2	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	10.03	4.30	4.00	Malo	Malo
10	MD-633	2+677.6	2+689.3	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	11.75	3.70	3.70	Malo	Malo
11	MD-633	3+398.4	3+415.5	Estructura Artesanal	Vigas Troncos de Madera	17.01	3.40	6.70	Regular	Regular

Fuente: Elaboración propia

Para estas estructuras se hicieron los cálculos de caudales en la evaluación hidrológica del cual se tomará como base para el dimensionamiento de los futuros puentes. El estudio de Hidrología y Drenaje para el proyecto no contempla la intervención de los puentes por estar fuera del presupuesto sin embargo se hacen las evaluaciones y sugerencias respectivas por estar dentro del camino vecinal.

- c) Explicar el nivel de beneficio obtenido por el centro laboral de su contribución a la solución de las situaciones problemáticas.

Real Consultores S.A.C. es una empresa especializada en estudios de obras viales en el cual participamos de manera directa en la especialidad de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. La empresa empezó a funcionar en agosto del 2010 hasta el momento, concursando y obteniendo la buena pro en distintos proyectos que convoca Provias Descentralizado.

La contribución que hice a la solución de situaciones problemáticas en campo fue de mejorar la toma de decisiones para poder optimizar costos, gestionar con autoridades locales para que otorguen la facilidad a los especialistas y proporcionen personal para los trabajos in situ, darle asistencia al especialista de hidrología y drenaje hasta la culminación del estudio.

En los proyectos que ha participado la empresa he contribuido en la mejora del procesamiento de la información, en la calidad de presentación, automatizando los cálculos estadísticos que son necesarios para el estudio y obteniendo plantillas para un óptimo rendimiento en la elaboración del documento.

Todo el estudio tiene que estar acorde con el término de referencia del proyecto y así evitar penalidades ya que la finalidad es de presentar un documento de calidad y sin observaciones, es por esta razón que el mayor beneficio que ha logrado la empresa, es de ser considerada por Provias Descentralizado en los procedimientos de selección de Elaboración de Estudios Definitivos, y estar dentro de la base de datos de la entidad.

IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se utilizó los datos de la precipitación máxima diaria de la estación IBERIA, la cual fue transformada a precipitación máxima 24 horas. Esta estación tiene influencia en las cuencas involucradas y delimitadas del proyecto, además de contar con la información suficiente requerida (25 años de datos registrados como mínimo).
- Para la determinación de caudales de diseño se ha utilizado el método “Precipitación-Escorrentía” del Hidrograma Unitario de Snyder, para cuencas con áreas mayores a 30 km²; Hidrograma Unitario Triangular (HUT), para cuencas con áreas entre 5 km² a 30 km² y el Método Racional para cuencas con área menor a 5 km².
- La función de distribución que mejor se ajusta a los datos de precipitación máxima 24 horas es la función Log Pearson III.
- Los valores de los coeficientes **K**, **m** y **n** que determinan la intensidad de la precipitación, se determinaron mediante la regresión lineal múltiple dando como valores $K = 984.13$, $m = 0.09$ y $n = 0.75$.
- En la evaluación hidráulica para el drenaje longitudinal no se propusieron cunetas debido a que en el diseño geométrico la rasante de la superficie de rodadura estará por encima del terreno natural debido al relleno que se realizará en todo el tramo de la vía, además el área de influencia es una zona llana.
- En la evaluación hidráulica para la ruta MD – 632 (km 0+000 hasta km 16+865.94) en el drenaje transversal, se reemplaza 02 alcantarillas, se proyecta 04 alcantarillas y se mantiene 07 puentes. En el drenaje longitudinal se proyecta 790 ml de zanja de drenaje sin revestimiento. Para la ruta MD – 633 (km 0+000 hasta km 4+202.21) en el drenaje transversal se proyecta 04 alcantarillas y se mantiene 04 puentes y en el drenaje longitudinal se proyecta 100 ml de zanja de drenaje sin revestimiento.

- Para la elección de la función de distribución de probabilidad se recomienda hacer con al menos tres funciones de las más utilizadas en el campo de la hidrología (Normal, Log Normal, Gumbel, Pearson tipo III, etc.).
- Se recomienda realizar mantenimiento rutinario y limpieza en las obras de drenaje transversal y longitudinal y cauces de las quebradas, para evitar asolvamientos.

V. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- VEN TE CHOW, Maidment, Mays. 2000. Hidrologia Aplicada. Editorial McGRAW, 580p Colombia.
- VILLÓN BEJAR, M. 2002. Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 440p Costa Rica.
- VILLÓN BEJAR, M. 2006. Hidrología Estadística. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 440p Costa Rica.
- VILLÓN BEJAR, M. 2014. Hec – Hms Ejemplos. Instituto Tecnológico de Costa Rica. 578p Costa Rica.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) Provías Nacional, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.
- Francisco Javier Aparicio Mijares, “Fundamentos de Hidrología de Superficie”, LIMUSA – Grupo Noriega Editores – 1989.
- CHEREQUE, W. 1993. Hidrología para estudiantes de ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.

- PROFESIONALES CONSULTADOS:
 - Mg. Sc. EUGENIO PROSPERO OSORIO GUERRA, especialista en Hidrología y Drenaje en Provias Nacional del Ministerio de Transporte y Comunicaciones.
 - Ing. GERRY SAUL DIAZ AGUILAR, especialista en Hidrología y Drenaje en carreteras de la empresa Real Consultores S.A.C.

VI. ANEXOS

**ANEXO 1. DATOS DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA DE LA
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA IBERIA**



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : IBERIA /000591/ DZ-12
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
 LONG. : 69° 35' "W"
 LAT. : 11° 21' "S"
 ALT. : 295 msnm
 DPTO. : MADRE DE DIOS
 PROV. : TAHUAMANU
 DIST. : IBERIA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1949	60.9	46.2	53.1	34.5	26.6	31.8	6.1	5.3	54.9	66.1	S/D	63.2
1950	45.7	44.5	74.9	S/D	S/D	101.7	14.0	0.0	10.2	31.8	61.5	S/D
1951	63.5	58.4	87.0	52.0	91.0	60.5	7.0	65.8	30.3	15.8	122.5	40.0
1952	49.5	23.0	55.0	21.8	55.0	41.8	9.9	64.6	19.3	99.4	104.5	72.5
1953	63.0	91.1	50.8	95.8	24.0	12.5	9.5	S/D	52.0	S/D	43.0	40.5
1954	34.0	86.0	47.0	29.0	19.0	15.0	30.0	14.8	27.5	43.5	50.4	51.2
1955	43.0	50.5	67.0	S/D	46.0	8.6	8.0	28.9	13.2	30.2	72.0	126.3
1956	50.2	59.0	31.3	43.2	44.6	13.0	54.6	S/D	76.0	46.0	35.5	92.0
1957	37.0	55.0	54.0	47.4	65.0	20.0	7.2	16.0	72.0	58.0	38.0	27.0
1958	55.0	50.0	48.0	55.0	36.5	12.0	8.0	20.0	18.5	80.0	50.0	59.0
1959	45.0	S/D	58.0	65.0	39.0	30.0	35.0	38.0	45.0	30.0	47.0	84.0
1960	45.0	60.0	39.0	120.0	31.0	30.0	0.0	47.0	17.0	60.0	41.0	58.0
1961	28.0	46.0	56.0	40.0	30.0	36.0	1.0	3.0	9.7	55.0	56.0	105.0
1962	83.0	32.5	94.1	60.0	12.0	31.0	12.0	13.1	35.0	11.0	32.0	110.0

SEN - Sin Datos

INFORMACION PREPARADA PARA REAL CONSULTORES S.A.C.

LIMA, 04 DE ENERO DEL 2019

N° PRES/SO1/C: 20190100008 /20190100005

0028

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN

TOTAL O PARCIAL

VÁLIDO SÓLO EN ORIGINAL



DIRECCION DE REDES DE OBSERVACION Y DATOS

ESTACION : IBERIA /000591/ DZ-12
 PARAMETRO : PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
 LONG. : 69° 35' "W"
 LAT. : 11° 21' "S"
 ALT. : 295 msnm
 DPTO. : MADRE DE DIOS
 PROV. : TAHUAMANU
 DIST. : IBERIA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1963	60.7	50.0	70.5	21.0	13.2	69.0	0.0	46.5	45.0	58.0	59.3	38.0
1965	78.0	27.0	43.0	69.0	6.0	18.0	8.5	3.0	44.0	53.5	45.5	47.0
1966	25.0	60.0	25.0	61.0	53.5	10.5	23.5	7.5	74.5	40.0	37.0	44.5
1967	25.0	34.0	48.5	36.5	20.0	3.5	34.0	10.0	21.0	11.0	16.0	22.0
1968	21.0	37.0	14.0	11.0	15.0	13.0	9.0	13.0	13.0	25.0	27.0	17.0
1969	S/D	S/D	40.0	54.0	13.0	9.0	4.0	10.0	13.0	13.0	14.0	23.0
1970	17.0	100.0	57.0	44.0	27.0	S/D	8.0	12.0	11.0	30.0	33.0	29.0
1971	63.0	62.0	65.0	48.0	32.0	58.0	11.0	69.0	24.0	48.0	65.0	29.0
1972	68.0	67.0	67.0	25.0	28.0	21.0	16.0	44.0	S/D	66.0	53.0	56.0
1973	27.0	54.0	57.0	54.0	24.0	S/D	8.0	76.0	49.0	46.0	112.0	43.0
1974	71.0	S/D	41.0	37.0	29.0	7.0	20.0	25.0	37.0	49.0	77.0	56.0

INFORMACION PREPARADA PARA REAL CONSULTORES S.A.C.
 LIMA, 04 DE ENERO DEL 2019

N° PRES/SOLIC.: 201901000006 /201901000006

0029

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN
 TOTAL O PARCIAL

VÁLIDO SÓLO EN ORIGINAL