

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**“PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE  
DRENAJE PLUVIAL URBANO DE LA CUENCA ALAMEDA –  
AYACUCHO UTILIZANDO SUDS”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**ANTONY JUAN ALBINES LOZANO**

**ASESORA:**

**MSc. Ing. MARISA ROSANA SILVA DÁVILA**

**LIMA - PERÚ**

**2023**

© 2023, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte,  
con fines estrictamente académicos.”**

Albines Lozano, Antony Juan

aalbinesl@uni.pe

943618057

*A mi madre por su enorme dedicación  
y a mi mamá Fely, quien me cuida desde el cielo.*

## **AGRADECIMIENTOS**

El presente trabajo de investigación es producto de mucho esfuerzo y dedicación y cierra una de las etapas más importantes de mi vida y abre camino a nuevas metas y desafíos. Sin embargo, lograr esta meta no hubiese sido posible sin el apoyo y participación de personas e instituciones a quienes quiero expresar mis más profundos y sinceros agradecimientos:

- A mi “Alma Mater”, la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, por brindarme una formación profesional de primer nivel que inculca, no solo conocimiento técnico, sino también valores y vocación de servicio.
- A mi asesora, la MSc. Ing. Marisa Silva Dávila, por su apoyo, consejos, sugerencias y sobre todo, por el tiempo brindado para el desarrollo de la presente investigación.
- A mi madre, Gludy Lozano Lazarte, por su motivación y apoyo incondicional que me ayudo a culminar el presente trabajo de investigación.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>5</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>7</b>
<b>PRÓLOGO</b>	<b>8</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>10</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>13</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS</b>	<b>16</b>
<b>CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN</b>	<b>21</b>
1.1 GENERALIDADES	21
1.2 PROBLEMÁTICA	22
1.3 OBJETIVOS	23
1.3.1 Objetivo General	23
1.3.2 Objetivos Específicos	23
1.4 HIPOTESIS	23
1.5 METODOLOGÍA	24
<b>CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO</b>	<b>26</b>
2.1 HIDROLOGÍA APLICADA	26
2.1.1 Cuenca hidrográfica	26
2.1.2 Abstracciones hidrológicas	31
2.1.3 Hidrograma de caudal	35
2.1.4 Tránsito de Hidrograma	37
2.1.5 Periodo de retorno	39
2.1.6 Análisis de frecuencia	42
2.1.7 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)	46
2.1.8 Hietograma de diseño	49
2.1.9 Modelo HEC – HMS	50
2.2 DRENAJE PLUVIAL URBANO	52
2.2.1 Hidrología Urbana	52
2.2.2 Hidráulica Urbana	54
2.2.3 Componentes de un Sistema de Drenaje Pluvial Urbano	55
2.2.4 Modelo SWMM	56

2.3 EVALUACIÓN DE PELIGROSIDAD DE INUNDACIÓN	58
2.3.1 Peligrosidad de Flujo en Calles	58
2.3.2 Peligrosidad en Alcantarillas	59
2.3.3 Peligrosidad en canales abiertos	59
2.4 SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE (SUDS)	60
2.4.1 Tipos de SUDS	62
2.4.2 Diseño de SUDS	63
2.4.3 Criterios de selección de SUDS	65
<b>CAPÍTULO III: AMBITO DE ESTUDIO</b>	<b>67</b>
3.1 ASPECTO POLÍTICO - ADMINISTRATIVO	67
3.1.1 Ubicación	67
3.1.2 Límites	69
3.1.3 Extensión	69
3.1.4 Accesibilidad	69
3.2 ASPECTO SOCIECONÓMICO	70
3.2.1 Demografía	70
3.2.2 Vivienda	70
3.2.3 Servicios Básicos	71
3.2.4 Actividades Económicas	71
3.3 ASPECTO FÍSICO	72
3.3.1 Clima	72
3.3.2 Hidrografía	73
3.3.3 Geología	76
3.3.4 Geotecnia	79
3.3.5 Geomorfología	82
3.3.6 Uso de suelo y cobertura vegetal	82
3.3.7 Topografía	84
3.3.8 Inspección de campo	86
<b>CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN DEL DRENAJE ACTUAL</b>	<b>89</b>
4.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO	89
4.1.1 Caracterización de las cuencas de cabecera	89
4.1.2 Análisis de la Información Pluviométrica	93
4.1.3 Análisis de Regionalización	95

4.1.4	Periodo de Retorno	96
4.1.5	Hietograma de Diseño	97
4.2	ESTUDIO DE DRENAJE URBANO	98
4.2.1	Descripción del Sistema de Drenaje Actual	98
4.2.2	Metodología de Modelamiento	105
4.2.3	Construcción del Modelo HEC-HMS	108
4.2.4	Calibración del Modelo HEC-HMS	109
4.2.5	Construcción del Modelo SWMM	112
4.2.6	Calibración del Modelo SWMM	115
4.2.7	Evaluación de peligro en calles y alcantarillas	115
4.2.8	Evaluación de peligro en quebradas	118
	<b>CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS</b>	<b>122</b>
5.1	ANÁLISIS Y MEJORAMIENTO PREVIO	122
5.1.1	Consideraciones Generales	122
5.1.2	Trazo de los Colectores Convencionales	123
5.1.3	Diseño y Modelamiento de Colectores Convencionales	126
5.1.4	Trazo de Estructuras de Encauzamiento	128
5.1.5	Diseño y Modelamiento de Estructuras de Encauzamiento	131
5.2	MEJORAMIENTO CON SUDS	132
5.2.1	Consideraciones Generales	132
5.2.2	Trazo de la Única Alternativa	136
5.2.3	Trazo de la Alternativa N° 1	142
5.2.4	Trazo de la Alternativa N° 2	142
5.2.5	Diseño y Modelamiento de SUDS propuestos	145
5.3	EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	159
5.3.1	Evaluación de peligro en calles y alcantarillas	159
5.3.2	Evaluación de peligro en ríos y quebradas	161
5.3.3	Evaluación del caudal pico en subcuencas urbanas	162
	<b>CAPÍTULO VI: SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA</b>	<b>166</b>
6.1	CRITERIOS TÉCNICOS	166
6.1.1	Reducción de caudal pico de escurrimiento	166
6.1.2	Adaptabilidad al sistema actual	166
6.1.3	Proceso constructivo	167

6.1.4 Actividades de operación y mantenimiento	169
6.2 CRITERIOS ECONÓMICOS	170
6.3 CRITERIOS SOCIOAMBIENTALES	172
6.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	172
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>174</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>177</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>179</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>182</b>
ANEXO A: HIDROLOGÍA	182
A.1. Parámetros físicos de cuencas de cabecera	182
A.2. Evaluación de información pluviométrica	186
A.3. Análisis de frecuencia	195
A.4. Análisis de regionalización	203
A.5. Hietograma de diseño	207
A.6. Parámetros sin calibrar de modelo hidrológico en HEC-HMS	219
A.7. Calibración del modelo hidrológico en HEC-HMS	220
A.8. Hidrograma de cuencas de cabecera para T=25 años	227
A.9. Hidrogramas de cuencas de cabecera para T=100 años	230
ANEXO B: DRENAJE URBANO	233
B.1. Peligrosidad en calles del sistema de drenaje actual (1º Escenario)	233
B.2. Peligrosidad en alcantarillas del sistema de drenaje actual (1º Escenario)	238
B.3. Velocidades y relación de tirantes de quebradas (2º Escenario)	241
B.4. Peligrosidad en calles del sistema de drenaje pluvial urbano mejorado (3º Escenario)	243
B.5. Peligrosidad en alcantarillas del sistema de drenaje pluvial urbano mejorado (3º Escenario)	247
B.6. Velocidades y relación de tirantes de quebradas (4º Escenario)	251
B.7. Diseño de colectores convencionales	253
B.8. Diseño de estructuras de encauzamiento	258
B.9. Características de los tipos de suelo en la zona de estudio	262
B.10. Diseño de pavimento permeable sin alcantarilla	266
B.11. Diseño de pavimento permeable con alcantarilla	272
B.12. Diseño de zanja de infiltración	279



## RESUMEN

El objetivo de esta investigación es proponer una alternativa de mejoramiento del sistema de drenaje actual en la cuenca urbana del río Alameda – Ayacucho utilizando SUDS (Sistema Urbano de Drenaje Sostenible)

Como primer paso, se evaluó el sistema de drenaje actual de la zona de estudio, para lo cual se construyó y calibró un modelo hidráulico e hidrológico en SWMM, el cual se complementó con el modelo hidrológico de las cuencas de cabecera de las quebradas en HEC-HMS. Después de calibrar el modelo, se procedió a la simulación de 7 escenarios de análisis. En el 1º Escenario se evaluó el sistema de drenaje pluvial actual, identificando calles con peligro al deslizamiento y vuelco, y alcantarillas con peligro de colapso. En el 2º Escenario se evaluó hidráulicamente las quebradas, identificando tramos con peligro alto de inundación; sin embargo, este último fue un análisis preliminar debido a la falta de precisión de la información topográfica en las quebradas.

Posteriormente, se analizó las posibilidades de mejoramiento del sistema de drenaje actual. Debido a las condiciones limitantes de la zona de estudio, se planteó un mejoramiento previo del sistema de drenaje actual mediante sistemas convencionales (alcantarillas) y estructuras de encauzamiento que se evaluaron en el 3º y 4º Escenario, respectivamente. Luego se planteó una Única Alternativa conformada por pavimento permeable y zanjas de infiltración, en áreas urbanas donde no es posible plantear otras alternativas de drenaje, lo cual se evaluó en el 5º Escenario. Por otro lado, se planteó dos alternativas sostenibles en las subcuencas urbanas donde si es posible su implementación. La Alternativa N° 1 está conformada por pavimento permeable y la Alternativa N° 2, por zanjas de infiltración; las cuales se evaluaron en el 6º y 7º Escenario, respectivamente. Se concluyó que esta propuesta de mejoramiento reduce el peligro en calles, alcantarillas y quebradas. Además, se observó que las alternativas de drenaje sostenible reducen el caudal pico e incrementan el tiempo al pico en los hidrogramas.

Se realizó el diseño hidráulico de las alternativas y por último, se seleccionó la mejor alternativa de drenaje sostenible comparando las Alternativa N° 1 y 2 con

critérios técnico, económico y socioambiental, concluyendo que la Alternativa N° 1 es la mejor.

## ABSTRACT

The objective of this research is to propose an alternative to improve the current pluvial drainage system in the urban basin of the Alameda river - Ayacucho using Sustainable Urban Drainage System.

As a first step, the current drainage system of the study area was evaluated, for which a hydraulic and hydrological model was built and calibrated in SWMM, which was complemented with the hydrological model of the headwater basins of the streams in HEC-HMS. After the model was calibrated, 7 analysis scenarios were simulated. In the 1st Scenario, the current pluvial drainage system was evaluated, identifying streets with a risk of slipping and overturning, and sewers with a risk of collapse. In the 2nd Scenario, the streams were evaluated hydraulically, identifying sections with a high risk of flooding, however, the latter was a preliminary analysis due to the lack of precision of the topographic information in the streams.

Subsequently, the alternatives for improving the current drainage system were analyzed. Due to the limiting conditions of the study area, a prior improvement of the current drainage system was proposed through conventional systems (culverts) and channeling structures that were evaluated in the 3rd and 4th Scenarios respectively. Then a Single Alternative of improvement was proposed which was evaluated in the 5th Scenario. It includes both permeable pavement and infiltration trenches, in urban areas where it is not possible to propose other alternatives. On the other hand, two sustainable drainage alternatives were proposed in the urban areas where its implementation is possible. Alternative N° 1, which include permeable pavement, and Alternative N° 2, infiltration trenches; which were evaluated in the 6th and 7th Scenarios respectively. It was concluded that the improvement proposals reduce the danger in streets, sewers, and streams. In addition, it was observed that the sustainable drainage alternatives reduce the peak flow and increase the time to peak of the hydrographs.

The alternatives were hydraulically designed and finally, the best sustainable drainage alternative was selected between Alternatives N° 1 and 2, through a technical, economic, and socio-environmental comparison, resulting in Alternative N° 1.

## PRÓLOGO

Me es grato presentar la tesis del Sr. Bachiller Antony Juan Albines Lozano, a quien felicito por haber desarrollado esta excelente investigación que contribuye con la ingeniería requerida para lograr un desarrollo sostenible en nuestro país.

La selección de la zona de estudio se debió a su participación, en el año 2020, en las actividades de diagnóstico del estado actual del drenaje pluvial de la ciudad de Ayacucho con la finalidad de realizar recomendaciones para el “Plan de Movilidad Urbana Sostenible de la Provincia de Huamanga (PMUS - HUAMANGA)”, realizado por la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI en convenio con la GIZ, agencia del Gobierno Federal Alemán.

En el diagnóstico se evidenció la desaparición de muchos cursos naturales debido a que han sido invadidos en forma parcial y total por las calles pavimentadas y las viviendas. El río Alameda ha sido canalizado y la llanura de inundación en la zona de desembocadura al río Totorilla ha sido invadida. Aunque existe un sistema de drenaje tradicional, en la temporada de lluvias se han presentado inundaciones y deterioro del pavimento.

Para presentar su Propuesta de Mejoramiento del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano de la Cuenca Alameda – Ayacucho utilizando SUDS, el Sr. Albines ha realizado una exhaustiva revisión bibliográfica, la recopilación de información básica y el levantamiento de información de campo.

A continuación, realizó el estudio hidrológico e hidráulico y la elaboración de los mapas de drenaje urbano. Procedió con el modelamiento en SWMM del sistema de drenaje en la zona de estudio y después de calibrar el modelo con las condiciones actuales, realizó la simulación en diferentes escenarios para plantear las alternativas de solución.

Debido a las limitaciones dadas por el desarrollo urbano en la zona de estudio, su propuesta final incluye el diseño hidráulico para el mejoramiento de un sector con estructuras de drenaje convencional y la implementación de estructuras de drenaje sostenible en otro. Las alternativas de drenaje sostenible analizadas son:

pavimento permeable y zanjas de infiltración. La selección de la mejor alternativa se basó en criterios técnicos, económicos y socioambientales.

MSc. Ing Marisa Rosana Silva Dávila  
Profesora Asociada a tiempo completo  
Departamento Académico de Hidráulica e Hidrología

**LISTA DE CUADROS**

Cuadro 2.1 Índice de compacidad y factor de forma	27
Cuadro 2.2 Condiciones de humedad antecedente (AMC)	32
Cuadro 2.3 Clasificación hidrológica de los suelos	33
Cuadro 2.4 Número de curva para áreas urbanas	34
Cuadro 2.5 Periodos de retorno del caudal existente en cauces y red de drenaje para tormentas de diseño de 10 y 25 años	41
Cuadro 2.6 Periodos de retorno del caudal existente en cauces y red de drenaje para tormentas de diseño de 50 y 100 años	42
Cuadro 2.7 Distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología	42
Cuadro 2.8 Valor crítico ( $\Delta_0$ ) del estadístico de Smirnov-Kolmogorov	44
Cuadro 2.9 Factor de frecuencia para cada distribución de probabilidad	45
Cuadro 2.10 Métodos para modelar cada componente en HEC-HMS	51
Cuadro 2.11 Tipos de SUDS y sus restricciones de diseño	62
Cuadro 2.12 Costos unitarios de instalación y costos anuales de operación y mantenimiento de SUDS (valores correspondientes al año 2013)	65
Cuadro 3.1 Superficie de zona de estudio por distritos	69
Cuadro 3.2 Valor Agregado Bruto 2017 del departamento de Ayacucho	72
Cuadro 4.1 Parámetros físicos de las cuencas de cabecera	93
Cuadro 4.2 Información pluviométrica utilizada	94
Cuadro 4.3 Parámetros estadísticos de la información pluviométrica corregida	95
Cuadro 4.4 Resultados de la prueba de bondad de ajuste	95
Cuadro 4.5 Periodo de retorno del caudal que transporta los cauces de las quebradas para evaluación del sistema actual y peligro de desbordamiento	97
Cuadro 4.6 Escenarios de evaluación en SWMM del sistema de drenaje pluvial urbano	107
Cuadro 4.7 Parámetros de las cuencas de cabecera en el modelo HEC-HMS	108
Cuadro 4.8 Comparación de precipitaciones en la estación Huamanga	109
Cuadro 4.9 Estimación de caudal pico calibrado de quebradas	111
Cuadro 4.10 Parámetros calibrados de las cuencas de cabecera en el modelo HEC-HMS	112
Cuadro 4.11 Caudales picos calibrados en cuencas de cabecera	112

Cuadro 4.12 Calibración del modelo en SWMM	115
Cuadro 4.13 Colectores con peligro alto en la zona de estudio	117
Cuadro 4.14 Grado de peligro de quebradas de la zona de estudio	121
Cuadro 5.1 Caudales de diseño de estructuras de encauzamiento	131
Cuadro 5.2 Resumen de las características de las estructuras de encauzamiento propuestas	132
Cuadro 5.3 Características de los suelos definidos para el diseño de SUDS	145
Cuadro 5.4 Parámetros de diseño de tipos de pavimento permeable sin alcantarilla perforada	146
Cuadro 5.5 Parámetros de diseño de tipos de pavimentos permeable con alcantarilla perforada	147
Cuadro 5.6 Características comunes de los tipos de pavimento permeable	147
Cuadro 5.7 Parámetros de diseño de tipos de zanja de infiltración	153
Cuadro 5.8 Características comunes de los tipos de zanja de infiltración	153
Cuadro 5.9 Subcuencas urbanas mejoradas con pavimento permeable en la Única Alternativa	156
Cuadro 5.10 Subcuencas urbanas mejoradas con zanja de infiltración en la Única Alternativa	157
Cuadro 5.11 Subcuencas urbanas mejoradas con pavimento permeable en la Alternativa N° 1	158
Cuadro 5.12 Subcuencas urbanas mejoradas con zanja de infiltración en la Alternativa N° 2	158
Cuadro 5.13 Peligro de colapso de colectores del Sector S2 (3° Escenario)	159
Cuadro 5.14 Peligro de colapso de colectores del Sector S5 (3° Escenario)	160
Cuadro 5.15 Grado de peligro de las quebradas (4° Escenario)	162
Cuadro 5.16 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con pavimento permeable en la Única Alternativa	163
Cuadro 5.17 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con zanja de infiltración en la Única Alternativa	164
Cuadro 5.18 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con la Alternativa N° 1 o 2	165
Cuadro 5.19 Reducción del caudal pico de quebradas en Única Alternativa para un periodo de retorno de 100 años	165

Cuadro 6.1 Actividades típicas de operación y mantenimiento de pavimento permeable	169
Cuadro 6.2 Actividades típicas de operación y mantenimiento de zanjas de infiltración	170
Cuadro 6.3 Costos unitarios del pavimento permeable y zanja de infiltración (valores correspondientes al año 2013)	171
Cuadro 6.4 Valor presente de costo de cada alternativa de mejoramiento	171



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión	28
Figura 2.2 Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS	32
Figura 2.3 Componentes de un hidrograma de tormenta	35
Figura 2.4 Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular	36
Figura 2.5 Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal	38
Figura 2.6 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil	40
Figura 2.7 Subzonas pluviométricas del Perú	47
Figura 2.8 Método de los bloques alternos	50
Figura 2.9 Representación típica del escurrimiento superficial de una cuenca	51
Figura 2.10 Cambios en el balance hidrológico producto de la urbanización	53
Figura 2.11 Hidrogramas de cuencas urbanas y rurales	53
Figura 2.12 Elementos de un sistema de drenaje típico	56
Figura 2.13 Esquema de las capas de modelamiento en SWMM	57
Figura 2.14 Criterio de peligrosidad de inundación	58
Figura 2.15 Borde libre recomendado por el Bureau of Reclamation	59
Figura 2.16 Impactos de la urbanización en una cuenca	61
Figura 2.17 Cuenca urbana mejorada con SUDS	61
Figura 2.18 Sección típica de pavimento permeable	64
Figura 3.1 Departamento de Ayacucho y provincia de Huamanga	67
Figura 3.2 Ubicación de la zona de estudio	68
Figura 3.3 Acceso a la ciudad de Ayacucho desde Lima	70
Figura 3.4 Encauzamiento del río Alameda	75
Figura 3.5 Mapa Hidrográfico de la zona de estudio	75
Figura 3.6 Mapa geológico de la zona de estudio	78
Figura 3.7 Mapa geotécnico de la zona de estudio	81
Figura 3.8 Mapa de cobertura vegetal de la zona de estudio	83
Figura 3.9 Mapa orográfico de la zona de estudio	85
Figura 3.10 Vista del río Alameda desde el puente ubicado en Calle SN (cerca a la Av. Andamarca)	86

Figura 3.11 Sumideros en el cruce del colector Francisco Pizarro y el colector Mario Ramos	87
Figura 3.12 Sumidero en el colector San Lorenzo (antes de llegar al óvalo Puente Nuevo)	88
Figura 3.13 Construcción de la alcantarilla en el colector Cangalio	88
Figura 4.1 Cuenca de cabecera del río Alameda	90
Figura 4.2 Cuencas de cabecera de las quebradas afluentes al río Alameda	91
Figura 4.3 Mapa de ubicación de estaciones pluviométricas	94
Figura 4.4 División de la zona de estudio para visualización de mapas	99
Figura 4.5 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE1)	100
Figura 4.6 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE2)	101
Figura 4.7 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE3)	102
Figura 4.8 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE4)	103
Figura 4.9 Modelo de cuencas de cabecera en HEC-HMS	108
Figura 4.10 Secciones de ingreso a la zona de estudio del río Alameda y las quebradas afluentes	110
Figura 4.11 Fotografías de secciones de ingreso a la zona de estudio del río Alameda y las quebradas afluentes	110
Figura 4.12 Tramos del río Alameda en el modelo SWMM	113
Figura 4.13 Secciones transversales irregulares de las quebradas en el modelo SWMM	113
Figura 4.14: Esquema de la zona de estudio en SWMM	114
Figura 4.15 Peligrosidad de descarga del Sector 1	116
Figura 4.16 Peligrosidad del Sector 5	117
Figura 4.17 Peligro de inundación en ríos y quebradas de la zona de estudio	120
Figura 4.18 Mapa de riesgo en la ciudad de Ayacucho	120
Figura 5.1 Alcantarilla añadida en Av. Mariscal Cáceres	123
Figura 5.2 Colectores añadidos en Jr. Ramón Castilla, Jr. 21 de Junio y Jr. Huancayo	124
Figura 5.3 Colectores añadidos en Jr. 24 de Junio, España y M. Bellido, Pje. San Juan y Munive	125
Figura 5.4 Alcantarilla añadida en Av. Andamarca	126
Figura 5.5 Esquema típico de la alcantarilla añadida	127

Figura 5.6 Capacidad hidráulica de colectores añadidos	128
Figura 5.7 Mapa Hidrográfico de la zona de estudio con estructuras de encauzamiento	130
Figura 5.8 Sectores de drenaje añadidos SS y SV	135
Figura 5.9 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE1)	138
Figura 5.10 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE2)	139
Figura 5.11 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE3)	140
Figura 5.12 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE4)	141
Figura 5.13 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Alternativa Nº 1 (Ampliación ZE4)	143
Figura 5.14 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Alternativa Nº 2 (Ampliación ZE4)	144
Figura 5.15 Planta del pavimento permeable (PAV06)	149
Figura 5.16 Perfil longitudinal del pavimento permeable (PAV06)	150
Figura 5.17 Secciones del pavimento permeable (PAV06)	151
Figura 5.18 Planta de la zanja de infiltración (IFT 04)	154
Figura 5.19 Perfil longitudinal de la zanja de infiltración (IFT04)	155
Figura 5.20 Secciones de la zanja de infiltración (IFT04)	156
Figura 5.21 Comparación de resultados del colector Munive_6	160
Figura 5.22 Comparación de la peligrosidad al deslizamiento en Pje. Unión	161

## LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

### **SIMBOLOS**

$A_c$	: Área de la cuenca
$A_{SUDS}$	: Área proyectada del SUDS
BL	: Borde libre
CN	: Número de curva
CN (I)	: Número de curva para AMC I
CN (II)	: Número de curva para AMC II
CN (III)	: Número de curva para AMC III
$C_s$	: Coeficiente de sesgo
d	: Duración de la precipitación
D	: Diferencia de altura entre curvas de nivel
$d_{max}$	: Profundidad máxima de la capa de reservorio del SUDS
$d_{min}$	: Profundidad mínima de la capa de reservorio del SUDS
e	: Relación de vacíos
$F(X_m)$	: Probabilidad de la distribución teórica (Smirnov-Kolmogorov)
$F_a$	: Profundidad de agua retenida en la cuenca
$F_f$	: Factor de forma
$F_o(X_m)$	: Profundidad empírica de los datos (Smirnov-Kolmogorov)
$H_m$	: Elevación media de la cuenca
I	: Intensidad de precipitación
I(t)	: Hidrograma de entrada
$I_a$	: Perdida de precipitación inicial antes de iniciar escorrentía
K	: Coeficiente de proporcionalidad (Método de Muskingum)
$K_C$	: Índice de compacidad o índice de Gravelius
$K_T$	: Factor de frecuencia para un periodo de retorno T
L	: Longitud del cauce principal
$L_C$	: Sumatoria de las longitudes de las curvas de nivel dentro de la cuenca
$L_s$	: Longitud de traslado de flujo en superficie natural
$L_t$	: Longitud de traslado de flujo en colector de la red de drenaje
n	: Numero de Manning

P	: Profundidad de precipitación total
$P_c$	: Perímetro de la cuenca
$P_e$	: Exceso de precipitación
q	: Caudal
Q(t)	: Hidrograma de salida
$q_p$	: Caudal pico en hidrograma
R	: Riesgo de falla admisible
$R_H$	: Radio hidráulico
S	: Capacidad máxima de retención de agua de la cuenca
s	: Desviación estándar
$S_c$	: Pendiente media del cauce principal
$S_{Cs}$	: Pendiente del cauce principal en el tramo de superficie natural
$S_{Ct}$	: Pendiente del colector de la red de drenaje
$S_m$	: Pendiente media de la cuenca
T	: Periodo de retorno
t	: Tiempo
$t_b$	: Tiempo base
$T_C$	: Tiempo de concentración
$T_{Cs}$	: Tiempo de concentración del flujo en una superficie natural
$T_{Ct}$	: Tiempo de concentración del flujo en el colector de la red de drenaje
$T_{max}$	: Tiempo máximo de drenado
$T_p$	: Tiempo de ocurrencia del caudal pico en hidrograma
$t_p$	: Tiempo de retardo
$t_r$	: Duración del hietograma de exceso de precipitación
V	: Velocidad del flujo
$V_t$	: Velocidad de traslado de flujo en colector de red de drenaje
$V_{wq}$	: Volumen de escurrimiento de diseño
x	: Evento hidrológico
$x_T$	: Evento hidrológico extremo correspondiente a un periodo de retorno T
y	: Tirante del flujo
$Y_{max}$	: Tirante máximo del flujo en colector
$Y_{total}$	: Altura de colector
$\alpha$	: Nivel de significancia (Smirnov-Kolmogorov)

- $\Delta$  : Estadístico de Smirnov – Kolmogorov
- $\Delta_0$  : Valor crítico del estadístico de Smirnov – Kolmogorov
- $\bar{x}$  : Media de eventos hidrológicos

## **SIGLAS**

AMC	: Antecedent Moisture Condition
ANA	: Autoridad Nacional de Agua
ASTM	: American Society for Testing and Materials
BCRP	: Banco Central de Reserva del Perú
BMP	: Best Management Practices
CIRIA	: Construction Industry Research and Information Association
DOEE	: Department of Energy and Environment
DRH	: Direct Runoff Hydrograph
DRV	: Direct Runoff Volume
EPA	: Environmental Protection Agency
EPS	: Empresa Prestadora de Servicios
HEC-HMS	: Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
HEC-RAS	: Hydrologic Engineering Center y River Analysis System
HU	: Hidrograma Unitario
IDF	: Intensidad, Duración y Frecuencia
IILA	: Instituto Italo - Latino Americano
INDECI	: Instituto Nacional de Defensa Civil
INEI	: Instituto Nacional de Estadística e Informática
LID	: Low Impact Development
MINAM	: Ministerio del Ambiente
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
MVCS	: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento
PDU	: Plan de Desarrollo Urbano
PEA	: Población Económicamente Activa
PMUS	: Plan de Movilidad Urbana Sostenible
SCS	: Soil Conservation Service
SD	: Sector sin Drenaje
SENAMHI	: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú
SN	: Sin Nombre
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
SUDS	: Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible

SS	: Sector Sostenible
SV	: Sector Verde
SWMM	: Storm Water Management Model
UNI	: Universidad Nacional de Ingeniería
UPC	: Universidad Politecnica de Catalunya
USACE	: U.S. Army Corps of Engineers
VAB	: Valor Agregado Bruto
VDOT	: Virginia Department of Transportation



## CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1 GENERALIDADES

El agua pluvial es un recurso natural importante dentro del ciclo hidrológico ya que respalda el suministro de agua para las necesidades urbanas, recarga ríos, lagos y acuíferos. Pero al mismo tiempo, el exceso de precipitación, en áreas urbanas, puede causar muchos daños. Por lo tanto, es importante que un área urbana tenga una buena planificación regional de gestión de aguas pluviales que conserve el ambiente urbano del agua y equilibre los pros y contras en cada proyecto de desarrollo (Guo, 2017).

Los primeros en darse cuenta la importancia de tener una adecuada gestión de las aguas pluviales, sobre todo en el área urbana, fueron los babilonios y mesopotámicos, para lo cual implementaron diferentes sistemas de drenaje. Un caso interesante es Machupicchu, Perú. Las difíciles limitaciones del sitio asociadas con los casi 2 000 mm anuales de precipitación, laderas empinadas, deslizamientos de tierra y la inaccesibilidad plantearon desafíos de drenaje que los incas resolvieron exitosamente (Wright, Valencia, y Lorah, 1999).

En la actualidad, los sistemas de drenaje pluvial urbano siguen siendo un desafío, sin embargo, ahora se tiene conocimiento sobre los procesos hidráulicos e hidrológicos que intervienen en este, además se cuenta con herramientas tecnológicas que facilitan el análisis hidráulico e hidrológico. Un ejemplo claro, es el software Storm Water Management Model (SWMM) desarrollado por la Agencia de Protección del Medio Ambiente de los Estados Unidos en 1971, el cual es gratuito y de dominio público.

En el Perú se han realizado algunos estudios, haciendo uso del modelo SWMM, como el de Yana (2018), el cual analizó el funcionamiento del sistema de drenaje actual de la ciudad de Cajabamba – Cajamarca y propuso como solución un sistema convencional de tuberías que permite que las calles de la ciudad cumplan con criterios de estabilidad al deslizamiento y vuelco de las personas y bajo peligro de inundación en los sectores críticos (Yana Galarza, 2018).

Vale mencionar que el software permite la simulación de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenibles (SUDS), los cuales aminoran y retrasan los picos de tormenta que se presentan en las ciudades. Un ejemplo interesante con respecto a lo último es la utilización de áreas recreativas que cumplan la función de almacenar gran cantidad de agua de lluvia, asimismo, disminuir el impacto en las zonas bajas (Cateriano y Menacho, 2019).

## 1.2 PROBLEMÁTICA

Según el Instituto Nacional de Defensa Civil (2004), el riesgo hidrológico se ha incrementado considerablemente en la ciudad de Ayacucho por la evolución combinada de los siguientes factores:

- El acelerado crecimiento de la zona urbana asociado a un proceso de ocupación en zonas de alta inestabilidad, como laderas, riberas de ríos y quebradas, por parte de los sectores de más bajo nivel económico de la ciudad correspondiente a la parte noroeste de la ciudad.
- La intervención descontrolada de las cuencas a través de la deforestación, construcción de carreteras y zonas urbanas que modifican el régimen hidrológico aumentando el caudal pico de los hidrogramas de avenidas, sumando a esto el excesivo transporte de sedimentos.
- La probabilidad de ocurrencia de lluvias de gran intensidad que puede superar la capacidad de drenaje de la ciudad.

Debido a estos factores, la cuenca del río Alameda ha sufrido múltiples cambios como la reducción de su sección transversal y de las quebradas aportantes, lo cual provoca inundaciones y deposición de sedimentos en áreas urbanas.

El mismo estudio planteó una propuesta general para mitigar los riesgos a corto, mediano y largo plazo, cuyos componentes son los siguientes:

- Medidas de mitigación (estructurales y no estructurales)
- Plan de uso de suelos
- Proyectos y acciones de intervención (derivados de las medidas de mitigación)

Sin embargo, dichas soluciones no se han aplicado de forma integral en la ciudad. Por ejemplo, en el centro de la ciudad se ha construido un sistema de drenaje pluvial que ha reducido, de forma efectiva, el riesgo de inundación y transporte de sedimentos, por el contrario, ha habido una mínima intervención en las quebradas Arroyo Seco y Wanchituyoq (afluentes al río Alameda) y sigue representando una zona de riesgo alto. También, el plan de uso de suelo no fue cumplido a cabalidad lo que significa que en la actualidad sigue existiendo zonas urbanas en las riberas de las quebradas y los cerros (que aportan sedimentos a las quebradas).

### 1.3 OBJETIVOS

#### 1.3.1 Objetivo General

- Plantear una propuesta de mejoramiento del sistema de drenaje pluvial urbano de la cuenca del río Alameda en el sector correspondiente a la ciudad de Ayacucho utilizando SUDS.

#### 1.3.2 Objetivos Específicos

- Analizar la información previa y básica para el desarrollo del trabajo de investigación.
- Evaluar el sistema de drenaje actual y determinar los sectores críticos en el modelo SWMM.
- Analizar las alternativas sostenibles de mejoramiento (SUDS) incorporándolos en el modelo calibrado.
- Seleccionar la mejor alternativa con criterios técnicos, económicos y socioambientales.

### 1.4 HIPOTESIS

La propuesta de mejoramiento del sistema de drenaje pluvial actual utilizando SUDS reducirá los daños por inundaciones en áreas urbanas mediante la reducción de peligro al deslizamiento y vuelco en calles, colapsos en colectores pluviales y la reducción del caudal pico y retraso de tiempo al pico en los hidrogramas de las subcuencas urbanas.

La variable independiente de la presente investigación es el Sistema de Drenaje Urbano Sostenible (SUDS)

La variable dependiente es el sistema de drenaje pluvial actual. El escenario de aplicación es la ciudad de Ayacucho.

## 1.5 METODOLOGÍA

La metodología seguida para el desarrollo de la presente tesis es la siguiente:

- Administración de información: recopilación de información básica tal como información meteorológica, topografía, catastro, planos del sistema de drenaje pluvial actual, usos de suelo, entre otros, que son solicitados a instituciones oficiales como el SENAMHI, ANA, Municipalidad Provincial de Huamanga, entre otros. Además, se realizó visitas a la zona de estudio para la obtención de información de campo tales como dimensiones de estructuras de drenaje, marcas de agua en quebradas, entre otros. Luego se procede a clasificar, evaluar, procesar y analizar dicha información.
- Evaluación del sistema de drenaje actual: Desarrollo y calibración del modelo del sistema de drenaje pluvial actual de la zona de estudio en SWMM; para lo cual, se debe realizar un análisis hidrológico de las cuencas de cabecera y las subcuencas urbanas y un análisis hidráulico de los colectores principales y las quebradas existentes. Para el modelamiento hidrológico de las cuencas de cabecera se utilizó el modelo HEC-HMS y para el modelamiento hidrológico de las subcuencas urbanas y el modelamiento hidráulico de colectores y quebradas, se utilizó el modelo SWMM en distintos escenarios. Los resultados de la simulación determinan los sectores críticos en calles, alcantarillas y quebradas.
- Análisis de alternativas: planteamiento de alternativas de mejoramiento mediante sistemas de drenaje sostenibles que será complementado, si es necesario, con alternativas de drenaje convencionales. Además, se considera el mejoramiento o proyección de estructuras de encauzamiento en tramos críticos de las quebradas existentes. Las alternativas serán incorporadas en el modelo calibrado de SWMM y se analizan los resultados en calles, alcantarillas y quebradas. Además, se analiza la eficiencia de las alternativas sostenible tales como reducción del caudal pico y retraso del tiempo al pico.

- Selección de la mejor alternativa: se selecciona la mejor alternativa de mejoramiento mediante una comparación técnica, económica y socioambiental.

## CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

### 2.1 HIDROLOGÍA APLICADA

#### 2.1.1 Cuenca hidrográfica

La cuenca hidrográfica es el lugar geográfico en el cual naturalmente discurre la escorrentía superficial, generada por la precipitación, hacia un colector común denominado río o colector principal. Según Guo (2017), la cantidad de escorrentía generada por una cuenca depende del área de la cuenca, el uso de suelo, el tipo de suelo y las pérdidas por depresión en las superficies, mientras que el movimiento de la escorrentía a través de la cuenca es caracterizado por la longitud de los ríos y quebradas (red de drenaje), las llanuras de inundación y la vegetación.

Con el objetivo de analizar el comportamiento hidrológico de una cuenca, se definen los siguientes parámetros físicos:

- Área de la cuenca ( $A_c$ ): Es el área de la proyección sobre un plano horizontal de la superficie de la cuenca. La cantidad de escorrentía generada en un punto de diseño es directamente proporcional al área de su cuenca de cabecera. Se expresa en  $\text{km}^2$ .
- Perímetro de la cuenca ( $P_c$ ): Es la longitud de la divisoria de aguas proyectada en un plano horizontal. En conexión con el área, permite definir la forma de la cuenca. Se expresa en  $\text{km}$ .
- Índice de compacidad o índice de Gravelius ( $K_c$ ): Es un indicador adimensional de la forma de la cuenca. Se define como la relación del perímetro de la cuenca ( $P_c$ ) con el perímetro de un círculo de la misma área de la cuenca. Para valores cercanos o iguales a uno, la cuenca presenta una mayor tendencia a sufrir crecidas más violentas.

$$K_c = \frac{P_c}{2\sqrt{\pi A_c}} \quad (2.1)$$

- Factor de forma ( $F_f$ ): Es la relación entre el área de la cuenca ( $A_c$ ) y el cuadrado del máximo recorrido correspondiente al cauce principal ( $L$ ). Un valor superior a la unidad significará que la cuenca tiene una tendencia a la ocurrencia de avenidas

$$F_f = \frac{A_c}{L^2} \quad (2.2)$$

El índice de compacidad y factor de forma caracterizan la forma de la cuenca y la interpretación de sus valores se muestran en el Cuadro 2.1.

Cuadro 2.1 Índice de compacidad y factor de forma

PARÁMETRO	ECUACIÓN	INTERPRETACIÓN
Índice de compacidad $K_c$	$K_c = \frac{P_c}{2\sqrt{\pi A_c}}$	<p><math>K_c</math> 1.00 – 1.25: Cuenca redonda a oval redonda.</p> <p><math>K_c</math> 1.25 – 1.50: Cuenca de oval redonda a oval oblonga.</p> <p><math>K_c</math> 1.00 – 1.25: Cuenca de oval oblonga a rectangular oblonga.</p>
Factor de forma $F_f$	$F_f = \frac{A_c}{L^2}$	<p><math>F_f &gt; 1</math>: Cuenca achatada, tendencia a ocurrencia de avenidas.</p> <p><math>F_f &lt; 1</math>: Cuenca alargada, baja susceptibilidad a las avenidas.</p>

Fuente: Reyes, Ulises, y Carbajal (2010). Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas.

- Pendiente media de la cuenca ( $S_m$ ): Define la variación de la inclinación de la cuenca. Se puede estimar por el método de Alvord mediante la siguiente expresión:

$$S_m = \frac{D \cdot L_c}{A_c} \quad (2.3)$$

Donde  $S_m$  es la pendiente media de la cuenca,  $D$  es la diferencia de altura entre curvas de nivel en km,  $A_c$  es el área de la cuenca en  $\text{km}^2$  y  $L_c$  es la sumatoria de las longitudes de las curvas de nivel ubicados dentro de la cuenca.

- Curva Hipsométrica: Permite representar gráficamente el relieve de la cuenca. Según Reyes et al. (2010) la curva hipsométrica refleja con precisión el comportamiento global de la altitud de la cuenca y la dinámica del ciclo de erosión. Se construye graficando las áreas acumuladas en el eje de las abscisas y la altitud en el eje de las ordenadas. Se define la elevación media de la cuenca ( $H_m$ ) como la elevación correspondiente al 50 % del área total.

En la Figura 2.1, se muestran curvas hipsométricas características del ciclo de erosión. Según Strahler (1964), dichas curvas hipsométricas correspondiente a varias cuencas que tienen potenciales evolutivos distintos:

- Curva A: es una cuenca con gran potencial erosivo (fase de juventud).
- Curva B: es una cuenca en equilibrio (fase de madurez).
- Curva C: es una cuenca sedimentaria (fase de vejez).

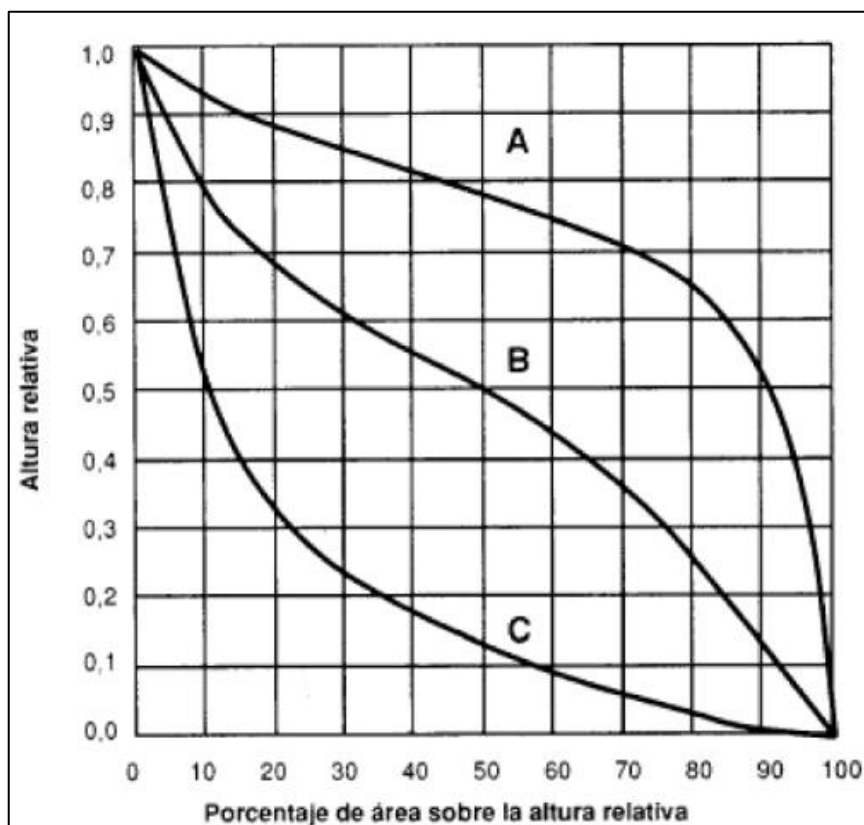


Figura 2.1 Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión

Fuente: Strahler (1964). Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Channel Networks



- Pendiente del cauce principal ( $S_c$ ): Incide en la capacidad que tiene el flujo para transportar sedimentos. Uno de los métodos más aceptados para calcular la pendiente media del cauce principal es el método de Taylor – Schwarz, en el cual se divide el cauce principal en  $n$  tramos con pendiente uniforme. Se define mediante la siguiente expresión.

$$S_c = \left[ \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2 \quad (2.4)$$

Donde  $S_c$  es la pendiente media del cauce principal en m/m,  $L$  es la longitud del cauce principal,  $L_i$  es la longitud promedio del tramo  $i$  y  $S_i$  es la pendiente del tramo  $i$ .

- Tiempo de concentración ( $T_c$ ): Se define como el tiempo que demora en llegar la gota de lluvia caída en el extremo más alejado de la cuenca a la salida de esta. Almeida, I. K., Almeida A. K., Anache, Steffen, y Alves Sobrinho, (2014) presentaron una lista de expresiones empíricas para determinar el tiempo de concentración para cuencas rurales, señalando sus respectivas limitaciones, de las cuales se usará las fórmulas de Ven Te Chow, US Army Corps of Engineers y Kirpich para el presente trabajo de investigación. Dichas formulas se muestran en la Ecuación (2.5), (2.6) y (2.7) respectivamente:

$$T_c = \frac{0.162 \times L^{0.64}}{S_c^{0.32}} \quad (2.5)$$

$$T_c = \frac{0.191 \times L^{0.76}}{S_c^{0.19}} \quad (2.6)$$

$$T_c = \frac{0.0663 \times L^{0.77}}{S_c^{0.385}} \quad (2.7)$$

Donde  $L$  es la longitud del cauce principal en m y  $S_c$  es la pendiente del cauce principal (m/m). La primera expresión es válida para área de cuencas menores a 18.5 km<sup>2</sup> y pendiente del cauce principal entre 0.0051 y 0.09 m/m; la segunda es válida para áreas de cuenca menores a 12 km<sup>2</sup> y la última es

válida para cuencas cuya área se encuentra entre 0.004 y 0.453 km<sup>2</sup> y pendiente de cauce principal entre 0.03 y 0.1 m/m.

Cuando una cuenca esta urbanizada total o parcialmente, las calles o el sistema de drenaje existente modifican la dirección natural del flujo; por lo tanto, se da el caso de que el flujo se traslade por una superficie natural cierta distancia para luego ingresar a un sistema de drenaje y finalmente llegar a la salida de la cuenca. Ante esto se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones para el cálculo del tiempo de concentración:

- Cuando el flujo se traslade por una superficie natural, el tiempo de concentración ( $T_{Cs}$ ) se calcula con las Ecuaciones (2.5), (2.6) y (2.7), teniendo en cuenta la longitud de traslado en superficie ( $L_s$ ) y la pendiente ( $S_{Cs}$ ).
- Cuando el flujo se traslade por un colector de la red de drenaje, el tiempo de concentración ( $T_{Ct}$ ) se calcula como se muestra en la Ecuación (2.8), teniendo en cuenta la longitud y velocidad de traslado en el colector ( $L_t$  y  $V_t$  respectivamente).

$$T_{Ct} = \frac{L_t}{V_t} \quad (2.8)$$

La velocidad de traslado puede ser determinada con la ecuación de Manning, teniendo en cuenta la geometría del colector, que determina el radio hidráulico ( $R_H$ ), la pendiente del colector ( $S_{Ct}$ ) y la rugosidad ( $n$ ). La ecuación de Manning se muestra a continuación:

$$V_t = \frac{R_H^{2/3} \times S_{Ct}^{1/2}}{n} \quad (2.9)$$

- El tiempo de concentración representativo de la cuenca se determina mediante la siguiente expresión:

$$T_C = T_{Cs} + T_{Ct} \quad (2.10)$$

### 2.1.2 Abstracciones hidrológicas

Según Chow, Maidment y Mays (1994), las abstracciones incluyen la intercepción de la precipitación por la vegetación, el almacenamiento en depresiones de la superficie y la infiltración del agua en el suelo. Las dos primeras se estiman teniendo en cuenta la naturaleza de la vegetación y la superficie o se consideran despreciables para tormentas grandes.

El Soil Conservation Service, SCS, (1972), desarrolló un método para calcular dichas abstracciones. Según este método, la ecuación de continuidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$P = P_e + I_a + F_a \quad (2.11)$$

Donde  $P$  es la profundidad de precipitación total,  $P_e$  es el exceso de precipitación que escurre,  $I_a$  es la pérdida de precipitación inicial antes de iniciar la escorrentía y  $F_a$  es la profundidad de agua retenida en la cuenca.

El método del SCS considera las siguientes relaciones:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (2.12)$$

Donde  $S$  representa la capacidad máxima de retención de agua de la cuenca. De la misma manera se define una relación empírica entre  $I_a$  y  $S$ , la cual se expresa por:

$$I_a = 0.2S \quad (2.13)$$

Con base a las relaciones mencionadas, se obtiene la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{(P - 0.2)^2}{P + 0.8S} \quad (2.14)$$

Al tabular la información de  $P$  y  $P_e$  para muchas cuencas, el SCS encontró curvas como se muestra en la Figura 2.2. Con el objetivo de estandarizarlas se define el número de curva  $CN$  cuyos valores se encuentra entre 0 y 100.

Un valor de  $CN=100$  indica que toda la lluvia escurre y  $CN=0$ , indica que toda la lluvia se infiltra. El número de curva y  $S$  (mm) se relacionan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad (2.15)$$

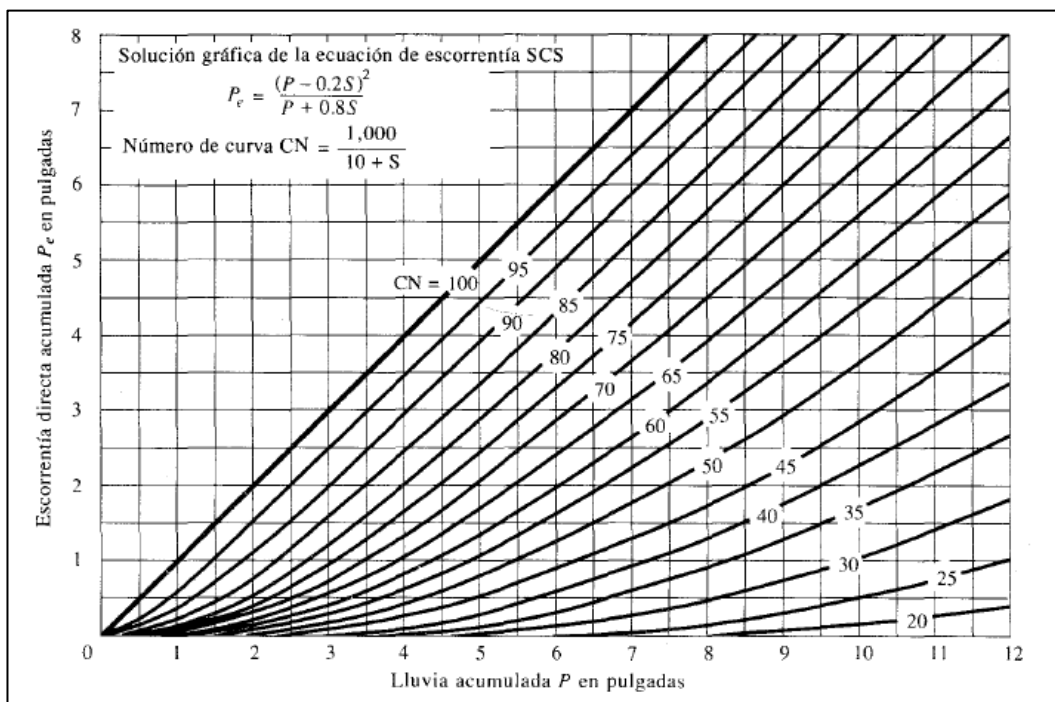


Figura 2.2 Solución de las ecuaciones de escorrentía del SCS

Fuente: SCS (1972). National Engineering Handbook, section 4, Hydrology

El número de curva es un parámetro empírico que se estima a partir de la cobertura vegetal, tipo de suelo y la condición de humedad antecedente. Existen tres posibles situaciones de humedad antecedente: condiciones secas (AMC I), condiciones normales (AMC II) y condiciones húmedas (AMC III). Las características de cada uno se definen teniendo en cuenta la lluvia total acumulada en los cinco días previos a la tormenta, lo cual se muestra en el Cuadro 2.2.

Cuadro 2.2 Condiciones de humedad antecedente (AMC)

Condición de humedad antecedente (AMC)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (mm)	
	Periodo Seco	Periodo Húmedo
Tipo I	Menor de 13	Menor de 35
Tipo II	Entre 13 y 25	Entre 35 y 50
Tipo III	Mayor de 25	Mas de 50

Fuente: SCS (1972). National Engineering Handbook, section 4, Hydrology

Con respecto al tipo de suelo, este fue clasificado en 4 grupos hidrológicos como se muestra en el Cuadro 2.3.

Cuadro 2.3 Clasificación hidrológica de los suelos

<b>Grupo Hidrológico del Suelo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Infiltración (mm/hr)</b>
A	Tasas de infiltración altas. Constituidas mayormente por arenas y gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas.	7.5 – 11.25
B	Tasa de infiltración moderadas. Constituidos mayormente de suelos profundos de textura moderadamente finas a moderadamente gruesas.	3.75 – 7.5
C	Baja tasa de infiltración. Constituidos mayormente con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo o suelos que con una textura que va de moderadamente fina a fina.	1.25 – 3.75
D	Tasas de infiltración muy bajas. Formados mayormente por suelos arcillosos con alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla y capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable.	0.25 – 1.25

Fuente: Guo (2017). Urban Flood Mitigation and Stormwater Management.

El Cuadro 2.4 se muestran los valores de CN para condiciones normales (AMC II) y en función del grupo hidrológico del suelo.

Cuadro 2.4 Número de curva para áreas urbanas

Descripción de uso de suelo	Número de Curva por grupo hidrológico de suelo			
	A	B	C	D
<b>Áreas urbanas totalmente desarrolladas</b>				
<b>Espacios abiertos (césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.):</b>				
Condición pobre (cubierta de pasto < 50 %)	68	79	86	89
Condición media (cubierta de pasto entre 50 % y 75 %)	49	69	79	84
Condición buena (cubierta de pasto > 75 %)	39	61	74	80
<b>Áreas impermeables:</b>				
Parqueadores pavimentados, techos, accesos (excluyendo derecho de vía)	98	98	98	98
Calles y avenidas:				
Pavimentado; cunetas y alcantarillas pluviales (excluyendo derecho de vía)	98	98	98	98
Pavimentados; zanjas abiertas (incluyendo derecho de vía)	83	89	92	93
Grava (incluyendo derecho de vía)	76	85	89	91
Tierra (incluyendo derecho de vía)	72	82	87	89
<b>Áreas urbanas desérticas</b>				
Paisajes desérticos naturales (solamente áreas permeables)	63	77	85	88
Paisajes desérticos artificiales (barreras impermeables de maleza, arbustos de desierto con 1 a 2 pulgadas de diámetro cubiertas de arena o grava y orillas de áreas húmedas)	96	96	96	96
<b>Áreas urbanas (% de impermeabilidad)</b>				
Comercial y negocios (85 %)	89	92	94	95
Industrial (72 %)	81	88	91	93
<b>Áreas residenciales por tamaño promedio de lote (% de impermeabilidad)</b>				
< 500 m <sup>2</sup> (65 %)	77	85	90	92
1000 m <sup>2</sup> (38 %)	61	75	83	87
1500 m <sup>2</sup> (30 %)	57	72	81	86
2000 m <sup>2</sup> (25 %)	54	70	80	85
4000 m <sup>2</sup> (20 %)	51	68	79	84
8000 m <sup>2</sup> (12 %)	46	65	77	82
<b>Áreas urbanas en desarrollo</b>				
Áreas recién conformadas (solo permeables sin vegetación)	77	86	91	94

Fuente: U.S. Army Corps of Engineers (2000). Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual.

Para determinar el valor de CN para AMC I y III, se utilizan las siguientes expresiones:

$$CN(I) = \frac{4.2CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \quad (2.16)$$

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \quad (2.17)$$

Donde CN(I), CN(II) y CN(III) representan el número de curva para AMC I, II y III respectivamente.

### 2.1.3 Hidrograma de caudal

El hidrograma de caudal es una gráfica que muestra la tasa de flujo en función del tiempo en un lugar dado de la corriente. Según Chow et al. (1994) el hidrograma es una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que rigen las relaciones entre la lluvia y la escorrentía de una cuenca de drenaje particular.

Se distinguen dos tipos de hidrogramas: el hidrograma anual que muestra en balance hidrológico de la cuenca a largo plazo y el hidrograma de tormenta que muestra la respuesta de la cuenca a un evento poco frecuente (avenida). Este último se utiliza para el diseño de estructuras.

Según Guo (2017), un hidrograma de tormenta está formado por dos componentes: el flujo base, el cual es proveniente del agua subterránea y está presente antes de que ocurra la tormenta, y la escorrentía directa que se genera debido a la tormenta. Este último, puede ser representado por un hidrograma de escorrentía directa (DRH, por sus siglas en inglés) y que se genera a partir del hietograma de exceso de precipitación como se muestra en la Figura 2.3.

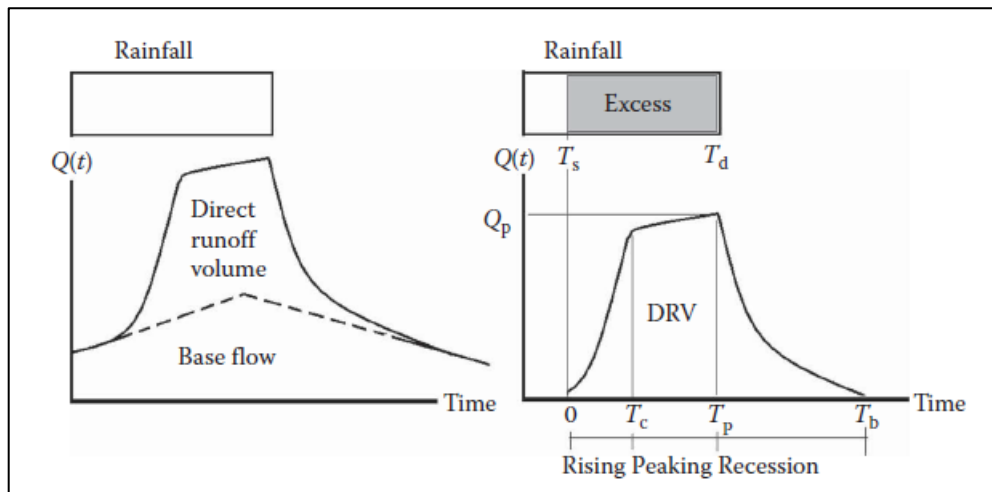


Figura 2.3 Componentes de un hidrograma de tormenta

Fuente: Guo (2017). Urban Flood Mitigation and Stormwater Management.

El hidrograma unitario de una cuenca es definido como el hidrograma de escorrentía directa (DRH) producido por 1 cm de exceso de precipitación generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante a lo largo de una duración efectiva (Chow et al., 1994).

El hidrograma unitario desarrollado a partir de la información de precipitación y caudal en una cuenca, solamente se aplica a esta y al punto del colector principal donde se midieron los caudales. Para obtener hidrogramas unitarios en otros puntos del colector principal o en cuencas adyacentes de características similares, se utilizan procedimientos de hidrogramas unitarios sintéticos.

El SCS desarrolló sintéticamente un hidrograma unitario adimensional en donde el caudal se expresa mediante la relación del caudal ( $q$ ) y el caudal pico ( $q_p$ ), en función de la relación del tiempo ( $t$ ) y el tiempo de ocurrencia del pico ( $T_p$ ). Para estimar los valores de  $q_p$  ( $m^3/s.cm$ ) y  $T_p$  (horas) se utiliza un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular como se muestra en la Figura 2.4.

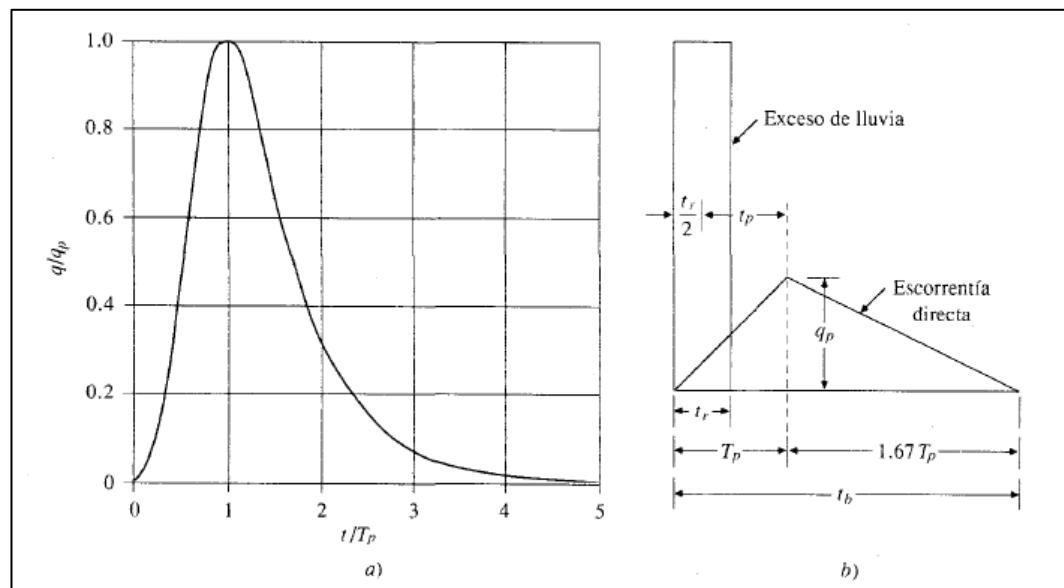


Figura 2.4 Hidrogramas unitarios sintéticos del SCS. a) Hidrograma adimensional y b) Hidrograma unitario triangular

Fuente: SCS (1972). National Engineering Handbook, section 4, Hydrology

Para definir el hidrograma unitario, de debe tomar en cuenta los siguientes parámetros:



- El tiempo base,  $t_b$ , definido como la duración de la escorrentía directa. Se relaciona con el  $T_p$  mediante la siguiente expresión:

$$t_b = 2.67T_p \quad (2.18)$$

- El tiempo de retardo,  $t_p$ , definido como la diferencia entre el centroide del hietograma de exceso de precipitación y el centroide del hidrograma. Se expresa en función del tiempo de concentración ( $T_c$ ) mediante la siguiente expresión:

$$t_p = 0.6T_c \quad (2.19)$$

- La duración del hietograma de exceso de precipitación,  $t_r$ .

A partir de los parámetros mencionados y la Figura 2.4, se obtiene las siguientes expresiones:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (2.20)$$

$$q_p = \frac{2.08A_c}{T_p} \quad (2.21)$$

Donde  $A_c$  es el área de la cuenca en  $\text{km}^2$ .

#### 2.1.4 Tránsito de Hidrograma

Según Chow et al. (1994), el tránsito de hidrogramas es un procedimiento para determinar el hidrograma de caudal en un punto de un curso de agua utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba.

En un sistema hidrológico, la ecuación de continuidad se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (2.22)$$

Donde  $I(t)$  y  $Q(t)$  representan el hidrograma de entrada y salida respectivamente, y  $S(t)$  es el almacenamiento.

Si  $I(t)$  es conocido, se necesita una segunda relación para obtener  $S(t)$  y  $Q(t)$ . Dicha relación es la función de almacenamiento.

Un método muy utilizado para resolver el tránsito hidrológico en ríos es el método de Muskingum. Según Chow et al. (1994), este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación del almacenamiento de cuña y prisma como se muestra en la Figura 2.5.

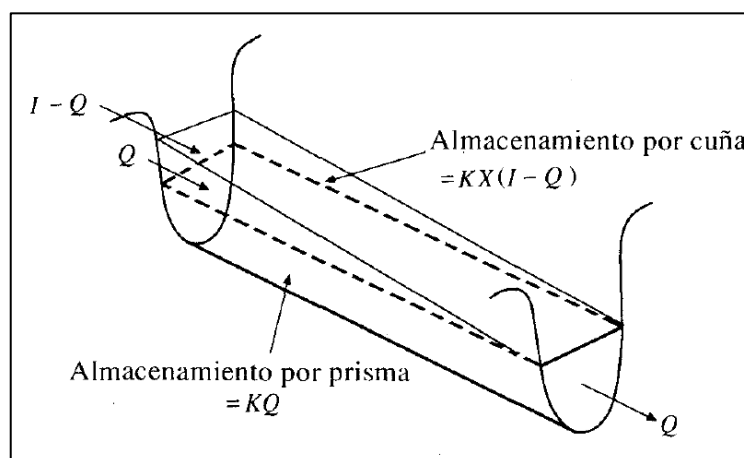


Figura 2.5 Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal

Fuente: Chow et al. (1994). Hidrología Aplicada.

El almacenamiento en prisma representa el volumen de sección transversal constante a lo largo del canal. Se expresa de la siguiente manera:

$$S = KQ \quad (2.23)$$

Donde  $K$  es un coeficiente de proporcionalidad y representa el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo del canal.

El almacenamiento en cuña representa el avance de la onda de creciente. Se observa que el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida. Durante la recesión el caudal de salida es mayor y se forma una cuña negativa. El volumen de almacenamiento en cuña se expresa mediante la siguiente expresión:

$$S = KX(I - Q) \quad (2.24)$$

Donde X es un factor de ponderación que se encuentra entre 0 y 0.5. En corrientes naturales X se encuentra entre 0 y 0.3 con un valor medio de 0.2.

Entonces la función de almacenamiento por el método de Muskingum se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$S = K(XI + (1 - X)Q) \quad (2.25)$$

Resolviendo por diferencias finitas se obtiene la ecuación de tránsito para el método de Muskingum.

$$Q_{j+1} = C_1 I_{j+1} + C_2 I_j + C_3 Q_j \quad (2.26)$$

Donde:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.27)$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.28)$$

$$C_3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t} \quad (2.29)$$

$\Delta t$  es el intervalo de tiempo para el cual se resuelven las ecuaciones.

### 2.1.5 Periodo de retorno

El periodo de retorno (T) se define como el intervalo de recurrencia promedio en años para un evento igual o mayor a una magnitud dada. Estadísticamente se define mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{1}{P(x \geq x_T)} \quad (2.30)$$

Donde  $P(x \geq x_T)$  es la probabilidad de excedencia de un evento hidrológico (caudal y precipitación comúnmente).

Según el Manual de carreteras: hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2014), 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 del evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible.

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno (T) y la vida útil de la estructura (n) se define por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.31)$$

En la Figura 2.6 se muestra el riesgo para diferentes periodos de retorno y vida útil de la estructura.

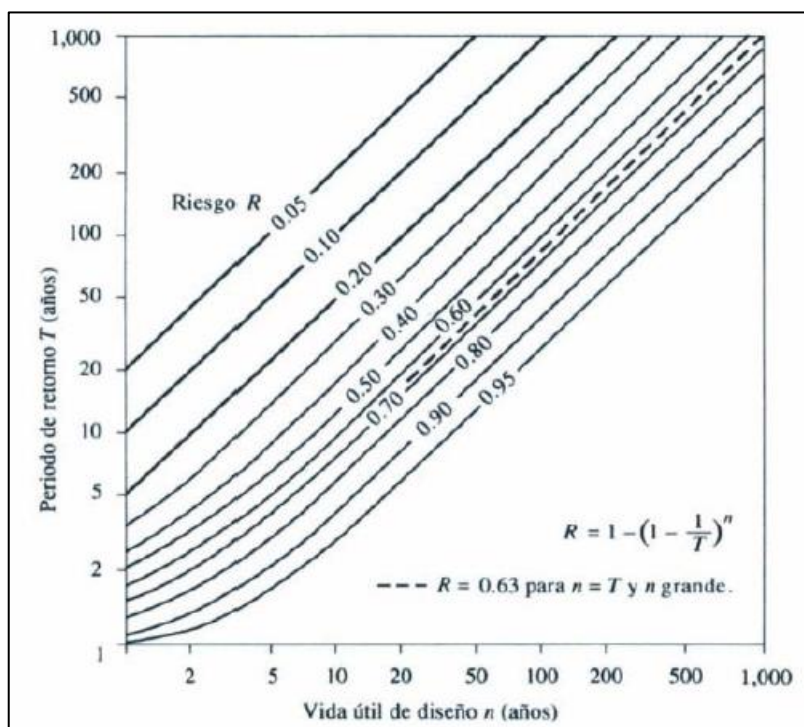


Figura 2.6 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil

Fuente: Chow et al. (1994). Hidrología Aplicada.

Según Gómez (2007), la respuesta hidrológica de una cuenca urbana y una cuenca de cabecera de un cauce que ingresa a la cuenca urbana y se integra a su red de drenaje es diferente, ya que la superficie de la cuenca de cabecera suele ser mayor que de la cuenca urbana. Esto quiere decir que la descarga pico del sistema de drenaje no ocurre al mismo tiempo que el caudal pico en el río o quebrada.

El U.S. Department of Transportation (2013) sugiere el uso de los Cuadros 2.5 y 2.6; los cuales señalan que, de acuerdo con la relación entre la superficie de la cuenca de cabecera y la cuenca urbana, y el periodo de retorno de la tormenta de diseño, se estima los periodos de retorno del caudal existente en el río y en la red de drenaje.

Por ejemplo, si la relación entre la superficie de la cuenca de cabecera y la cuenca urbana es 10, significa, que, para una tormenta de diseño de 25 años, la quebrada o río (cauce principal) transportará un caudal de 10 años cuando el sistema de drenaje (colector) descargue en el mismo el caudal pico de 25 años. De la misma manera, Cuando el río o quebrada alcance el caudal pico de 25 años, el sistema de drenaje descargará un caudal de 10 años.

Cuadro 2.5 Periodos de retorno del caudal existente en cauces y red de drenaje para tormentas de diseño de 10 y 25 años

<b>PERIODO DE RETORNO A CONSIDERAR EN SUCESOS CONCURRENTES</b>				
<b>RELACIÓN DE ÁREAS</b>	<b>PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS</b>		<b>PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS</b>	
	<b>Cauce Principal</b>	<b>Colector</b>	<b>Cauce Principal</b>	<b>Colector</b>
10000/1	1	10	2	25
	10	1	25	2
1000/1	2	10	5	25
	10	2	25	5
100/1	5	10	10	25
	10	5	25	10
10/1	10	10	10	25
	10	10	25	10
1/1	10	10	25	25
	10	10	25	25

Fuente: U.S. Department of Transportation (2013). Urban Drainage Design Manual.

Cuadro 2.6 Periodos de retorno del caudal existente en cauces y red de drenaje para tormentas de diseño de 50 y 100 años

PERIODO DE RETORNO A CONSIDERAR EN SUCESOS CONCURRENTES				
RELACIÓN DE ÁREAS	PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS		PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS	
	Cauce Principal	Colector	Cauce Principal	Colector
10000/1	2	50	2	100
	50	2	100	2
1000/1	5	50	10	100
	50	5	100	50
100/1	10	50	25	100
	50	10	100	25
10/1	25	50	50	100
	50	25	100	50
1/1	50	50	100	100
	50	50	100	100

Fuente: U.S. Department of Transportation (2013). Urban Drainage Design Manual.

### 2.1.6 Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencia se refiere a las técnicas estadísticas para analizar la ocurrencia de variables hidrológicas, principalmente la precipitación y caudal. Es comúnmente usado para calcular caudales de máximas avenidas.

Las variables hidrológicas son tratadas como variables aleatorias que siguen una cierta distribución de probabilidad continua. En el Cuadro 2.7 se muestra las distribuciones de probabilidad utilizadas en el análisis hidrológico.

Cuadro 2.7 Distribuciones de probabilidad más utilizadas en hidrología

Distribución de probabilidad	Función de densidad de probabilidad	Rango	Parámetros
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$	$-\infty < x < \infty$	$\mu = \bar{x}$ $\sigma = s_x$
Log Normal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y-\mu_y)^2}{2\sigma_y^2}}$  <i>donde <math>y = \log(x)</math></i>	$x > 0$	$\mu_y = \bar{y}$ $\sigma_y = s_y$

Pearson Tipo III	$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}$ <p>donde <math>\Gamma(\gamma) = \text{función gamma}</math></p>	$\begin{aligned} x_0 &\leq x < \infty \\ -\infty &< x_0 < \infty \\ \beta &> 0 \\ \gamma &> 0 \end{aligned}$	$\begin{aligned} \gamma &= \frac{4}{C_{sx}^2} \\ \beta &= \frac{C_{sx} S_x}{2} \\ x_0 &= \bar{x} - \frac{2S_x}{C_{sx}} \end{aligned}$
Log Pearson Tipo III	$f(x) = \frac{(y - x_0)^{\gamma-1}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{(y-x_0)}{\beta}}$ <p>donde <math>\Gamma(\gamma) = \text{función gamma}</math> <math>y = \log(x)</math></p>	$\begin{aligned} x_0 &\leq x < \infty \\ -\infty &< x_0 < \infty \\ \beta &> 0 \\ \gamma &> 0 \end{aligned}$	$\begin{aligned} \gamma &= \frac{4}{C_{sy}^2} \\ \beta &= \frac{C_{sy} S_y}{2} \\ x_0 &= y - \frac{2S_y}{C_{sy}} \end{aligned}$
Gumbel	$f(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}}$	$-\infty < x < \infty$	$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\sqrt{6} S_x}{\pi} \\ \mu &= \bar{x} - 0.45 S_x \end{aligned}$

Fuente. Villon (2006). Hidrología Estadística.

Según Villon (2006), las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica.

Una de las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas es la de Smirnov-Kolmogorov que consiste en comparar la diferencia entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica mediante la siguiente expresión:

$$\Delta = \max |F(x_m) - F_o(x_m)| \quad (2.32)$$

Donde:

$\Delta$ : Estadístico de Smirnov-Kolmogorov.

$F(x_m)$ : Probabilidad de la distribución teórica.

$F_o(x_m)$ : Probabilidad empírica de los datos

La probabilidad empírica de los datos se calcula con la fórmula de Weibull, mediante la siguiente expresión:

$$F_o(x_m) = \frac{m}{n + 1} \quad (2.33)$$

Donde  $m$  es el número de orden y  $n$  es el número de datos.

El estadístico debe ser comparado con un valor crítico ( $\Delta_0$ ) definido para un nivel de significancia  $\alpha$ , lo cual se muestra en el Cuadro 2.8.

Cuadro 2.8 Valor crítico ( $\Delta_0$ ) del estadístico de Smirnov-Kolmogorov

n	Nivel de Significancia ( $\alpha$ )			
	0.1	0.05	0.02	0.01
10	0.369	0.409	0.457	0.489
11	0.352	0.391	0.437	0.468
12	0.338	0.375	0.419	0.449
13	0.325	0.361	0.404	0.432
14	0.314	0.349	0.39	0.418
15	0.304	0.338	0.377	0.404
16	0.295	0.327	0.366	0.392
17	0.286	0.318	0.355	0.381
18	0.279	0.309	0.346	0.371
19	0.271	0.301	0.337	0.361
20	0.265	0.294	0.329	0.352
21	0.259	0.287	0.321	0.344
22	0.253	0.281	0.314	0.337
23	0.247	0.275	0.307	0.33
24	0.242	0.269	0.301	0.323
25	0.238	0.264	0.295	0.317
26	0.233	0.259	0.29	0.311
27	0.229	0.254	0.284	0.305
28	0.225	0.25	0.279	0.3
29	0.221	0.246	0.275	0.295
30	0.218	0.242	0.27	0.29
31	0.214	0.238	0.266	0.285
32	0.211	0.234	0.262	0.281
33	0.208	0.231	0.258	0.277
34	0.205	0.227	0.254	0.273
35	0.202	0.224	0.251	0.269
36	0.199	0.221	0.247	0.265
37	0.196	0.218	0.244	0.262
38	0.194	0.215	0.241	0.258
39	0.191	0.213	0.238	0.255
40	0.189	0.21	0.235	0.252
>40	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.52/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Naghettini (2017). Fundamentals of statistical hydrology.

Si  $\Delta < \Delta_0$ , el ajuste es bueno para el nivel de significación seleccionado.

Si  $\Delta \geq \Delta_0$ , el ajuste no es bueno para el nivel de significación seleccionado.



Según Chow et al. (1994), la magnitud  $x_T$  de un evento hidrológico extremo puede representarse mediante la siguiente ecuación:

$$x_T = \bar{x} + K_T s_x \quad (2.34)$$

Donde  $K_T$  es el factor de frecuencia definido por el periodo de retorno y el tipo de distribución de probabilidad.

Para el caso en que la variable analizada sea  $y = \log(x)$ , entonces se aplica:

$$y_T = \bar{y} + K_T s_y \quad (2.35)$$

El factor de frecuencia para cada tipo de distribución de probabilidad se muestra en el Cuadro 2.9.

Cuadro 2.9 Factor de frecuencia para cada distribución de probabilidad

Distribución de probabilidad	Factor de frecuencia ( $K_T$ )
Normal	$K_T = z = \frac{X_T - \bar{x}}{s_x}$ <p>donde <math>z</math> es la variable normal estandar</p>
Log Normal	$K_T = z = \frac{Y_T - \bar{y}}{s_y}$ <p>donde <math>z</math> es la variable normal estandar</p> <p><math>y = \log(x)</math></p>
Pearson Tipo III	$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$ <p>donde <math>z</math> es la variable normal estandar</p> $k = \frac{C_{sx}}{6}$
Log Pearson Tipo III	$K_T = z + (z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(z^3 - 6z)k^2 - (z^2 - 1)k^3 + zk^4 + \frac{1}{3}k^5$ <p>donde <math>z</math> es la variable normal estandar</p> $k = \frac{C_{sy}}{6}$
Gumbel	$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left( 0.5772 + \ln \left( \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right) \right)$ <p>donde <math>T</math> es el periodo retorno</p>

Fuente: Chow et al. (1994). Hidrología Aplicada.

### 2.1.7 Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

Según Gómez (2007), una curva IDF supone una relación entre las intensidades medias máximas esperables, para cada duración de precipitación, con un periodo de retorno considerado.

En el año 1983, el convenio IILA-SENAMHI-UNI realizó el “Estudio de la Hidrología del Perú” donde se desarrolla un método para obtener las curvas IDF. En dicho estudio se definen 7 zonas y 38 subzonas pluviométricas, donde cada una cuenta con parámetros establecidos. Dichas subzonas se muestran en la Figura 2.7. La precipitación ( $P_{t,T}$ , en mm) y la intensidad ( $I_{t,T}$ , en mm/h) se expresan de la siguiente manera:

Para  $t < 3$  horas:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log(T))(t + b)^n \quad (2.36)$$

$$I_{t,T} = a(1 + K \log(T))(t + b)^{n-1} \quad (2.37)$$

Para  $t$  entre 3 – 24 horas:

$$P_{t,T} = a(1 + K \log(T))t^n \quad (2.38)$$

$$I_{t,T} = a(1 + K \log(T))t^{n-1} \quad (2.39)$$

Donde:

$t$ : Duración de lluvia (horas)

$T$ : Periodo de retorno (años)

$P_{t,T}$ : Precipitación en  $t$  horas para un determinado periodo de retorno  $T$  (mm)

$I_{t,T}$ : Intensidad de precipitación en  $t$  horas para un determinado periodo de retorno  $T$  (mm/h)

Para cada subzona se definen los siguientes parámetros:

- Parámetro de intensidad ( $a$ ): Se expresa en mm.
- Parámetro de frecuencia ( $K$ ): Adimensional.
- Parámetro de duración ( $n$ ): Adimensional. Su valor se muestra en la Tabla 3.b del Anexo N°1 Hidrología de la Norma CE.040.

- Parámetro de duración por región (b): Se expresa en horas. Para costa centro y sur,  $b=0.5$  horas; para sierra,  $b=0.4$  horas y para costa norte y selva,  $b=0.2$  horas.



Figura 2.7 Subzonas pluviométricas del Perú

Fuente: MVCS (2021). Norma Técnica CE.040 Drenaje Pluvial

Si relacionamos la  $P_{t,T}$  con  $P_{24h,T}$ , se obtienen los coeficientes regionales para precipitaciones con duraciones menores a 24 horas que se muestran en las siguientes expresiones:

Para  $t < 3$  horas

$$\frac{P_{t,T}}{P_{24h,T}} = \left(\frac{t+b}{24}\right)^n \quad (2.40)$$

Para  $t$  entre 3 – 24 horas:

$$\frac{P_{t,T}}{P_{24h,T}} = \left(\frac{t}{24}\right)^n \quad (2.41)$$

Donde  $P_{24h,T}$ , es la precipitación en 24 horas para un determinado periodo de retorno y que, para la presente tesis, se obtiene del análisis de frecuencia.

Para el caso de intensidades de precipitación, los coeficientes regionales se expresan mediante las siguientes expresiones:

Para  $t < 3$  horas

$$\frac{I_{t,T}}{I_{24h,T}} = \left(\frac{t+b}{24}\right)^{n-1} \quad (2.42)$$

Para  $t$  entre 3 – 24 horas:

$$\frac{I_{t,T}}{I_{24h,T}} = \left(\frac{t}{24}\right)^{n-1} \quad (2.43)$$

Donde  $I_{24h,T}$ , es la intensidad de precipitación máxima en 24 horas para un determinado periodo de retorno y que, para la presente tesis, se obtiene del análisis de frecuencia.

Con los coeficientes regionales y la intensidad máxima de 24 horas para diferentes periodos de retorno se construye las curvas IDF. De la misma manera, las curvas IDF se puede representar por una ecuación matemática como se muestra en la siguiente expresión:

$$I = \frac{10^k T^m}{d^n} \quad (2.44)$$

Donde:

I: Intensidad máxima (mm/h)

T: Periodo de retorno (años)

d: Duración de la precipitación (horas)

$k, m, n$ : Constantes resultados del análisis de regresión.

### 2.1.8 Hietograma de diseño

Según la norma técnica CE. 040 (MVCS, 2021), un hietograma es la distribución temporal de la lluvia usualmente expresada en forma gráfica. En el eje de las abscisas se anota el tiempo y en el eje de las ordenadas la intensidad de la lluvia.

Según el Manual de Carreteras: Hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2014), una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Usualmente la tormenta de diseño conforma la entrada al sistema, y los caudales resultantes a través de éste se calculan utilizando procedimientos de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales. Una tormenta de diseño puede definirse mediante un valor de profundidad de precipitación en un punto, mediante un hietograma de diseño que especifique la distribución temporal de la precipitación durante una tormenta.

El método de los bloques alternos es el más utilizado para obtener un hietograma de diseño a partir de la curva IDF. Según Gómez (2007), el hietograma producido por este método especifica la precipitación en un número  $n$  de intervalos  $\Delta t$ , para una lluvia de duración total  $T_d = n\Delta t$ . Una vez seleccionado el periodo de retorno, se toman los datos de intensidad de precipitación de la curva IDF para duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t$ , así como la precipitación total obtenida multiplicando las intensidades por las duraciones de la lluvia. Dichos bloques de lluvia se distribuyen de forma alternada, alrededor del bloque de lluvia de mayor intensidad, uno a cada lado o dando la forma acorde con el tipo de tormentos de la zona.

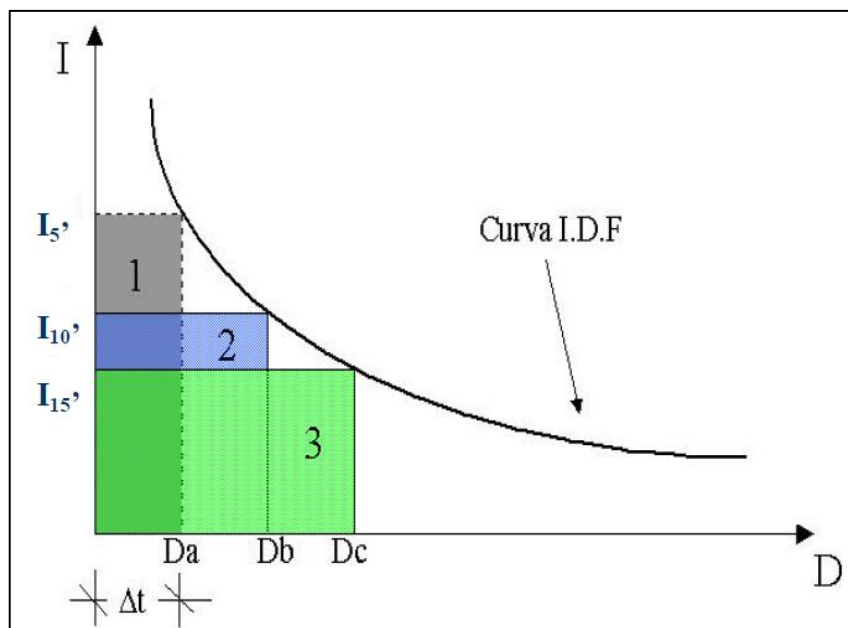


Figura 2.8 Método de los bloques alternos

Fuente: Gómez (2007). Hidrología Urbana.

### 2.1.9 Modelo HEC – HMS

HEC – HMS (Hydrologic Engineering Center’s Hydrologic Modeling System) es un software utilizado para el modelamiento hidrológico, desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

Según Villon (2016), el modelo HEC-HMS puede simular la respuesta que tendrá la cuenca de un río en su escurrimiento superficial como producto de una precipitación, mediante la representación de la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos. Cada componente modela un aspecto del proceso de escurrimiento por precipitaciones. El resultado del modelamiento es el cálculo de hidrogramas en sitios elegidos de la cuenca del río.

La Figura 2.9 muestra un esquema de los componentes necesarios para obtener la escorrentía superficial de una cuenca y que se puede modelar en HEC-HMS.

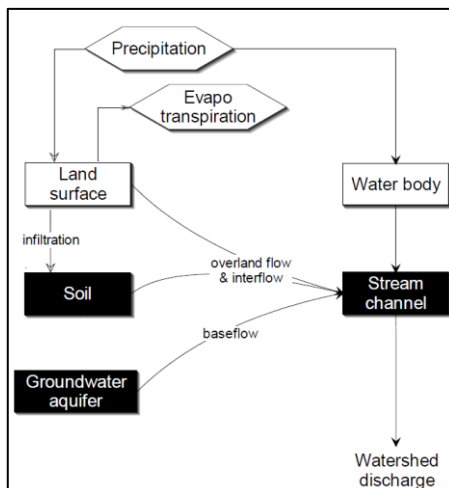


Figura 2.9 Representación típica del escurrimiento superficial de una cuenca

Fuente: USACE (2000). HEC-HMS Technical Reference Manual.

Los métodos que utiliza HEC-HMS para modelar cada componente se muestra en el Cuadro 2.10.

Cuadro 2.10 Métodos para modelar cada componente en HEC-HMS

Componente	Métodos
Volumen de escorrentía - Infiltración	Tasa inicial y constante
	SCS Número de Curva (CN)
	Gridded SCS CN
	Green y Ampt
	Tasa deficiente y constante
	Contabilidad de la Humedad del Suelo (SMA)
	Gridded SMA
Transformación a escorrentía directa	Hidrograma unitario (HU) especificado por el usuario
	HU de Clark
	HU de Snyder
	HU de SCS
	ModClark
	Onda cinemática
Caudal base	Constante mensualmente
	Recesión exponencial
	Reservorio lineal
Tránsito de hidrogramas	Onda Cinemática
	Lag
	Pulso modificado
	Muskingum
	Muskingum-Cunge

Fuente: USACE (2000). HEC-HMS Technical Reference Manual.

## 2.2 DRENAJE PLUVIAL URBANO

### 2.2.1 Hidrología Urbana

Según Butler, Digman, Makropulos y Davies (2018), cuando el agua de lluvia cae sobre una superficie natural, parte del agua se evapora o transpira por las plantas, otra parte se infiltra y se convierte en agua subterránea y el resto escurre por la superficie. Los dos últimos encuentran su camino hacia un cuerpo de agua, que normalmente es un río o quebrada, pero el agua que escurre llega más rápido.

Sin embargo, cuando existe una superficie urbana, el volumen de agua que escurre aumenta con relación a la infiltración, y por lo tanto el caudal pico que recibe el río o quebrada es mayor y se produce en un menor tiempo, tal como se muestra en las Figuras 2.10 y 2.11. Esto se debe principalmente a la impermeabilización de la superficie producto de la urbanización.

Este fenómeno aumenta el peligro de inundaciones repentinas de los ríos y la cantidad de sedimentos transportados por la superficie. Además, se produce un aumento de velocidad del flujo que provoca erosión de la superficie urbana.



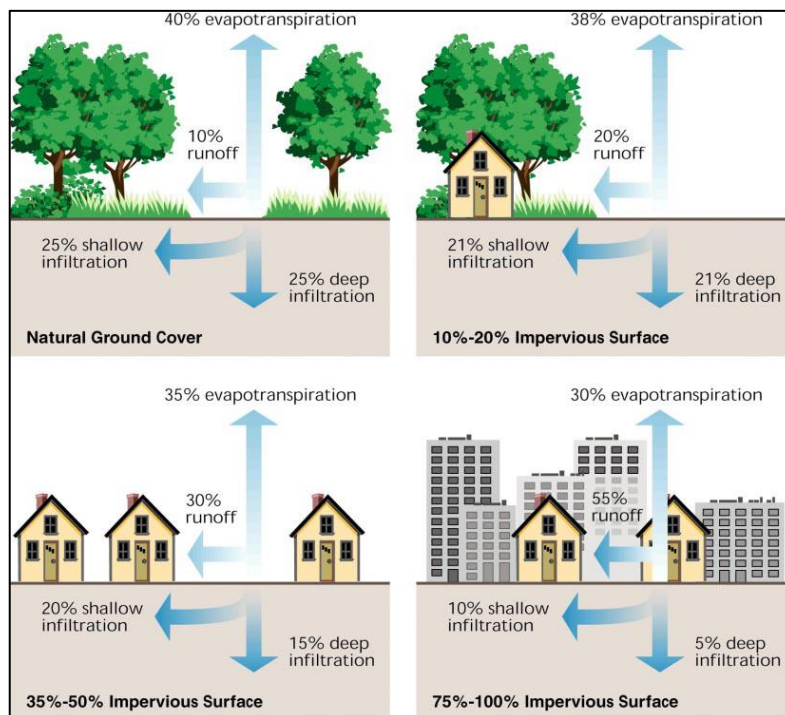


Figura 2.10 Cambios en el balance hidrológico producto de la urbanización

Fuente: Department of Energy and Environment, DOEE (2020). Stormwater Management Guidebook.

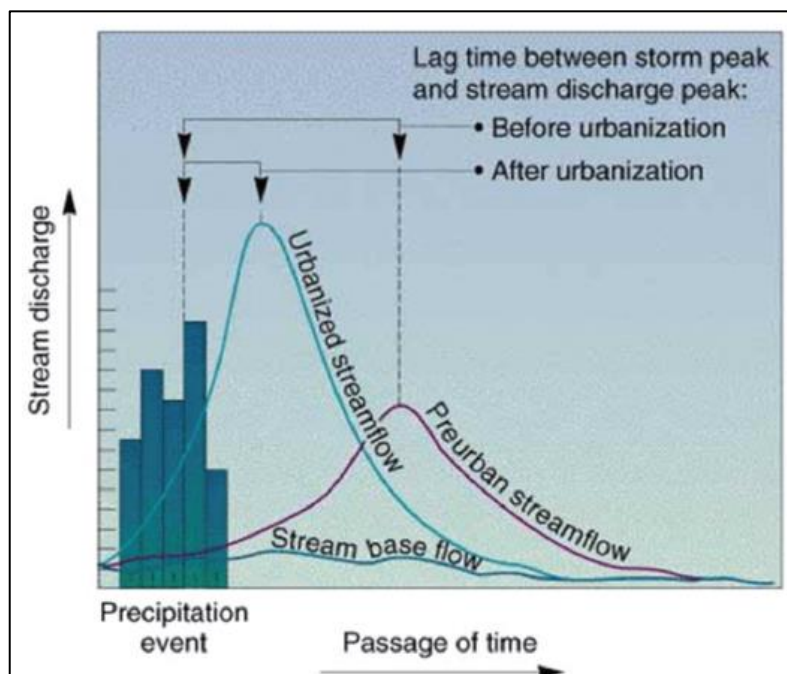


Figura 2.11 Hidrogramas de cuencas urbanas y rurales

Fuente: Vogel, Stringer y Beem (2017). Understanding Stormwater Runoff and Low Impact Development (LID).

### 2.2.2 Hidráulica Urbana

En las cuencas urbanas, la escorrentía superficial se transporta a través de los colectores, los cuales pueden ser calles, cunetas, alcantarillas, entre otros. Según Guo (2017), en dicho sistema hidráulico, el flujo es no permanente, el cual se propaga en forma de ondas largas y cuyo movimiento es descrito por las ecuaciones de Saint-Venant. Dichas ecuaciones responden a los principios de continuidad y momento que se muestra a continuación:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_i \quad (2.45)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \quad (2.46)$$

Donde Q es el caudal, A es el área de flujo,  $q_i$  es el caudal de entrada por unidad de longitud, V es la velocidad de flujo, y es el tirante, g es la aceleración gravitacional,  $S_0$  es la pendiente de fondo del canal,  $S_f$  es la pendiente de fricción, x es el espacio y t es el tiempo.

Las expresiones (2.45) y (2.46) se han determinado para un flujo unidimensional en canales abiertos y son resueltas mediante un enrutamiento hidráulico, el cual consiste en resolver las ecuaciones mediante métodos numéricos.

Aplicando diferentes grados de simplificación, se identifica cuatro tipos de ondas largas no estacionarias en el flujo de canales: la onda dinámica, cuasi dinámica, difusiva y cinemática, siendo la onda dinámica la más compleja porque incluye todos los términos de la expresión (2.46).

Según Guo (2017), la expresión (2.46) describe el movimiento de la onda dinámica en un canal que tiene aceleración local y convectiva. La aceleración local  $\partial V/\partial t$  se determina por la diferencia de velocidad en una sección específica durante un intervalo de tiempo. Esto está relacionado con la variación del caudal respecto al tiempo. La aceleración convectiva  $\partial V/\partial x$  representa la diferencia de velocidad entre dos secciones adyacentes en un tiempo específico. El término hidrostático

$\partial y/\partial x$  refleja los efectos de remanso y las pendientes  $S_o$  y  $S_f$  representa la fuerza gravitacional y de fricción respectivamente.

El enrutamiento por onda dinámica es la que más se aproxima a la realidad de lo que sucede en un sistema de drenaje pluvial conformado por diferentes tipos de colectores.

### 2.2.3 Componentes de un Sistema de Drenaje Pluvial Urbano

Según Hernández (2018), la infraestructura pluvial se clasifica en:

- Estructuras de captación: se encargan de recolectar el caudal de escorrentía a través de sumideros. También se consideran en esta parte a las conexiones domiciliarias instaladas en los techados (canaletas) que se encuentran directamente conectados a la red de drenaje.
- Estructuras de conducción: se encargan de trasladar el flujo recolectado por las estructuras de captación a través de conductos cerrados y abiertos (tuberías y canales), para finalmente descargar en un emisor o planta de tratamiento en caso de un sistema de drenaje combinado.
- Estructuras de conexión y mantenimiento: son aquellas que permiten el empalme de tuberías de conducción (buzones), además permiten realizar mantenimiento e inspección de tuberías.
- Estructuras de descarga: son aquellas que permiten una correcta descarga del flujo recolectado evitando posibles daños en el último tramo del conducto y la zona de vertido.
- Disposición final: es el destino que se le da el flujo recolectado por el sistema de drenaje. Dándose mediante una descarga directa a un colector natural o artificial, normalmente ríos o quebradas.

En la Figura 2.12 se muestra los elementos típicos de un sistema de drenaje sanitario, pluvial y combinado.

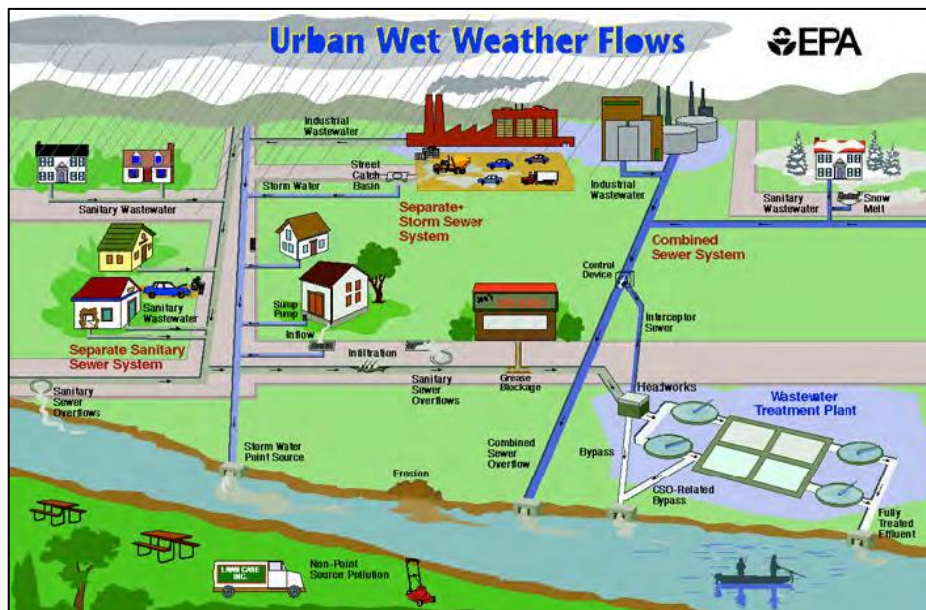


Figura 2.12 Elementos de un sistema de drenaje típico

Fuente: Rossman y Huber (2016). Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology.

#### 2.2.4 Modelo SWMM

El SWMM (Storm Water Management Model) es un modelo dinámico de lluvia - escorrentía creado por la U.S. Environmental Protection Agency (EPA) en 1971. Permite simular el comportamiento hidráulico e hidrológico en sistemas de drenaje pluvial convencionales y sostenible en áreas urbanas, mediante los componentes de escorrentía y enrutamiento.

El componente de escorrentía de SWMM opera en las subcuencas urbanas que reciben la precipitación y generan escorrentía superficial y contaminantes. El componente de enrutamiento modela el transporte de la escorrentía superficial a través de un sistema de drenaje (tuberías, canales, bombas, entre otros). Como resultado se obtiene la cantidad y calidad de escorrentía generada en cada subcuenca y el caudal, tirante y calidad del agua en cada colector del sistema de drenaje durante un periodo de simulación compuestos por múltiples pasos de tiempo.

Según Gómez (2007), SWMM conceptualiza el sistema de drenaje mostrado en la Figura 2.12 como una serie de flujos de agua y materiales entre las siguientes capas:

- Capa atmosférica: genera la precipitación y contaminantes en la capa de terreno.
- Capa de terreno: recibe la precipitación de la capa atmosférica en forma de precipitación o nieve. Luego envía el flujo mediante evaporación a la capa atmosférica, infiltración a la capa de aguas subterráneas y escorrentía superficial y contaminantes a la capa de transporte.
- Capa de aguas subterráneas: recibe la infiltración de la capa de terreno y transfiere una parte de dicho flujo a la capa de transporte como flujo base.
- Capa de transporte: contiene una red de elementos (canales, tuberías, bombas, entre otros) y unidades de almacenamiento/tratamiento que conducen el agua hacia las salidas o infraestructura de tratamiento. Recibe flujo de escorrentía superficial, flujo base u otras formas definidas por el usuario.

En la Figura 2.13 muestra un esquema de capas de modelamiento en SWMM. Para la presente tesis se utiliza la versión 5.1.015.

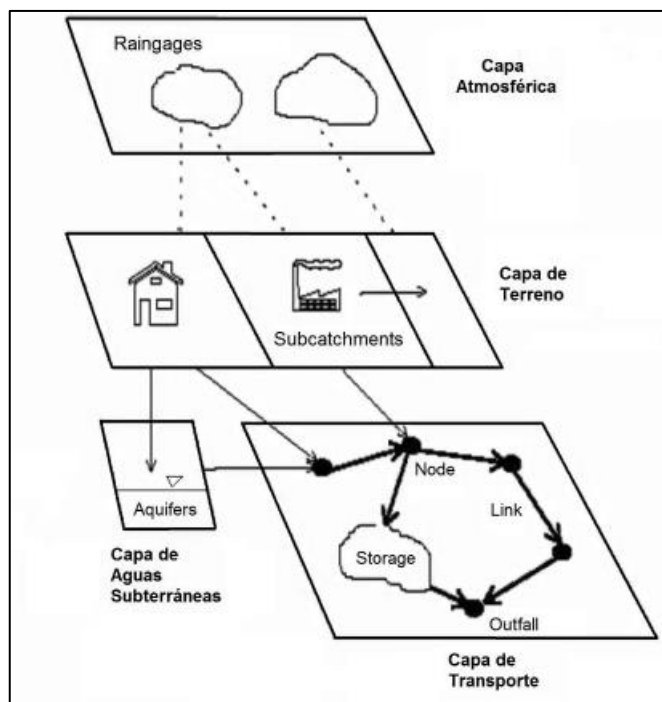


Figura 2.13 Esquema de las capas de modelamiento en SWMM

Fuente: Concha (2007). Análisis de cuencas urbanas mediante EPA SWMM 5.0.

## 2.3 EVALUACIÓN DE PELIGROSIDAD DE INUNDACIÓN

### 2.3.1 Peligrosidad de Flujo en Calles

Para el presente trabajo de investigación se evalúa la peligrosidad de flujo en calles mediante los criterios de estabilidad al deslizamiento y estabilidad al vuelco (Gómez, 2007).

El criterio de estabilidad al deslizamiento considera la estabilidad de una persona de peso promedio (60 kg) ante la fuerza de arrastre que ejerce el flujo, cuando es necesario cruzar la calle. Este criterio delimita las zonas no peligrosas y las zonas de inundación peligrosa mediante una desigualdad que se representa en la Figura 2.14.

El criterio de estabilidad al vuelco considera a un peatón como un sólido rígido y un momento de vuelco provocado por la fuerza dinámica del flujo sobre el peatón. Se llega a la conclusión de que una zona es no peligrosa al vuelco cuando el producto de velocidad por el tirante es menor a  $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$  y una zona peligrosa cuando es mayor.

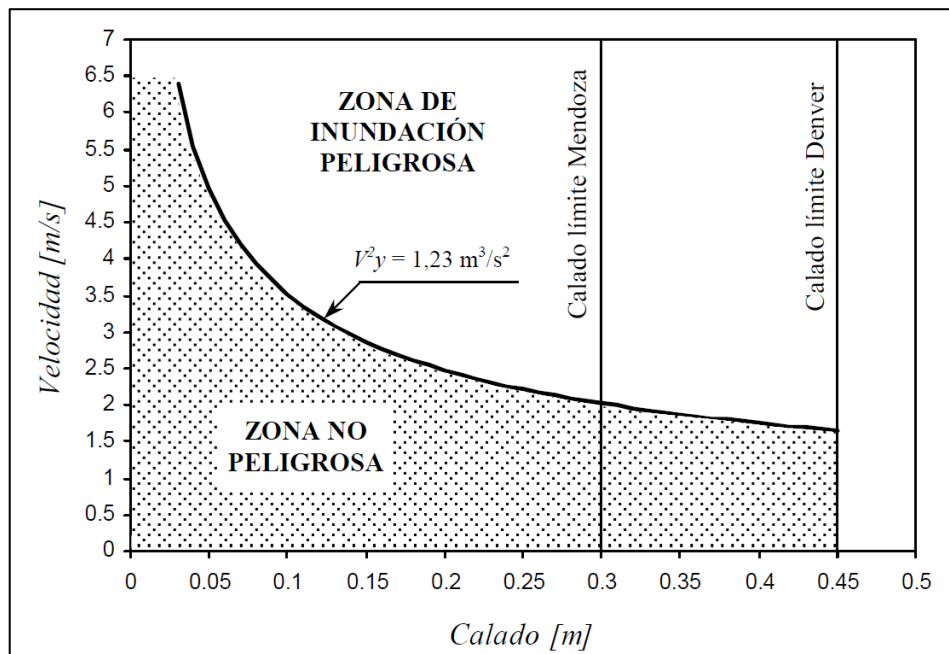


Figura 2.14 Criterio de peligrosidad de inundación

Fuente: Gómez (2007). Hidrología Urbana.

### 2.3.2 Peligrosidad en Alcantarillas

Según el Artículo 17.6. de la Norma CE. 040 Drenaje Pluvial (2021), el tirante de las alcantarillas pluviales (de sección circular y no circular) debe ser como máximo el 80 % de la dimensión vertical del conducto.

En ese sentido, para la presente tesis se considera que una alcantarilla pluvial excede la capacidad permitida cuando el tirante calculado para el periodo de retorno de diseño, supera el 80 % de la dimensión vertical del conducto.

### 2.3.3 Peligrosidad en canales abiertos

Cuando por un canal discurre caudales extraordinarios (caudales por encima del caudal de diseño), estos son absorbidos por el borde libre. Por lo tanto, se puede considerar que un canal se encuentra en peligro de desborde cuando el tirante supera el tirante de diseño, y por lo tanto, la altura libre es menor que el borde libre.

Para estimar el borde libre, el Bureau of Reclamation recomienda el gráfico mostrado en la Figura 2.15.

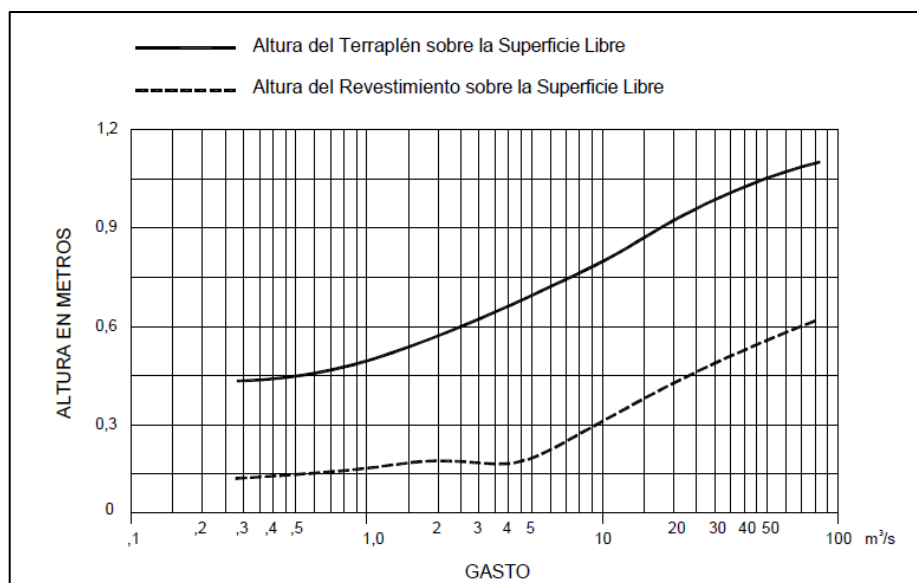


Figura 2.15 Borde libre recomendado por el Bureau of Reclamation

Fuente: Rocha (2007). Hidráulica de Tuberías y Canales.

También se puede utilizar la siguiente expresión:

$$BL = \sqrt{cy} \quad (2.47)$$

Donde:

BL: Borde libre en metros

y: Tirante en metros

c: Coeficiente que varía de 0.46 para  $Q=0.60 \text{ m}^3/\text{s}$  a 0.76 para  $Q=85 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Si bien las recomendaciones de borde libre mencionadas son para canales agrícolas, se considera adecuado su uso en el diseño de colectores pluviales dado que cumplen con el criterio de evitar que su capacidad sea excedida ocasionando inundaciones.

Adicionalmente, según el Manual de Drenaje Urbano del Ministerio de Obras Públicas – Chile (2013) señala que el borde libre para canales de drenaje urbano debe estar entre 0.3 a 0.5 m.

## 2.4 SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE (SUDS)

Los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS) son técnicas de gestión de aguas pluviales que imitan el funcionamiento hidrológico de una cuenca natural dentro de un ámbito urbano mediante el uso de técnicas de diseño que infiltran, filtran, almacenan y evaporan la escorrentía de aguas pluviales en su fuente o cerca de ella.

Los SUDS representan un gran beneficio en ciudades muy urbanizadas donde, debido a la predominancia de áreas impermeables (áreas urbanas, vías pavimentadas, entre otros), se observa un incremento del escurrimiento superficial y una disminución de la infiltración y evotranspiración, tal como se observa en la Figura 2.16.

Como se muestra en la Figura 2.17, al implementar los SUDS, se busca recuperar el comportamiento hidrológico natural de la cuenca a través de la instalación de diferentes tipos de estructuras sostenibles, que se explican en el siguiente apartado.



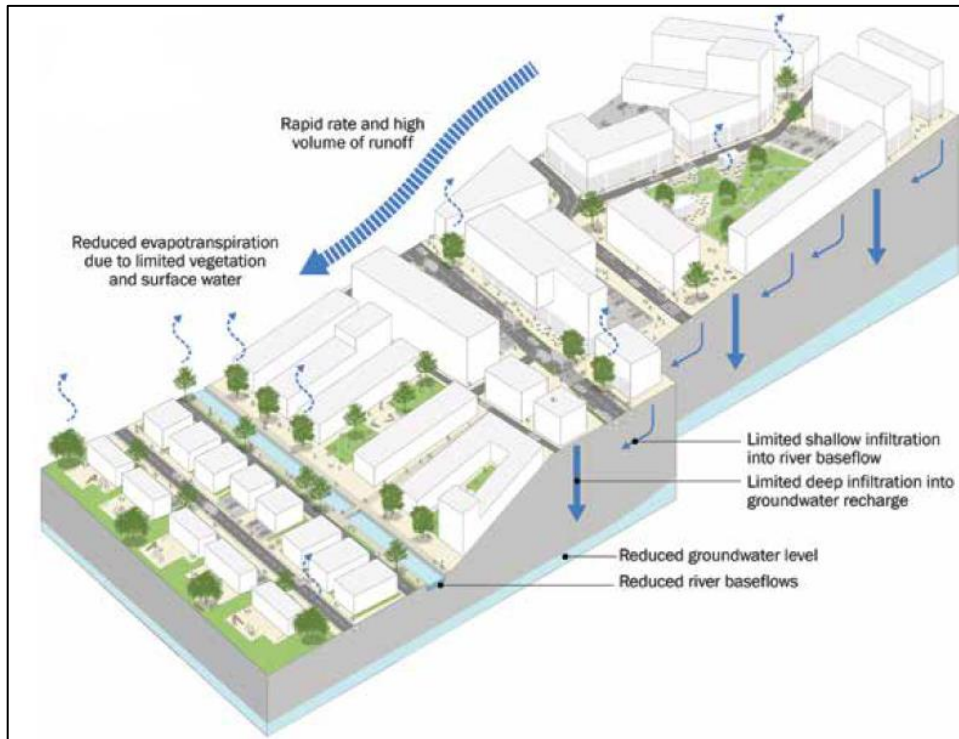


Figura 2.16 Impactos de la urbanización en una cuenca

Fuente: Woods Ballard y otros (2015). The SUDS Manual

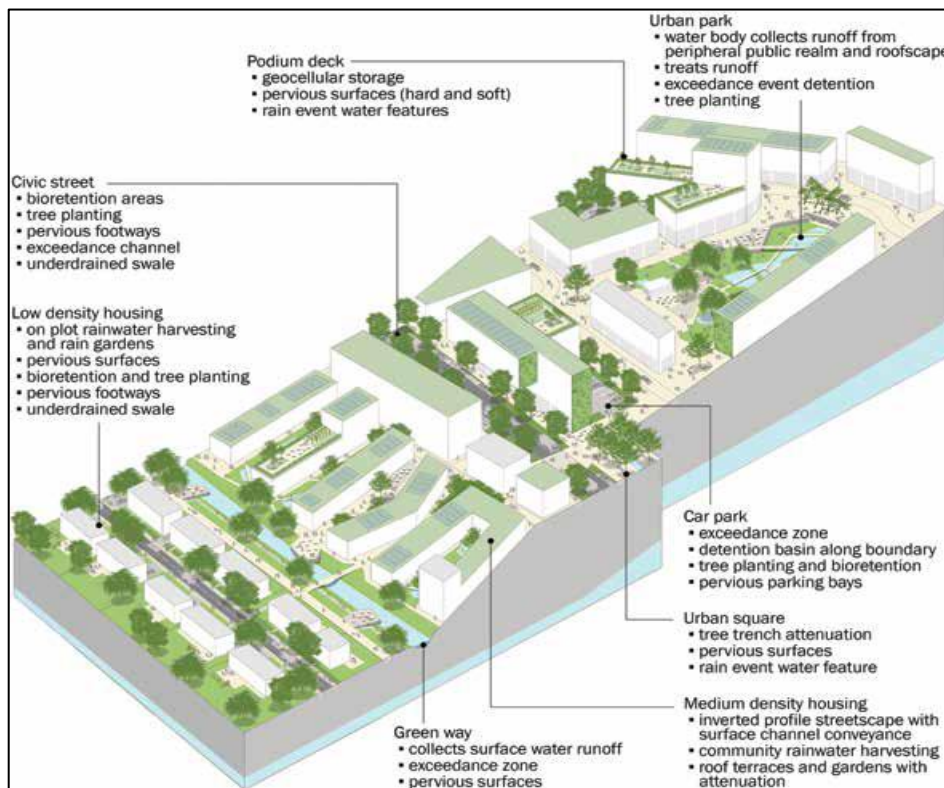


Figura 2.17 Cuenca urbana mejorada con SUDS

Fuente: Woods Ballard y otros (2015). The SUDS Manual

### 2.4.1 Tipos de SUDS

El Cuadro 2.11 muestra los tipos de SUDS más utilizados; además, se muestran las principales restricciones que se tienen para su instalación en un determinado lugar. Para desarrollar dicho cuadro se consultó el Manual SUDS (Woods et al., 2015), The Stormwater Management Guidebook (DOEE, 2020) y el Best Management Practices, BMP Design Manual of Practice del Virginia Department of Transportation, VDOT (2013)

Para el caso de la restricción del espacio, el área requerida para la instalación es una variable cualitativa que se basa en una comparación entre el espacio que ocupa los diferentes tipos de SUDS. Vale mencionar que el Cuadro 2.11 solo muestra valores referenciales de las restricciones de los SUDS que deben ser contrastados en la etapa de diseño de estos.

Cuadro 2.11 Tipos de SUDS y sus restricciones de diseño

SUDS	DESCRIPCIÓN	RESTRICCIONES			
		SUELO	TOPOGRAFÍA	CUENCA URBANA	ESPACIO
		Clasificación hidrológica	Pendiente del terreno (%)	Área de drenaje (Ha)	Área requerida para instalación
Cisternas de agua pluvial	Sistemas donde el agua pluvial es recolectada del techo de una edificación en un tanque ubicado sobre o bajo el terreno existente. El agua pluvial almacenada puede ser reutilizada dependiendo del tratamiento que se le da o sino descargada a un sistema de drenaje convencional.	-	-	-	Pequeño
Techos verdes	Consiste en la construcción de capas de suelo plantados en el techo de las edificaciones que permite almacenar y absorber el agua pluvial.	-	≤4	-	-
Zanjas de Infiltración	Son zanjas poco profundas equipadas con una capa de agregado de piedra gruesa cuyos vacíos proporcionan almacenamiento para la escorrentía superficial captada por la zanja, para luego infiltrarlo a través del fondo o lados de la zanja.	A, B, C y D	≤15	≤3	Mediano
Cuencas de Infiltración	Consisten en un embalse que almacena temporalmente la escorrentía	A y B	≤20	≤20	Grande

	superficial e infiltran a través de los estratos del suelo				
Cunetas verdes	Son canales cubiertos de una superficie vegetal que tiene capacidad de conducción y tratamiento (mediante la filtración) del agua pluvial.	A, B, C y D	≤6	≤2	Mediano
Sistemas de bioretención	Son depresiones ajardinadas poco profundas que permiten la acumulación temporal de la escorrentía en la superficie, antes de filtrarse a través de la vegetación y los suelos subyacentes.	A, B, C y D	≤15	≤1	Pequeño
Pavimentos permeables	Estos sistemas permiten la penetración del agua pluvial a través de la superficie del pavimento (concreto permeable, asfalto poroso) para posteriormente ser almacenado y potencialmente ser infiltrado	A, B, C y D	≤15	≤4	Pequeña

Fuente: Elaboración Propia

#### 2.4.2 Diseño de SUDS

La mayoría de los SUDS están conformados por capas que infiltran y almacenan la escorrentía de aguas pluviales. Dichas capas son las siguientes:

- La capa de superficie: su material depende del tipo de SUDS y la estética; sin embargo, se debe garantizar una filtración eficiente hacia las capas inferiores.
- La capa de reservorio: normalmente se utiliza agregado N° 57 ASTM D448, limpio y libre de finos. Su función principal es la de almacenar el volumen de la escorrentía superficial y drenar hacia las capas inferiores en un tiempo máximo definido, el cual varía entre 48 a 72 horas, según las recomendaciones de diseño (DOEE, 2020). En esta capa también se ubica la tubería perforada en caso se considere en el diseño.
- La capa de apoyo: normalmente se utiliza arena gruesa o confitillo. Sirve como separación entre la capa de reservorio y el suelo nativo. Además, de que nivela el terreno previo a la instalación de la capa de reservorio.

En la Figura 2.18 se muestra la sección típica del pavimento permeable donde se observa la capa superficial (pavimento y bedding layer), la capa de reservorio y la cama de apoyo (filter layer).

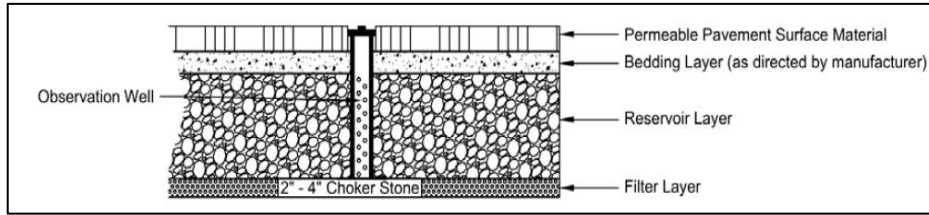


Figura 2.18 Sección típica de pavimento permeable

Fuente: DOEE (2020). Stormwater Management Guidebook

La profundidad de la capa de reservorio es el parámetro hidráulico más importante, para lo cual VDOT (2013) define las siguientes expresiones:

$$d_{max} = \frac{K_d \times T_{max}}{e} \quad (2.48)$$

$$d_{min} = \frac{V_{wq}}{A_{SUDS} \times e} \quad (2.49)$$

Donde:

$d_{max}$  es la profundidad máxima de la capa de reservorio.

$d_{min}$  es la profundidad mínima de la capa de reservorio.

$K_d$  es la permeabilidad de diseño del suelo nativo.

$T_{max}$  es el tiempo máximo de drenado (de 48 a 72 horas).

$V_{wq}$  es el volumen de escurrimiento de diseño.

$A_{SUDS}$  es el área proyectada del SUDS propuesto.

$e$  es la relación de vacíos del material de la capa de reservorio (se recomienda un valor de 0.4)

Le expresión (2.48) se deriva de la Ley de Darcy para flujos subterráneos, mientras que la expresión (2.49) es una relación netamente geométrica.

Según DOEE (2020), se debe considerar una profundidad de la capa de reservorio mayor a 0.60 m por un tema constructivo y un borde libre de 0.15 m.

### 2.4.3 Criterios de selección de SUDS

Gogate et al. (2016) establece cuatro grupos de criterios principales para evaluar opciones de sistemas de drenaje sostenibles como alternativa de mejoramiento de un sistema de drenaje pluvial existente, los cuales se explican a continuación:

- **Criterios Técnicos:** se evalúa la eficiencia del sistema de drenaje pluvial al incorporar los SUDS, para lo cual se considera lo siguiente:
  - Reducción del caudal pico de escurrimiento.
  - Incremento del tiempo al pico.
  - Adaptabilidad al sistema actual (dimensionamiento).
  - Descripción de proceso constructivo.
  - Actividades de operación y mantenimiento.
  
- **Criterios Económicos:** se evalúa el valor presente del costo total de la alternativa de SUDS considerando un horizonte de 25 años y las siguientes variables:
  - Costo de instalación inicial.
  - Costo anual de operación y mantenimiento.

En el Cuadro 2.12 se muestra valores referenciales de los costos unitarios de instalación y costos anuales de operación y mantenimiento de SUDS.

Cuadro 2.12 Costos unitarios de instalación y costos anuales de operación y mantenimiento de SUDS (valores correspondientes al año 2013)

SUDS	COSTO DE INSTALACIÓN DE SUDS (\$)				COSTO ANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE SUDS (% COSTO DE INSTALACIÓN)	
	m <sup>2</sup> de área de SUDS		m <sup>3</sup> de Volumen tratado por SUDS		Mínimo	Máximo
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo		
Zanjas de infiltración	150.7	462.8	-	264.2	5.0	20.0
Cuencas de infiltración	-	161.5	264.2	792.5	1.0	10.0
Pavimentos permeables (concreto)	32.3	290.6	-	-	1.0	2.0
Cisternas de agua pluvial	-	-	264.2	1849.2	-	-
Sistemas de bioretención	21.5	742.7	264.2	1585.0	1.0	11.0

Cunetas verdes	10.8	441.3	264.2	792.5	4.0	7.0
----------------	------	-------	-------	-------	-----	-----

Fuente: Grey, Sorem, Alexander y Boon (2013). The Cost of LID.

Las estructuras de costos en el Perú pueden variar significativamente con los de otros países, por ejemplo, por las diferencias en los costos unitarios de mano de obra, materiales u otros. Por ello, en cada proyecto específico se debe realizar un ACU (Análisis de Costos Unitarios) para determinar los presupuestos correspondientes en cada zona del estudio. Los precios señalados en el Cuadro 2.12 solo se usan para fines comparativos.

- Criterios Socioambientales: se realiza una evaluación cualitativa de la alternativa SUDS con relación a las siguientes variables.
  - Efecto en la recarga de agua subterránea.
  - Estética.
  - Aceptación social.

## CAPÍTULO III: AMBITO DE ESTUDIO

### 3.1 ASPECTO POLÍTICO - ADMINISTRATIVO

#### 3.1.1 Ubicación

La zona de estudio está ubicada en la parte sur oeste de la ciudad de Ayacucho, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho. Está conformada por parte de los distritos de Ayacucho, San Juan Bautista y Carmen Alto y representa la zona urbana de la cuenca del río Alameda y sus afluentes. Se localiza en la región central de la cordillera de los Andes entre las longitudes  $74^{\circ}13'00''$  O y  $74^{\circ}14'25''$  O y las latitudes  $13^{\circ}09'25''$  S y  $13^{\circ}11'55''$  S.

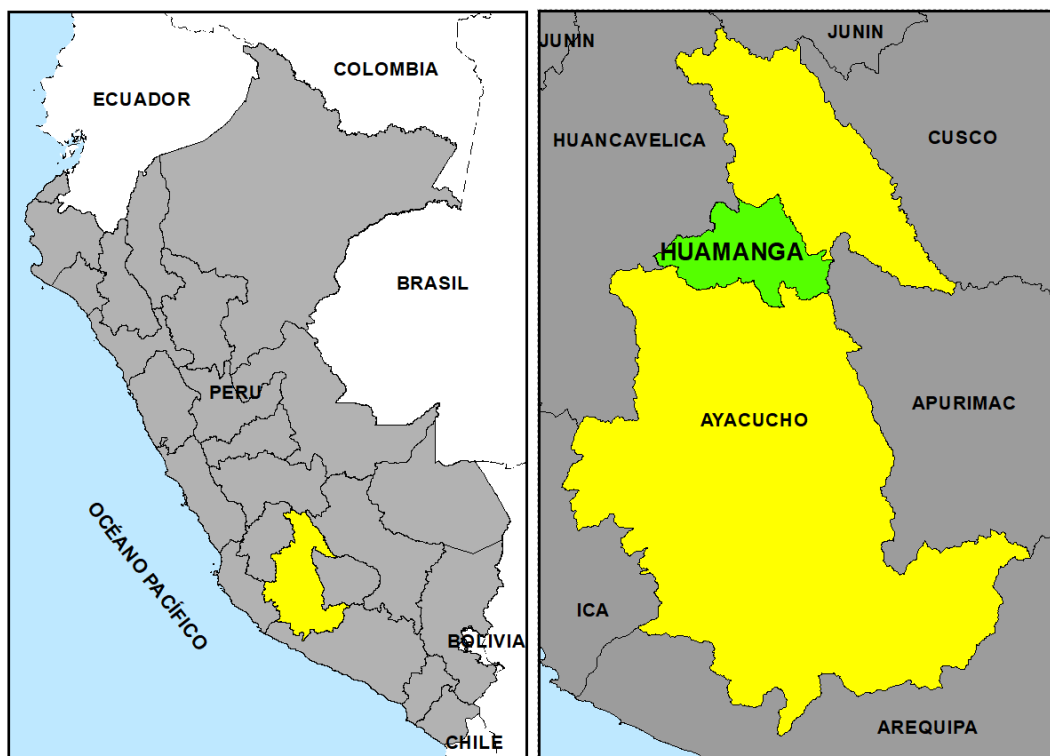


Figura 3.1 Departamento de Ayacucho y provincia de Huamanga

Fuente: Elaboración propia

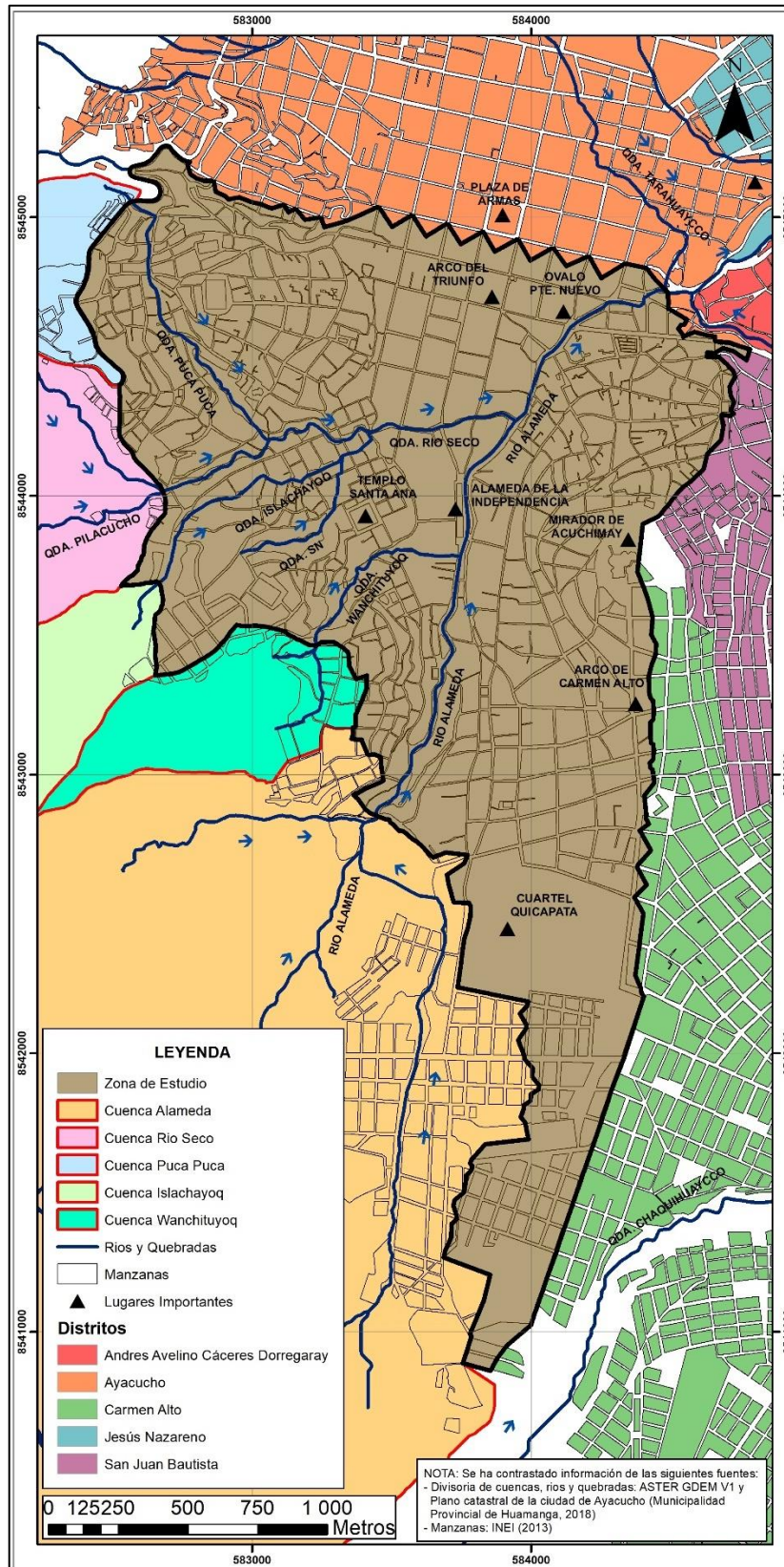


Figura 3.2 Ubicación de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia



### 3.1.2 Límites

Tal como se observa en la Figura 3.2, la zona de estudio limita por el norte con el distrito de Ayacucho, por el noreste con el distrito Andrés Avelino Cáceres Dorregaray, por el este con el distrito de San Juan Bautista y Carmen Alto, por el sur con la cuenca de cabecera del río Alameda, por el oeste con las cuencas de Río Seco, Wanchituyoq, Islachayoq y Puca Puca, que contienen zonas urbanas pertenecientes al distrito de Ayacucho.

### 3.1.3 Extensión

La zona de estudio tiene una superficie total de zona urbana de 4.51 km<sup>2</sup> y está conformada por tres distritos: Ayacucho, Carmen Alto y San Juan Bautista. La superficie de la zona de estudio por distritos se muestra en el Cuadro 3.1.

Cuadro 3.1 Superficie de zona de estudio por distritos

<b>Distrito</b>	<b>Superficie (km<sup>2</sup>)</b>
Ayacucho	2.36
Carmen Alto	1.68
San Juan Bautista	0.47
<b>TOTAL</b>	<b>4.51</b>

Fuente: Elaboración Propia

### 3.1.4 Accesibilidad

Partiendo de la ciudad de Lima, se toma la carretera Panamericana Sur (PE-1S) hasta el distrito de San Clemente de Pischo, luego utilizando la carretera Los Libertadores (PE – 28A) se llega a la ciudad de Ayacucho. El recorrido estimado es de 560 km con un tiempo de viaje en auto de 8 horas aproximadamente, como se muestra en la Figura 3.3. Ya en la ciudad de Ayacucho se puede acceder a la zona de estudio utilizando las calles, avenidas y arterias de la ciudad.

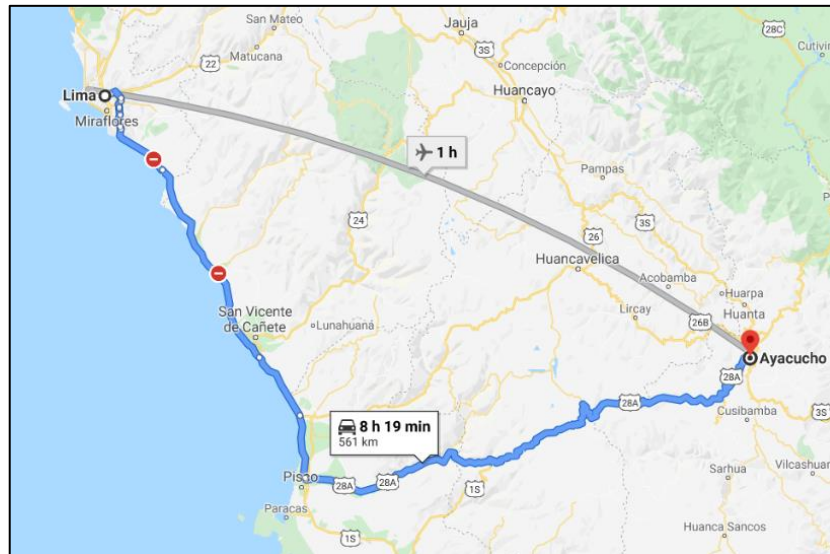


Figura 3.3 Acceso a la ciudad de Ayacucho desde Lima

Fuente: Google Maps

## 3.2 ASPECTO SOCIECONÓMICO

### 3.2.1 Demografía

Según el Plan de Desarrollo Urbano (PDU) de la ciudad de Ayacucho 2020 – 2030 (Municipalidad Provincial de Huamanga, 2020) y el INEI (2018), la ciudad de Ayacucho cuenta con una población total de 210 946 habitantes al 2017.

El PDU señala que el distrito de Ayacucho, Carmen Alto y San Juan Bautista tienen una densidad poblacional de 1153, 1265 y 3492 hab/km<sup>2</sup> respectivamente; lo cual, aplicando a la superficie de la zona de estudio, se puede inferir que 6488 habitantes aproximadamente serían beneficiados directamente por el mejoramiento del sistema de drenaje pluvial, sin dejar de mencionar el beneficio que representa para el transporte vehicular y peatonal de toda la ciudad.

### 3.2.2 Vivienda

Según el PDU de la ciudad de Ayacucho 2020 – 2030, el 38.65 % del área bruta de ocupación del suelo urbanizado de la ciudad de Ayacucho son edificaciones de 1 nivel, el 29.01 % de 2 niveles, el 6.40 % de 3 niveles, el 7.47 % de 4 niveles a más y 18.47 % son áreas sin construir dentro del suelo urbanizado.

De la misma manera, en el 49.93 % de las edificaciones predomina el material noble (ladrillo y concreto), en el 31.17 % predomina el material rustico (adobe y madera) y el 18.89 % son terrenos vacíos.

### 3.2.3 Servicios Básicos

EPS Seda Ayacucho es la Empresa Prestadora Municipal de derecho privado que brinda servicios de agua potable y alcantarillado a la ciudad de Ayacucho. Según el PDU de la ciudad de Ayacucho 2020 – 2030, para fines de abastecimiento de agua potable se cuenta con dos fuentes de agua superficial: el Sistema Ex Proyecto Especial Río Cachi y el Sistema Chiara, logrando tener al 31 de diciembre del 2017 una cobertura de 89.61 %.

El sistema de alcantarillado sanitario está compuesto por redes primarias, secundarias, interceptor, emisor y conexiones domiciliarias que recolectan y transportan las aguas servidas hasta la planta de tratamiento de aguas residuales Totorá, logrando una cobertura de 80.30 %.

El sistema de abastecimiento de energía eléctrica para la ciudad de Ayacucho es alimentado por una red primaria proveniente de la central hidroeléctrica del Mantaro. La empresa prestadora de servicio es Electrocentro.

Según el PDU de la ciudad de Ayacucho 2020 – 2030, la ciudad de Ayacucho tiene una cobertura de 85.27 % de área urbana con servicio de energía eléctrica.

### 3.2.4 Actividades Económicas

Según el Banco Central de Reserva del Perú Sucursal Huancayo (2017), en el año 2017 el Valor Agregado Bruto (VAB) del departamento de Ayacucho registro un crecimiento de 5.3 % respecto al año previo y apporto con 1.2 % al VAB nacional y con 1.1 % al PBI nacional.

La economía Ayacuchana esta principalmente influenciada por las actividades agropecuarias, extracción de petróleo, gas y minerales, construcción, comercio y otros servicios que conjuntamente representan el 74.9 % del VAB departamental del 2017. Esto se puede observar con mayor detalle en el Cuadro 3.2.

Según el INEI (2018), la Población Económicamente Activa (PEA) del departamento de Ayacucho fue de 371.5 mil personas de las cuales el 96.9 % estaban ocupadas, mientras el 3.1 % estaban desocupadas. Del PEA ocupada, el 50 % labora en sectores extractivos (agricultura, pesca y minería), el 28.1 % en servicios (transporte, restaurantes, hoteles, enseñanza, sector público, entre otros), 12.8 % en el sector comercio, 5.8 % en el sector construcción y 3.4 % en manufactura.

Cuadro 3.2 Valor Agregado Bruto 2017 del departamento de Ayacucho

ACTIVIDADES	VBA (miles de soles)	Estructura (%)	Crecimiento promedio anual (2007 - 2017)
Agricultura, Ganadería, Caza y Silvicultura	650 032	11.9	1.3
Pesca y Acuicultura	857	0.0	12.7
Extracción de Petróleo, Gas y Minerales	1 276 551	23.4	13
Manufactura	398 561	7.3	1.1
Electricidad, Gas y Agua	37 332	0.7	4.1
Construcción	530 383	9.7	10.1
Comercio	543 592	10.0	5.6
Transporte, Almacén., Correo y Mensajería	197 917	3.6	5.3
Alojamiento y Restaurantes	67 982	1.2	5.2
Telecomunicaciones y otros servicios de Información	196 699	3.6	14.8
Administración Pública y Defensa	466 289	8.6	5.9
Otros Servicios	1 082 510	19.9	5.1
<b>Valor Agregado Bruto</b>	<b>5 448 705</b>	<b>100.0</b>	<b>6.2</b>

Fuente: BCRP Sucursal Huancayo (2017). Caracterización del departamento de Ayacucho.

### 3.3 ASPECTO FÍSICO

#### 3.3.1 Clima

Según INDECI (2004), la ciudad de Ayacucho tiene una temperatura media anual que clasifica el clima como una región latitudinal templada y en el piso altitudinal Montano Bajo con una temperatura promedio anual de 15.8 °C.

Con respecto a las precipitaciones, la ciudad de Ayacucho se caracteriza por presentar lluvias en los meses de octubre a marzo, siendo de diciembre a marzo los meses en los que ocurre lluvias de mayor intensidad. El promedio anual de las precipitaciones es 539 mm. Los valores extremos promedios anuales son de 268 mm y 918 mm.

### 3.3.2 Hidrografía

La zona de estudio limita con las cuencas Alameda, Río Seco, Puca Puca, Wanchituyoq e Islachayoq, tal como se muestra en la Figura 3.2. Estas quebradas circulan por la zona de estudio como se muestra en la Figura 3.5.

El principal colector natural es el río Alameda, el cual ingresa por el sur de la zona de estudio y la cruza por el centro aproximadamente. Dentro de la zona de estudio, tiene como afluentes a las quebradas Río Seco y Wanchituyoq, las cuales aportan por la margen izquierda del río Alameda. En la zona de estudio se identifican cuatro tramos del río Alameda:

- Primer tramo: Comprende desde el ingreso a la zona de estudio hasta la progresiva 0+915.21 m. Este tramo tiene una superficie natural.
- Segundo tramo: Comprende desde la progresiva 0+915.21 m hasta la unión con la quebrada Río Seco (progresiva 1+620.29 m), que se da en el cruce de la Av. San Lorenzo y el Jr. Arroyo Seco. Como se observa en la Figura 3.4, en este tramo el río Alameda esta encauzado y recibe el aporte de la quebrada Wanchituyoq.
- Tercer tramo: Comprende desde la unión con la quebrada Río Seco hasta el cruce del Jr. San Martín con el Jr. Francisco Pizarro, donde recibe el aporte del colector San Martín (progresiva 2+205.66 m). Este tramo esta encauzado y pasa por debajo de la ciudad siguiendo la dirección de la Av. San Lorenzo, óvalo Puente Nuevo y Jr. Mario Ramos. Según el PMUS – Huamanga (2020), este sector es uno de los más afectados por las inundaciones en temporada de lluvias.
- Cuarto tramo: Comprende desde el cruce del Jr. San Martín con el Jr. Francisco Pizarro hasta antes de la unión con la quebrada Tarahuaycco (progresiva 2+433.24 m). En este tramo el río se encuentra encauzado.

Posteriormente el río Alameda continua su curso hasta convertirse en el río Totorilla luego de unirse con la quebrada Chaquihuaycco.

La quebrada Río Seco es el principal afluente del río Alameda y se pueden identificar dos tramos:

- Primer tramo: Comprende desde el ingreso a la zona de estudio hasta la plazoleta Santa Teresa ubicada en su margen derecha (progresiva 1+190.64

m). Es un tramo con superficie natural, aunque se observa la presencia de edificaciones en la ribera. En este tramo recibe los aportes de la quebrada Puca Puca e Islachayoq.

- Segundo tramo: Comprende desde la plazoleta Santa Teresa hasta la descarga en el río Alameda (progresiva 1+468.96). Este tramo está encauzado.

La quebrada Puca Puca presenta dos tramos:

- Primer tramo: Comprende desde el ingreso a la zona de estudio hasta la progresiva 0+691.97 m. Este tramo se encuentra encauzado.
- Segundo tramo: Comprende desde la progresiva 0+691.97 m hasta 1+109.70 m. Este tramo tiene una superficie natural con la presencia de edificaciones en su ribera.

La quebrada Wanchituyoq presenta dos tramos:

- Primer tramo: Comprende desde el ingreso a la zona de estudio hasta la progresiva 0+534.23 m. Este tramo tiene una superficie natural con la presencia de edificaciones en su ribera.
- Segundo tramo: Comprende desde la progresiva 0+534.23 m hasta 0+748.61 m, donde descarga en el río Alameda. Este tramo se encuentra encauzado.

La quebrada Islachayoq tiene una superficie natural en todo su recorrido hasta su descarga en la quebrada Río Seco (progresiva 1+064.35 m). Se observa presencia de edificaciones en su ribera. Recibe la descarga de la quebrada SN (Quebrada sin nombre cuya cuenca de cabecera es una cuenca urbana)

La quebrada SN presenta una superficie natural en todo su recorrido hasta su descarga en la quebrada Islachayoq (progresiva 0+605.38 m); sin embargo, a partir de la progresiva 294.14 m se observa que el cauce de la quebrada SN es utilizado como calle, lo cual representa un peligro alto.



Figura 3.4 Encauzamiento del río Alameda

Fuente: Fotografía propia (2020)

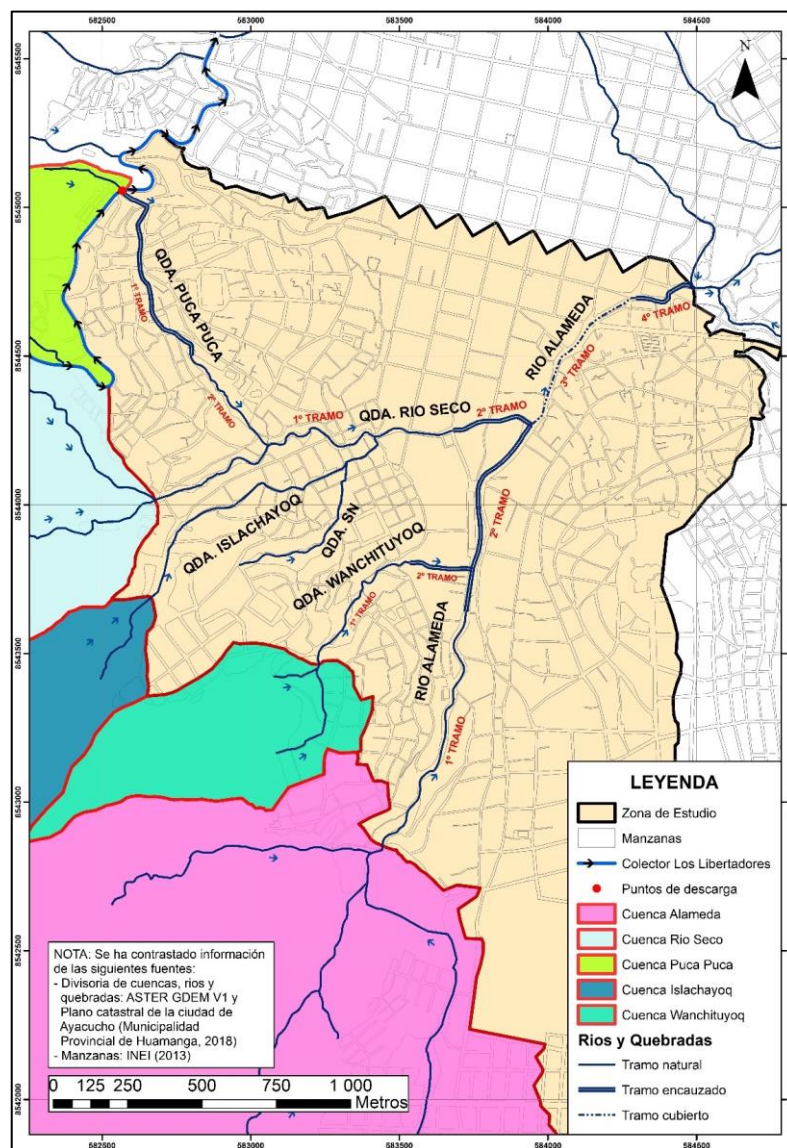


Figura 3.5 Mapa Hidrográfico de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.3 Geología

Como resultado del levantamiento geológico realizado por INDECI (2004), se determinó que la ciudad de Ayacucho está emplazada sobre depósitos de suelos volcánicos sedimentarios cuyas edades oscilan entre Terciario superior y Cuaternario reciente.

Las unidades litológicas se distribuyen en la zona de estudio como se muestra en la Figura 3.6. A continuación, se muestra una descripción de cada unidad litológica.

- Areniscas Tobáceas: Corresponden al miembro N°3 de la formación Ayacucho. Se presentan estratificadas, de color gris, granulometría fina a media y con una compactación variable de muy buena a regular. Se ubican al sur de la zona de estudio, en las laderas de la quebrada Wanchituyoq y la margen derecha de la quebrada Islachayoq.
- Lavas y piroclásticos: Corresponden a los volcánicos Molinoyoc. Se caracterizan por tener composición andesítica a basáltica. Hacia la base se disponen como masas aglomeráticas con pseudoestratificación casi horizontal y composición más andesítica; y hacia la parte alta una secuencia de basaltos escoriaeos con abundantes vacuolas por escape de gases. Presentan alta dureza y resistencia, sin embargo, se hallan fracturados, según sistemas N 70°- 80°E y N 20°- 30°W con buzamientos cercanos a la vertical. Se encuentran en la base del cerro Acuchimay.
- Diatomitas: Se ubican sobre el volcánico Molinoyoc y están cubiertas parcialmente por una delgada costra del volcánico Acuchimay. Se caracterizan por ser rocas de color blanco, grano muy fino, bajo peso específico, compuesta esencialmente por sílice friable, suave al tacto y buena cohesión. Afloran en las cercanías del fundo Quicapata.
- Piroclásticos terciarios – cuaternarios: Correspondiente al volcánico Acuchimay. Se caracterizan por ser de composición andesítica a basáltica, textura afanítica algo porosa y tener buena compactación. Están conformados por material que ha sido lanzado al aire para luego consolidarse a manera de



bombas de color rojizo, acumulados cerca de la chimenea volcánica del cerro Acuchimay. Se encuentra confinados a la cúpula y media ladera del cerro Acuchimay.

- Depósitos pleistocénicos: Corresponden a acumulaciones de material que se dieron a principios del Cuaternario, teniendo un origen principalmente lacustre. En la zona de estudio se encuentra conglomerados de considerable espesor, acumulados por corrientes fluviales en una época de intensas precipitaciones, constituidos por fragmentos heterogéneos de forma angular a sub angular y tamaño variable de hasta 30 cm, de composición andesítica-riolítica, englobados en una matriz arenosa de grano medio a grueso. Afloran en la parte baja de la ladera del cerro La Picota que corresponde a parte del centro histórico de la ciudad y zonas aledañas al cauce de la quebrada Río Seco.
- Depósitos recientes: Corresponden a los últimos transportes de materiales de una edad reciente y se caracterizan por su escasa cohesión y ausencia de litificación y cementación de componentes. Se dividen en los siguientes:
  - Coluviales: son acumulaciones de material detrítico que generalmente se ubican al pie de laderas de alta pendiente y también cubriendo en forma parcial mediante una delgada capa a la mayoría de las rocas de la ciudad de Ayacucho. Está compuesto por material no consolidado con bloques angulosos de diferente tamaño, en una matriz areno-limosa, acumulados principalmente por acción de la gravedad.
  - Aluviales y Fluviales: son los materiales acarreados por torrentes de agua en un cauce definido a lo largo de laderas inclinadas. Se encuentran acumulados en el fondo de los ríos y quebradas como producto del relleno de antiguas depresiones. Están constituidos por arenas y gravas no consolidadas clastos subangulosos, de naturaleza mayormente volcánica. Los lugares donde afloran con espesores variables son el centro de la ciudad de Ayacucho, y en el fondo del río Alameda y quebradas afluentes.

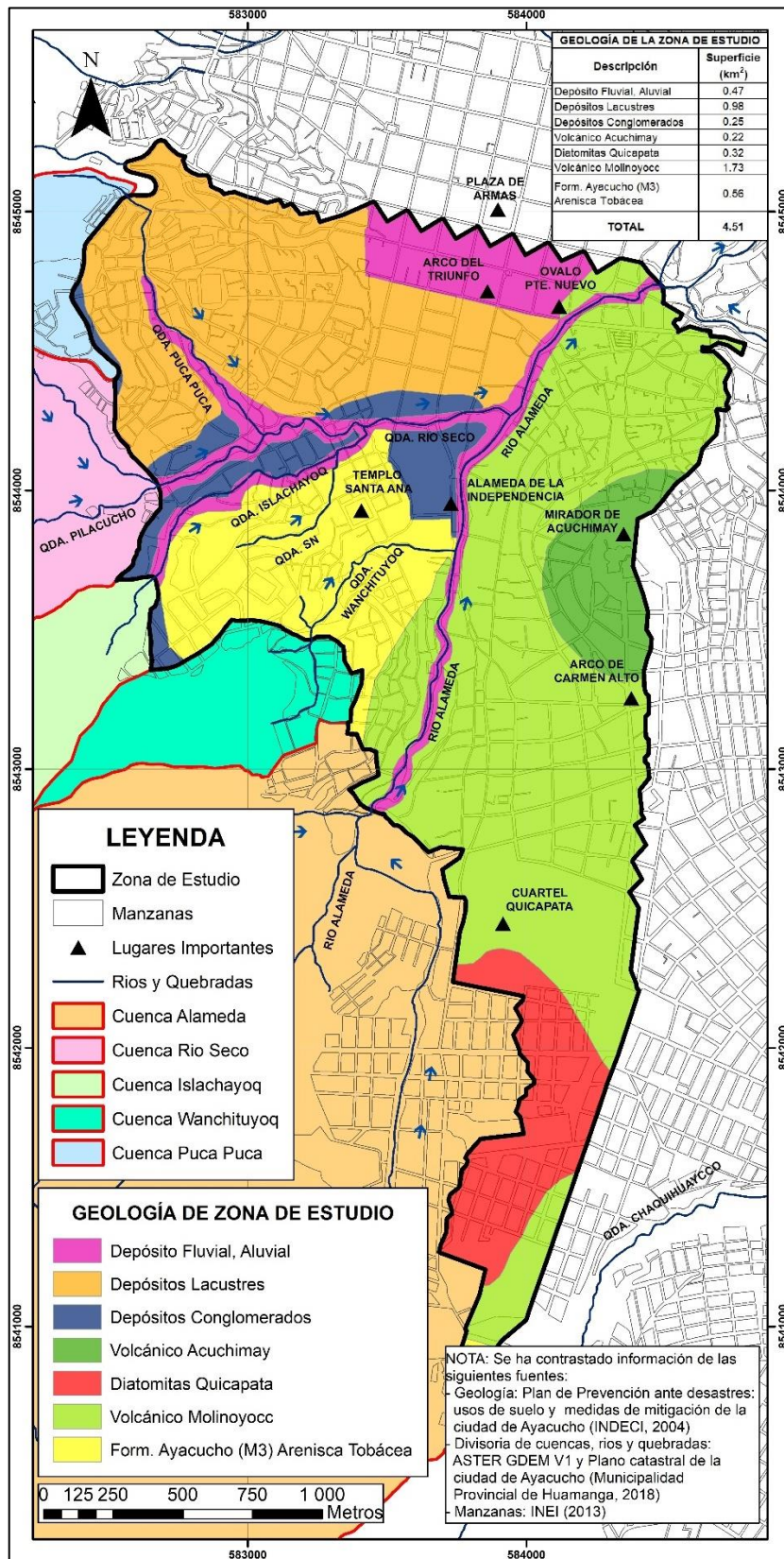


Figura 3.6 Mapa geológico de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.4 Geotecnia

En el estudio “Mapa de peligros de la ciudad de Ayacucho” desarrollado por INDECI (2004), se elaboró una zonificación geotécnica de la ciudad de Ayacucho que comprende la presencia de diez tipos de suelos en función de sus características geotécnicas; de los cuales, en la zona de estudio, se identifican los siguientes tipos de suelos, que se distribuyen como se muestra en la Figura 3.7.

- Suelo Tipo I: Se trata de una roca del tipo aglomerado volcánico, andesita Acuchimay y basalto de estructura vacuolar envuelta en una matriz de limo arenoso de baja plasticidad. Ubicada sobre terrenos de pendiente desde muy suave a fuerte (0 - 60°) con muy buena capacidad portante (mayor a 4 Kg/cm<sup>2</sup>), estable en laderas muy inclinadas, poco erosionable por acción hídrica, no agresivo al concreto y de baja amplificación sísmica. Este tipo de suelo se encuentra mayormente en los distritos de San Juan Bautista y Carmen Alto, en la margen derecha del río Alameda.
- Suelo Tipo III: Se trata de una grava limo arenosa por la mezcla de piedras subredondeadas de origen sedimentario antiguo y reciente, y limo arenosos de baja plasticidad. Ubicados sobre terrenos de pendiente muy suave (0 – 5°) con buena capacidad portante (1.5 – 2 Kg/cm<sup>2</sup>), poco estable en laderas muy inclinadas, media a alta erosionabilidad por acción hídrica, no agresivo al concreto y de media amplificación sísmica. Se encuentran mayormente en el distrito de Ayacucho.
- Suelo Tipo IV: Se trata de un limo orgánico de baja a alta plasticidad de consistencia libre, estable ante cambios en el contenido de humedad de origen lacustre. Se ubica, de forma muy consolidada, sobre terrenos de pendiente desde muy suave a suave (0 – 10°) con regular a buena capacidad portante (1 – 2 Kg/cm<sup>2</sup>), estable en laderas muy inclinadas, media erosionabilidad por acción hídrica, no agresivo al concreto y de media amplificación sísmica. Se encuentra en el distrito de Carmen Alto en los alrededores de la parte sur de la cantera de Diatomita Quicapata.
- Suelo Tipo V: Se trata de arena limosa formada por alteración de tobas, de compacidad media a suave (0 – 15°) con buena capacidad portante (1.5 - 2

Kg/cm<sup>2</sup>), estable en laderas muy inclinadas, media a alta erosionabilidad por acción hídrica, no agresivo al concreto y de media amplificación sísmica. Se encuentra mayormente en el distrito de Ayacucho en Barrios Altos, Yuracc Yuracc, Puca Cruz, Santa Ana y Andamarca, en la margen izquierda del río Alameda.

- Suelo Tipo VIII: Se trata de grava areno limosa bien graduada de origen sedimentario antiguo, de compacidad media a densa. Ubicado sobre terrenos de pendiente moderada (15 – 30°) con regular capacidad portante (1 – 1.5 Kg/cm<sup>2</sup>), inestable en laderas muy inclinadas, altamente erosionable por acción hídrica, no agresivo al concreto y de alta amplificación sísmica. Se encuentra mayormente en el distrito de Ayacucho a lo largo de las laderas medias a altas del cerro La Picota.
- Suelo Tipo IX: Se trata de un limo inorgánico de alta plasticidad, baja densidad y peso específico, susceptible a cambios de volumen por variación en el contenido de humedad, media compresibilidad. Ubicado sobre la cantera de diatomita Quicapata, de pendiente muy suave a suave (0 – 10°) con baja capacidad portante (1 Kg/cm<sup>2</sup>), inestable en laderas muy inclinadas, alta erosionabilidad y variación de volumen por acción hídrica, no agresivo al concreto y de media amplificación sísmica. Se encuentra únicamente en el área de emplazamiento de la cantera de diatomita Quicapata ubicada en el sur del distrito de Carmen Alto.

INGELAB (2021) desarrolló un estudio de mecánica de suelos para el estudio de nivel de perfil del proyecto: “Mejoramiento y ampliación de los servicios de agua potable y alcantarillado en 5 distritos de la provincia de Huamanga – departamento de Ayacucho”, donde se puede concluir que el tipo de suelo predominante en la zona de estudio es arena limosa (SM según clasificación SUCS) con una granulometría variada donde el porcentaje de arena supera el 50 % en la mayoría de las calicatas.

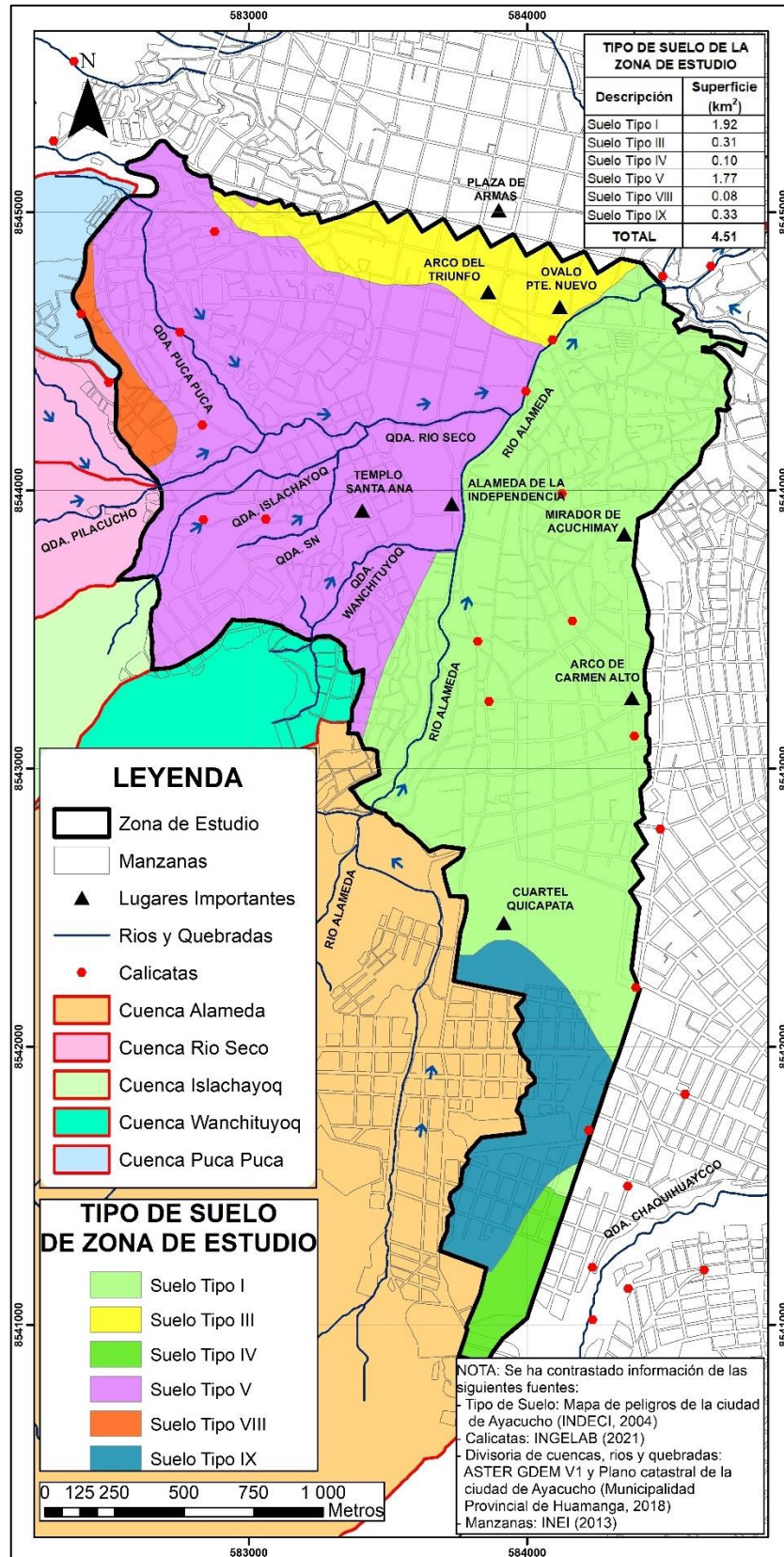


Figura 3.7 Mapa geotécnico de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.5 Geomorfología

Según el estudio geomorfológico desarrollado por INDECI (2004), se puede concluir que el río Alameda cruza por el centro y a lo largo de la zona de estudio, al mismo que van afluyendo quebradas como Río Seco y Wanchituyoq, el cual resulta ser un agente de erosión importante por la presencia de cobertura coluvio-aluvial fácilmente erosionable ante la presencia de fuertes precipitaciones. Ante esto se puede identificar las siguientes unidades geomorfológicas:

- **Unidad de Laderas:** En la zona de estudio se identifica la subunidad de laderas de pendiente pronunciada la cual corresponde a un relieve muy irregular, especialmente en la zona oeste, donde se halla dividida por una serie de quebradas. La pendiente de las laderas altas varía de 25 a 75°. Las laderas pronunciadas de esta subunidad no son convenientes para asentamientos urbanos, sin embargo, se han construido y se siguen construyendo muchas viviendas en estas zonas peligrosas.
- **Unidad de Ríos y/o Quebradas:** Las laderas de pendiente suave y pronunciada son cortadas por el río Alameda y sus quebradas afluentes que se pierden dentro del medio urbano de la ciudad, depositando material de arrastre en épocas de lluvias.

### 3.3.6 Uso de suelo y cobertura vegetal

Considerando el Mapa Nacional de Cobertura Vegetal desarrollado por el Ministerio del Ambiente (2015) e imágenes satelitales de Bing Maps, la zona de estudio presenta los siguientes tipos de cobertura vegetal:

- **Área urbana:** Corresponde a la zona urbana.
- **Matorral arbustivo:** Corresponde a un matorral arbustivo de piso medio y alto, por las condiciones subhúmedas debido a la precipitación.
- **Agricultura costera y andina:** Corresponde a todas las áreas donde se realiza actividad agropecuaria ya sea activas o en descanso.

En la Figura 3.8 se muestra la distribución de los tipos de cobertura vegetal en la zona de estudio.

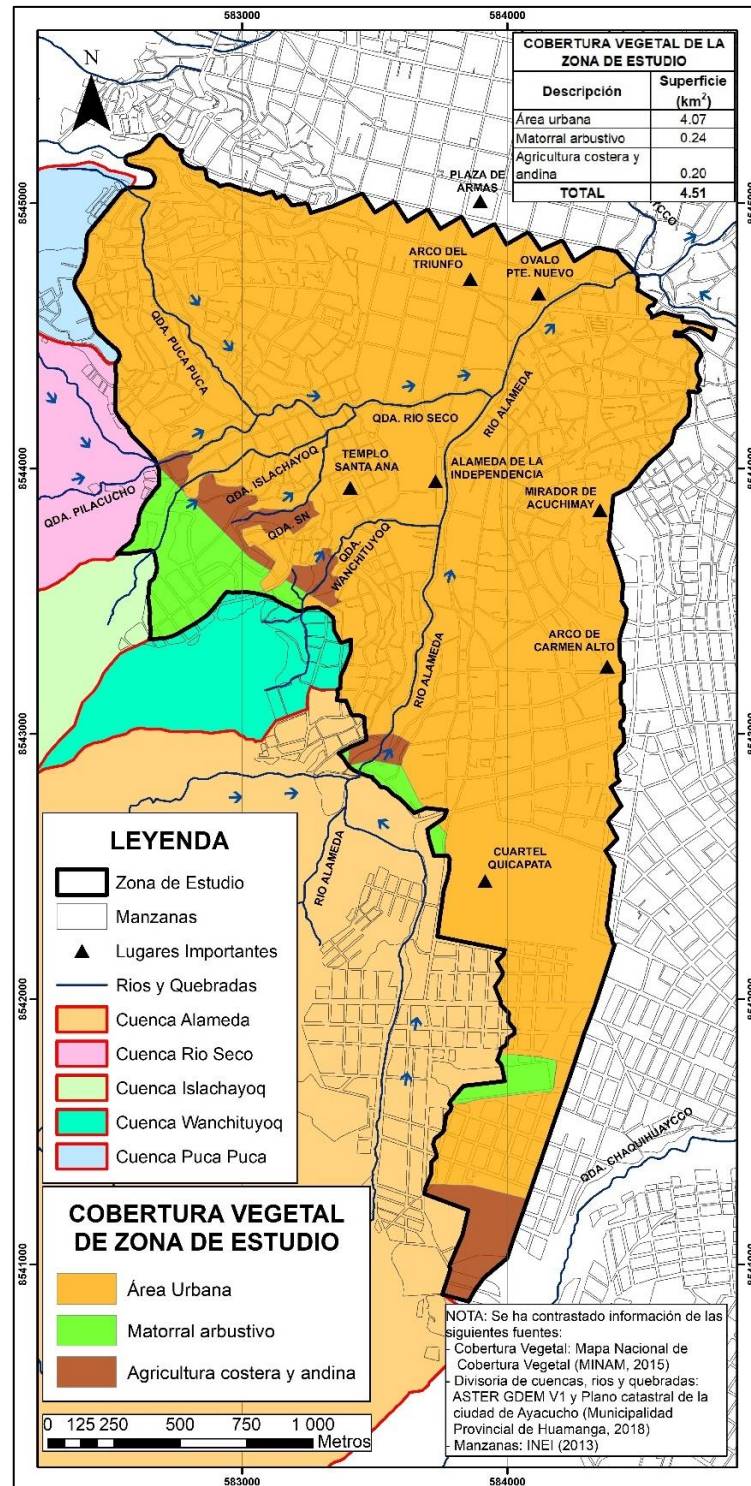


Figura 3.8 Mapa de cobertura vegetal de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.7 Topografía

La información topográfica fue proporcionada por la Municipalidad Provincial de Huamanga como parte del PMUS – Huamanga desarrollado por el Convenio UNI – GIZ (2020). A continuación, se indica los documentos que se utilizan en la presente tesis:

- Plano catastral 2018 de la ciudad de Ayacucho (con curvas de nivel cada 5 m), proporcionado por la Municipalidad Provincial de Huamanga. La información topográfica cubre la zona urbana, los ríos y quebradas.
- Expediente técnico del proyecto: “Construcción y mejoramiento del sistema de drenaje pluvial de la margen izquierda del río Alameda y el centro histórico de la ciudad de Ayacucho” (con curvas de nivel cada 1 m), proporcionado por la Municipalidad Provincial de Huamanga.
- Expediente técnico del proyecto: “Mejoramiento y creación del sistema de drenaje pluvial de la Av. Carmen Alto, Av. Perú y Jr. Cangalio del distrito de Carmen Alto – Huamanga - Ayacucho” (con curvas de nivel cada 1 m), proporcionado por el Consorcio Acuchimay, la empresa contratista que viene ejecutando el proyecto.
- Modelo digital del terreno de ASTER GDEM V1 de la zona correspondiente a la ciudad de Ayacucho.
- Imágenes satelitales de Bing Maps y Google Earth.

La Figura 3.9 muestra el mapa orográfico de la zona de estudio, donde se observa que la mayor elevación es 3036.610 msnm y la mínima es 2690.820 msnm. También se observa que la zona más urbanizada se ubica en la parte baja de la zona de estudio donde el río Alameda cruza por debajo de la ciudad después de recibir el aporte de la quebrada Río Seco. En la parte alta se observa el punto de ingreso del río Alameda y sus quebradas aportantes a la zona de estudio. Vale resaltar que la parte alta de la zona de estudio se encuentran en un proceso acelerado de urbanización.



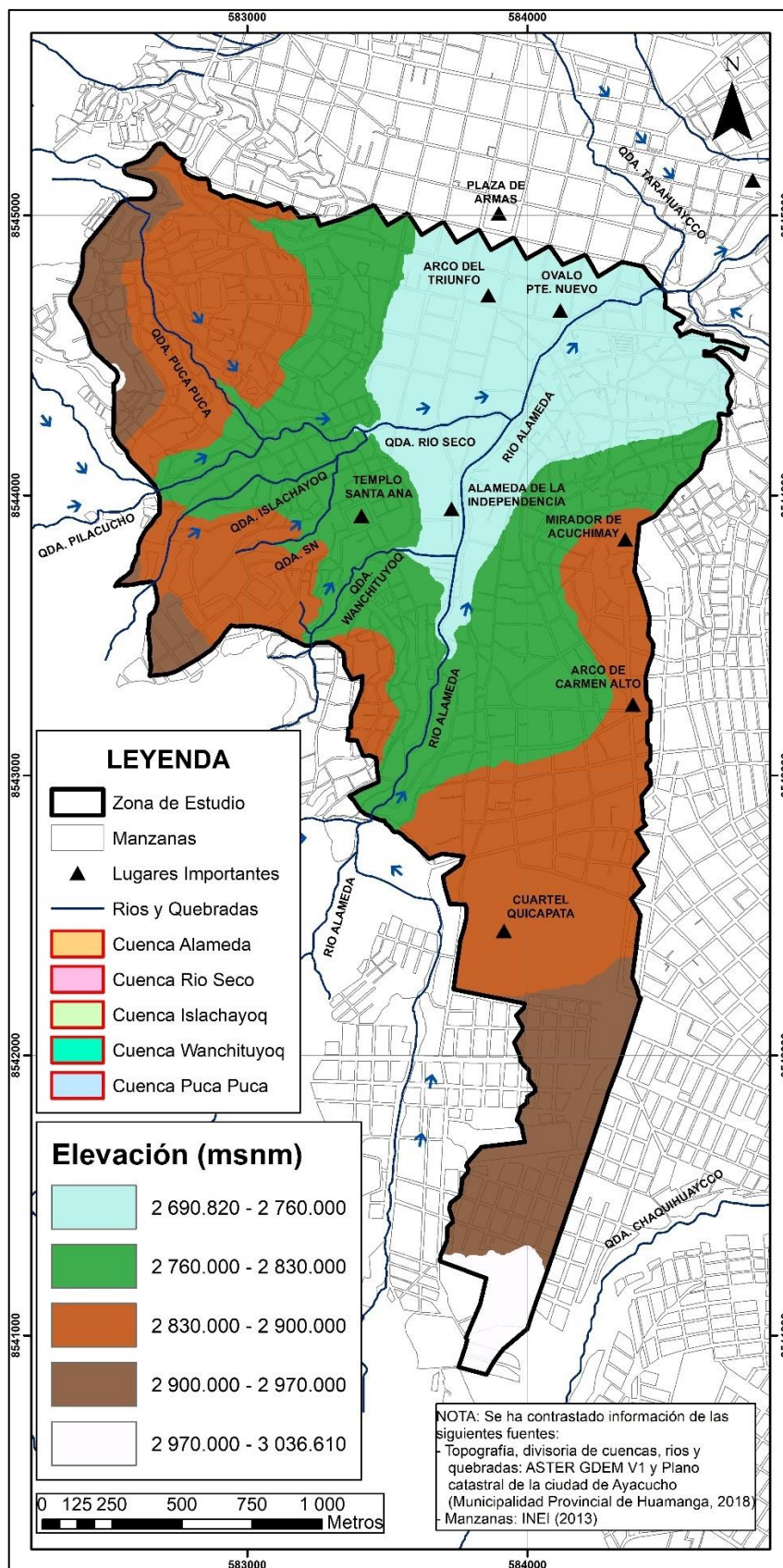


Figura 3.9 Mapa orográfico de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.8 Inspección de campo

Se realizó una inspección de campo (marzo del 2021) para analizar las marcas de agua en los puntos de interés que servirán para la calibración de los modelos. De la misma manera, se determinó las dimensiones faltantes de algunos colectores y se inspeccionó los sectores con mayor peligro de inundación debido al mal funcionamiento del sistema de drenaje actual.

Vale mencionar, que la información recolectada se complementó con la información de campo realizada en PMUS – Huamanga (en marzo del 2020) como parte del proyecto UNI – GIZ (2020).

Se han identificado los puntos de ingreso de las quebradas a la zona de estudio, observando que los cauces de las quebradas Río Seco, Islachayoq y Wanchituyoq son utilizadas como vías de transporte en dichos puntos, pese al inminente peligro. Además, todas las quebradas y el río Alameda cruzan la zona de estudio con un cauce angosto producto del gran crecimiento urbano. En la Figura 3.10 se muestra una vista del río Alameda.



Figura 3.10 Vista del río Alameda desde el puente ubicado en Calle SN (cerca a la Av. Andamarca)

Fuente: Fotografía propia (2021).

Las calles de la ciudad Ayacucho presentan una fuerte pendiente, sobre todo en el centro de la ciudad y las calles del sector urbano del cerro Acuchimay. Las principales estructuras de drenaje pluvial son sumideros, cunetas y alcantarillas,

que en su mayoría se encuentra en mal estado, sobre todo en la parte noreste de la zona de estudio previo a la unión del río Alameda con la quebrada Tarahuaycco, como se observa en la Figura 3.11.

Según los pobladores de la ciudad, uno de los sectores mas afectados por inundaciones es el óvalo Puente Nuevo, por lo cual la municipalidad ha implementado sumideros en la Av. San Lorenzo, metros antes de llegar al óvalo, en el segundo semestre del año 2020, lo cual será considerado en el análisis del presente trabajo de investigación. Dichos sumideros se observan en la Figura 3.12.

Para la fecha de la inspección de campo, se estaba construyendo un sistema de drenaje pluvial en la parte sur de la zona de estudio correspondiente al Jr. Cangallo, Av. Carmen Alto y Perú, que consiste en un conjunto de sumideros y alcantarillas rectangulares. Vale mencionar que dichos colectores son analizados en el presente trabajo de investigación. En la Figura 3.13 se muestra una fotografía del proceso constructivo de dichas estructuras.



Figura 3.11 Sumideros en el cruce del colector Francisco Pizarro y el colector Mario Ramos

Fuente: Fotografía propia (2021).



Figura 3.12 Sumidero en el colector San Lorenzo (antes de llegar al óvalo Puente Nuevo)

Fuente: Fotografía propia (2021).



Figura 3.13 Construcción de la alcantarilla en el colector Cangalio

Fuente: Fotografía propia (2021).

## CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN DEL DRENAJE ACTUAL

### 4.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

#### 4.1.1 Caracterización de las cuencas de cabecera

Las cuencas de cabecera de la zona de estudio son la cuenca Alameda, Río Seco, Puca Puca, Wanchituyoq e Islachayoq, por lo cual, se debe determinar sus parámetros físicos. Para delimitar las cuencas se utiliza los puntos de ingreso a la zona de estudio del río Alameda y sus quebradas afluentes.

Para modelar hidrológicamente la cuenca Alameda se delimita en 3 subcuencas denominadas subcuencas Alameda Alta, Alameda media y Alameda Baja; de la misma manera, la cuenca Río Seco se delimita en 2 subcuencas denominadas subcuencas Río Seco Norte y Río Seco Sur, teniendo en cuenta el colector de la Av. Los Libertadores y sus respectivas salidas que modifican el drenaje natural de la cuenca. La quebrada Puca Puca se delimita considerando el aporte del colector de la Av. Los Libertadores. Las Figuras 4.1 y 4.2 muestran las cuencas de cabecera de la zona de estudio.

El cálculo de los parámetros físicos de las cuencas de cabecera se encuentra explicado detalladamente en el ANEXO A.1.

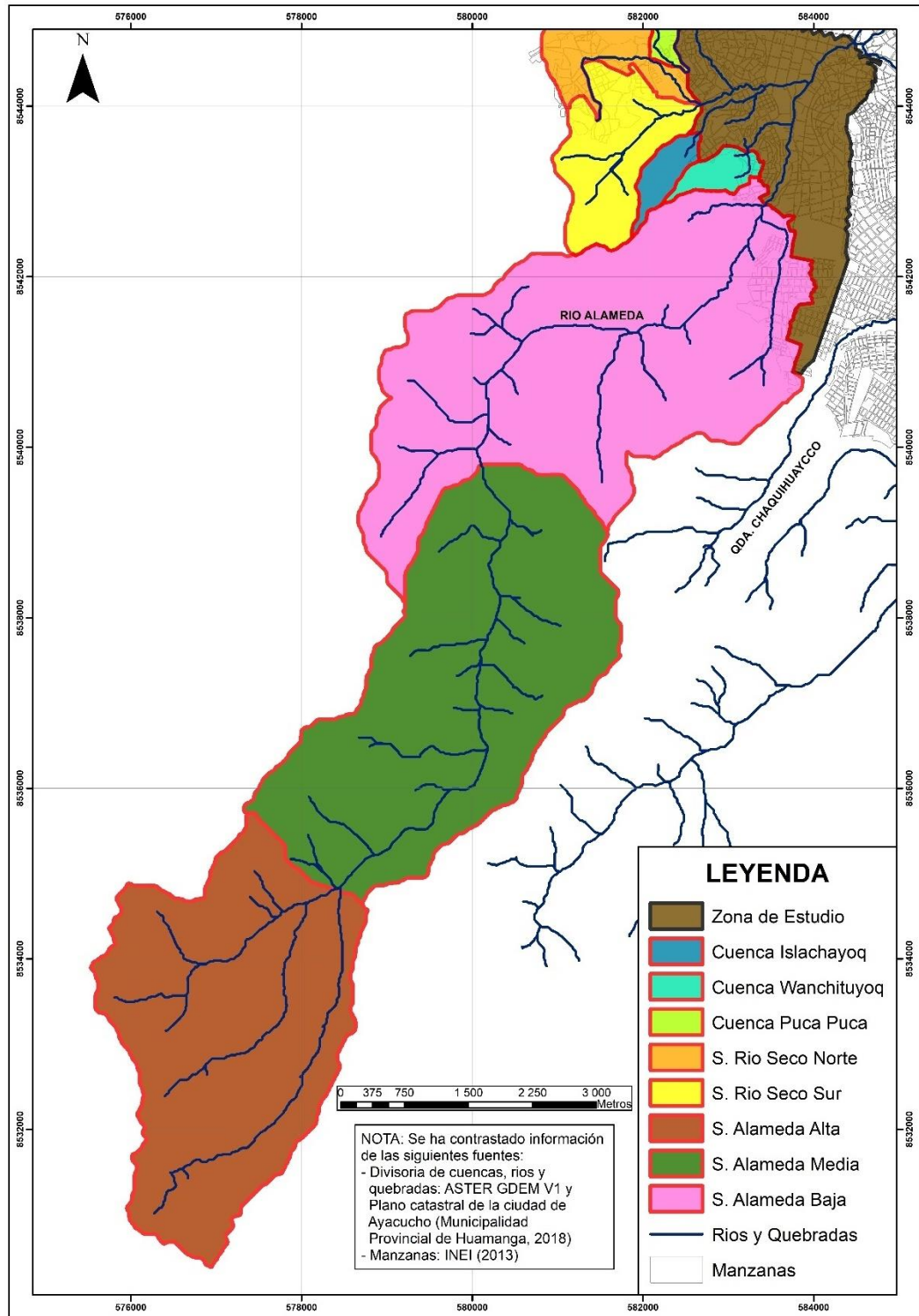


Figura 4.1 Cuenca de cabecera del río Alameda

Fuente: Elaboración propia

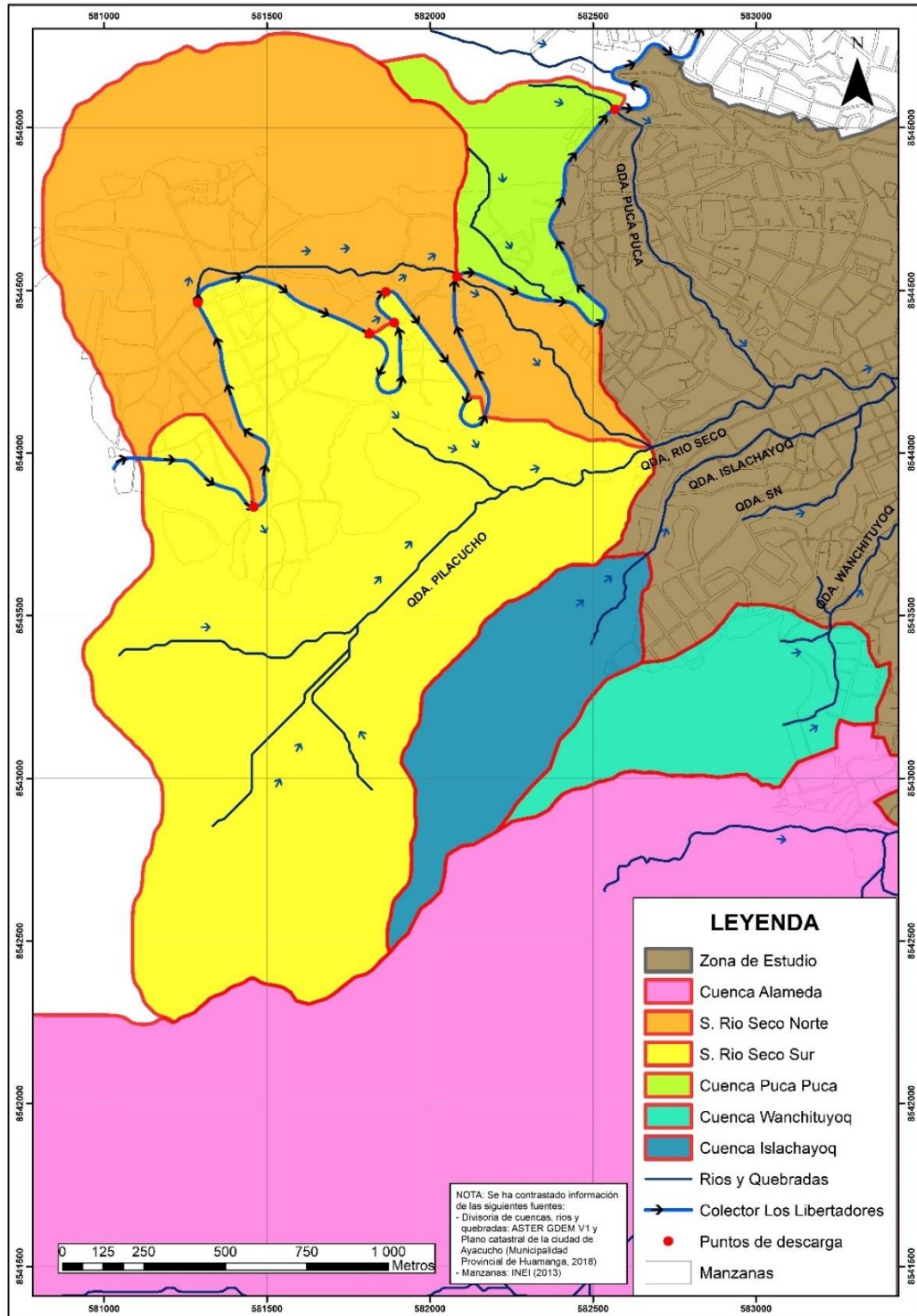


Figura 4.2 Cuencas de cabecera de las quebradas afluentes al río Alameda

Fuente: Elaboración propia

El Cuadro 4.1 muestra los parámetros físicos de las cuencas de cabecera. Teniendo en cuenta la interpretación de los parámetros físicos de Reyes et al. (2010) y la Figura 2.1, se concluye lo siguiente:

- La cuenca Alameda es alargada con baja susceptibilidad a avenidas, no provoca crecidas violentas y tiene un relieve fuertemente accidentado con valles profundos y altas planicies. Desde un punto de vista geológico, se encuentra en una fase de juventud, lo cual refleja un gran potencial erosivo.
- La cuenca Río Seco es alargada con baja susceptibilidad a avenidas, no provoca crecidas violentas y tiene un relieve accidentado con valles profundos, altas planicies y un alto porcentaje de urbanización en la subcuenca Norte que modifica el flujo natural del agua y la divisoria de cuencas. Desde un punto de vista geológico, se encuentra en una fase de madurez.
- La cuenca Puca Puca es alargada con baja susceptibilidad a avenidas, no provoca crecidas violentas y tiene un relieve escarpado, con valles extensos y cumbres empinadas donde existe urbanización que modifica el flujo natural del agua y la divisoria de cuencas. Desde un punto de vista geológico, se encuentra en una fase de vejez.
- La cuenca Wanchituyoq es alargada con baja susceptibilidad a avenidas, no provoca crecidas violentas y tiene un relieve fuertemente accidentado con valles extensos y cumbres empinadas. Desde un punto de vista geológico, se encuentra en una fase de vejez.
- La cuenca Islachayoq es alargada con baja susceptibilidad a avenidas, no provoca crecidas violentas y tiene un relieve muy fuertemente accidentado con valles extensos y cumbres empinadas. Desde un punto de vista geológico, se encuentra en una fase de vejez.



Cuadro 4.1 Parámetros físicos de las cuencas de cabecera

PARAMETROS FÍSICOS		CUENCA ALAMEDA			CUENCA RÍO SECO		CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
		S. Alameda Alta	S. Alameda Media	S. Alameda Baja	S. Río Seco Norte	S. Río Seco Sur			
Área de la cuenca (km <sup>2</sup> ):	A <sub>c</sub> =	10.18	11.66	13.22	1.28	2.10	0.25	0.39	0.40
Perímetro de la cuenca (km):	P <sub>c</sub> =	14.93	15.33	20.03	7.14	7.93	3.00	3.19	3.29
Índice de compacidad:	K <sub>c</sub> =	1.32	1.27	1.55	1.78	1.54	1.68	1.45	1.47
Factor de forma:	F <sub>f</sub> =	0.30	0.18	0.21	0.20	0.29	0.10	0.21	0.16
Pendiente media de la cuenca (m/m):	S <sub>m</sub> =	0.16	0.25	0.34	0.34	0.35	0.51	0.34	0.42
Elevación media de la cuenca (msnm):	H <sub>m</sub> =	3936.527	3673.816	3232.245	3123.146	3136.209	3037.140	2908.205	3057.320
Longitud del cauce principal (km):	L=	5.85	8.10	7.95	2.52	2.71	1.61	1.35	1.56
Pendiente del cauce principal (m/m):	S <sub>c1</sub> =	0.0398	0.0860	0.0966	0.1336	0.1759	0.2468	0.1793	0.2136
	S <sub>c11</sub> =	-	-	-	0.0571	-	0.1348	-	-
	S <sub>c12</sub> =	-	-	-	-	-	0.0565	-	-
Tiempo de concentración (h):	T <sub>c</sub> =	1.379	1.424	1.289	0.525	0.568	0.301	0.248	0.360

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.2 Análisis de la Información Pluviométrica

En la zona de estudio no se encontraron registros de estaciones pluviográficas que permitan determinar las curvas de intensidad - duración – frecuencia. Por tal motivo se determinó los parámetros de las curvas intensidad - duración usando las investigaciones del IILA-SENAMHI-UNI (1983).

Se recolectó toda la información pluviométrica histórica de Precipitación Máxima en 24 horas a escala mensual existente, proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). El Cuadro 4.2 muestra un resumen de dicha información y la Figura 4.3 muestra la ubicación de las estaciones pluviométricas.

Cuadro 4.2 Información pluviométrica utilizada

ESTACIONES	La Quinua	Huamanga	San Pedro de Cachi	Wayllapampa
ALTITUD (msnm)	3240	2761	2990	2470
LATITUD (S)	13° 3' 6"	13° 9' 1"	13° 5' 14.72"	13° 4' 36"
LONGITUD (W)	74° 8' 32"	74° 13' 1"	74° 23' 26.4"	74° 13' 1"
DEPARTAMENTO	Ayacucho	Ayacucho	Ayacucho	Ayacucho
CUENCA	Mantaro	Mantaro	Mantaro	Mantaro
AÑOS DE INF.	51	35	45	42

Fuente: Elaboración propia

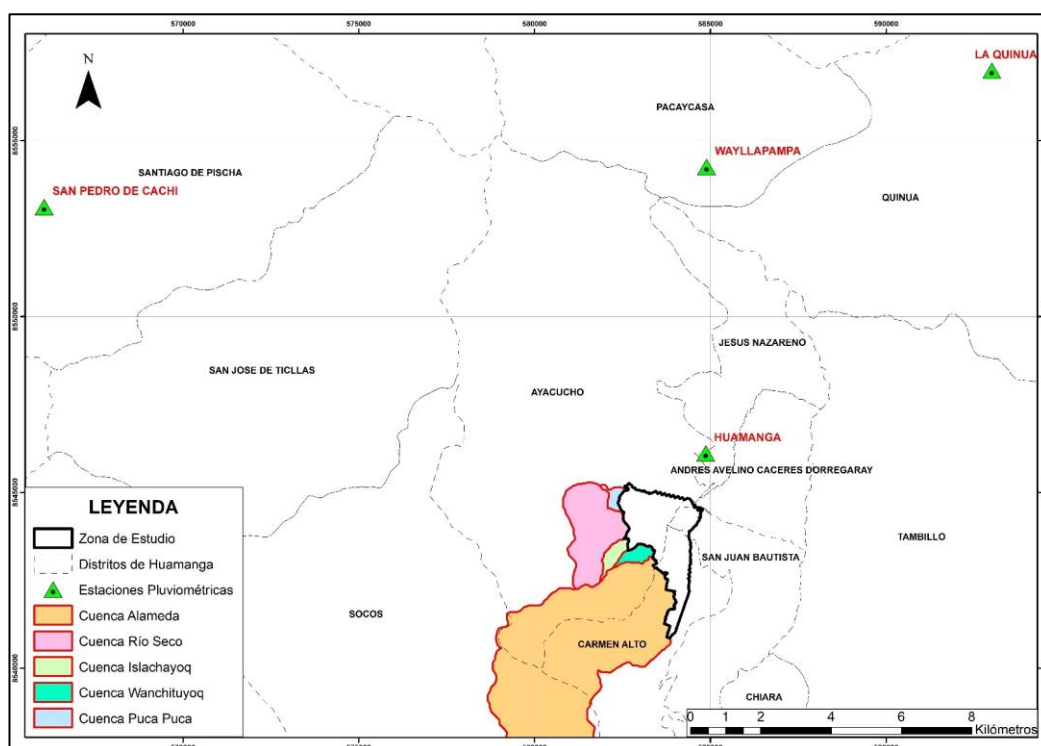


Figura 4.3 Mapa de ubicación de estaciones pluviométricas

Fuente: Elaboración propia

La información pluviométrica fue evaluada por un análisis de datos dudosos y tendencia en la media, que se detalla en el ANEXO A.2. En el caso del primer análisis, se concluyó que ninguna estación presenta datos dudosos; con respecto al segundo análisis, se concluyó que solo la estación San Pedro de Cachi presenta tendencia en la media, lo cual se soluciona con la eliminación del valor que provoca la tendencia. Los parámetros estadísticos de la información pluviométrica corregida se resumen en el Cuadro 4.3.

Cuadro 4.3 Parámetros estadísticos de la información pluviométrica corregida

PARÁMETROS ESTADÍSTICOS	ESTACIONES			
	La Quinua	Huamanga	San Pedro de Cachi	Wayllapampa
Máximo (mm)	55.8	48.0	47.5	60.8
Mínimo (mm)	16.2	16.8	15.0	12.5
Media (mm)	31.7	29.9	29.3	28.7
Desviación Estándar (mm)	7.4	8.9	8.1	9.5
Coefficiente de Asimetría	0.6041	0.5271	0.3525	1.0878

Fuente: Elaboración propia

Con la información corregida, se realiza la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov para identificar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos. El resumen de los resultados se muestra en el Cuadro 4.4.

Cuadro 4.4 Resultados de la prueba de bondad de ajuste

ESTACIÓN	VALOR CRÍTICO ( $\Delta_c$ )	1° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	2° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	3° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	FUNCIÓN DE DISTRIB. ELEGIDA
La Quinua	0.190	Pearson III	0.062	Log Normal	0.067	Log Pearson III	0.083	Log Normal
Huamanga	0.224	Gumbel	0.102	Log Pearson III	0.111	Log Normal	0.115	Log Normal
San Pedro de Cachi	0.205	Normal	0.064	Pearson III	0.081	Gumbel	0.106	Normal
Wayllapampa	0.210	Log Normal	0.063	Gumbel	0.066	Log Pearson III	0.067	Log Normal

Fuente: Elaboración propia

El proceso de análisis de frecuencia de las estaciones meteorológicas se explica con mayor detalle en el ANEXO A.3.

#### 4.1.3 Análisis de Regionalización

Del Cuadro 4.4 se puede concluir que regionalmente, la precipitación máxima en 24 horas en las cuencas de cabecera y la zona de estudio se ajustan a la función de distribución Log Normal; sin embargo, es necesario determinar las expresiones que permitan calcular los parámetros estadísticos de media y desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas.

Para obtener dichas expresiones, se realizó un análisis de regresión lineal entre la media y desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24

horas en función de la altitud de cada estación pluviométrica. Para ambos análisis, se obtuvo un coeficiente de correlación mayor a 0.9 tal como se explica en el ANEXO A.4. Las expresiones obtenidas son las siguientes:

$$M_{Log(P_{max24h})} = 6.13658 \times 10^{-5} \times H + 1.2852 \quad (4.1)$$

$$S_{Log(P_{max24h})} = -5.19396 \times 10^{-5} \times H + 0.2703 \quad (4.2)$$

Donde:

$M_{Log(P_{max24h})}$  es la media de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (en mm).

$S_{Log(P_{max24h})}$  es la desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (en mm).

H es la altitud (en msnm)

#### 4.1.4 Periodo de Retorno

Según el Artículo 11.1 de la norma CE. 040 (MVCS, 2021), el periodo de retorno de diseño se define según el tipo de obra o proyecto, así como la experiencia y criterio de quien diseña. La zona de estudio presenta un sistema de drenaje urbano mayor ya que evacua caudales que se presentan con poca frecuencia y utiliza las vías como canales de evacuación; por lo tanto, se considera adecuado considerar un periodo de retorno de 25 años para el análisis del drenaje actual y el diseño de las alternativas de mejoramiento.

El sistema de drenaje actual de la zona de estudio descarga el agua pluvial en los cauces de ríos y quebradas existentes, por lo tanto, es necesario estimar el nivel de agua en dichos cauces cuando eso suceda (para la calibración de los modelos y la posterior evaluación del sistema). Para lo cual, se hace uso del Cuadro 2.5, donde, a partir de la relación de áreas entre la cuenca de cabecera y la cuenca urbana de cada quebrada, se determina, conservadoramente, un periodo de retorno de 25 años del flujo que circula en el cauce del río Alameda y las quebradas afluentes, cuando el sistema de drenaje descargue en ellos un caudal del mismo periodo de retorno.

De igual manera, para evaluar el peligro de desbordamiento en ríos y quebradas, se estima un periodo de retorno de 100 años, considerando un riesgo admisible de 0.25 y una vida útil de 30 años de las estructuras de encauzamiento existentes. Esta consideración se debe a que muchas de las estructuras existentes de drenaje y encauzamiento fueron construidos por el Ejército Peruano y no se desarrollaron expedientes técnicos; razón por la cual, no se cuenta con un periodo de retorno de diseño de las estructuras de encauzamiento (Fuente: Comunicación verbal con representantes de la Municipalidad Provincial de Huamanga dentro del desarrollo del PMUS – Huamanga, 2020)

Consultando el Cuadro 2.6, se determina que el sistema de drenaje descarga un flujo de periodo de retorno de 100 años cuando el cauce del río Alameda y las quebradas afluentes transporten un flujo del mismo periodo de retorno. Lo anterior se resume en el Cuadro 4.5.

Cuadro 4.5 Periodo de retorno del caudal que transporta los cauces de las quebradas para evaluación del sistema actual y peligro de desbordamiento

	RÍO ALAMEDA	QUEBRADA RÍO SECO	QUEBRADA PUCA PUCA	QUEBRADA WANCHITUYOQ	QUEBRADA ISLACHAYOQ
ÁREA DE CUENCA CABECERA (km <sup>2</sup> )	35.06	3.38	0.25	0.39	0.40
ÁREA DE CUENCA URBANA (km <sup>2</sup> )	4.51	1.23	0.23	0.20	0.31
RELACIÓN DE ÁREAS	7.8	2.8	1.1	1.9	1.3
PERIODO DE RETORNO PARA EVALUACIÓN DE SISTEMA DE DRENAJE ACTUAL (AÑOS)	25	25	25	25	25
PERIODO DE RETORNO PARA EVALUACIÓN DE PELIGRO DE DESBORDAMIENTO EN RÍOS Y QUEBRADAS (AÑOS)	100	100	100	100	100

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.5 Hietograma de Diseño

En la sección 4.1.2 se detalla el análisis de la información pluviométrica utilizada que consiste en registros de más de 35 años de precipitaciones máximas en 24 horas. En la sección 4.1.3 se explica el proceso de regionalización que permite obtener valores representativos del promedio y la desviación típica de las precipitaciones máximas en 24 horas para cada una de las cuencas de interés en función de su altitud media de la cuenca. Se obtuvo las expresiones (4.1) y (4.2)

en función de la elevación media de las cuencas de cabecera y la zona de estudio, para obtener la precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno en cada subcuenca.

Dado que no existen registros de estaciones pluviográficas, se utilizó los resultados del método IILA – SENAMHI –UNI para determinar las intensidades de diseño como se detalla en el ANEXO A.5. Después de determinar las precipitaciones máximas en 24 horas, correspondientes a cada periodo de retorno, para cada subcuenca de interés, se utilizó las expresiones (2.42) y (2.43) definidos por el método IILA – SENAMHI –UNI para una duración de la lluvia neta de 15 horas, el exponente  $n$  y el parámetro  $b$  de acuerdo a la Subzona pluviométrica correspondiente. Con dichos resultados se determinó las curvas de intensidad-duración-frecuencia actualizados.

Usando el método de los bloques alternos se determinó los hietogramas de lluvia, como se explica detalladamente en el ANEXO A.5.

## 4.2 ESTUDIO DE DRENAJE URBANO

### 4.2.1 Descripción del Sistema de Drenaje Actual

Con la información topográfica, la inspección de campo y la información proporcionada por la Municipalidad Provincial de Huamanga y el PMUS – Huamanga, se delimita las cuencas urbanas y colectores de la zona de estudio, así mismo, se ubica los sumideros y estructuras de descarga de los colectores. Con el objetivo de evaluar el sistema de drenaje actual y calibrar el modelo en SWMM, y teniendo en cuenta la delimitación de las cuencas urbanas y colectores, la zona de estudio se divide en nueve sectores. Los primeros ocho (S1 al S8) conforman sistemas de drenaje que tienen un punto de descarga final, mientras que el último (SD) corresponde a áreas aisladas que no tienen drenaje. Considerando lo anterior se construye el sistema de drenaje pluvial de la zona de estudio. Para mejor visualización de los mapas de flujo pluvial se divide la zona de estudio en 4 partes, tal como se muestra en la Figura 4.4. Las ampliaciones de dichas partes se muestran en las Figuras 4.5, 4.6, 4.7 y 4.8.

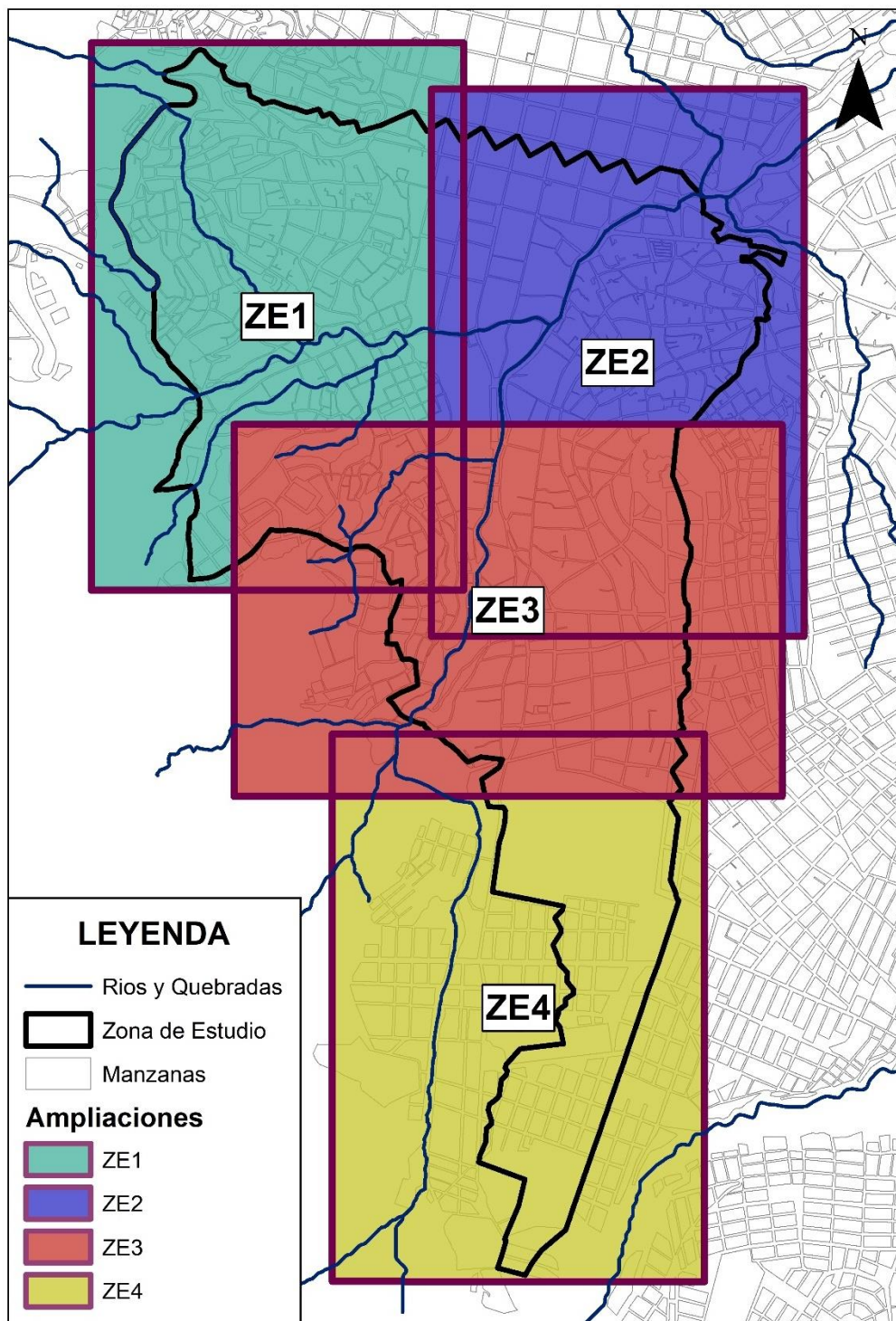


Figura 4.4 División de la zona de estudio para visualización de mapas

Fuente: Elaboración propia

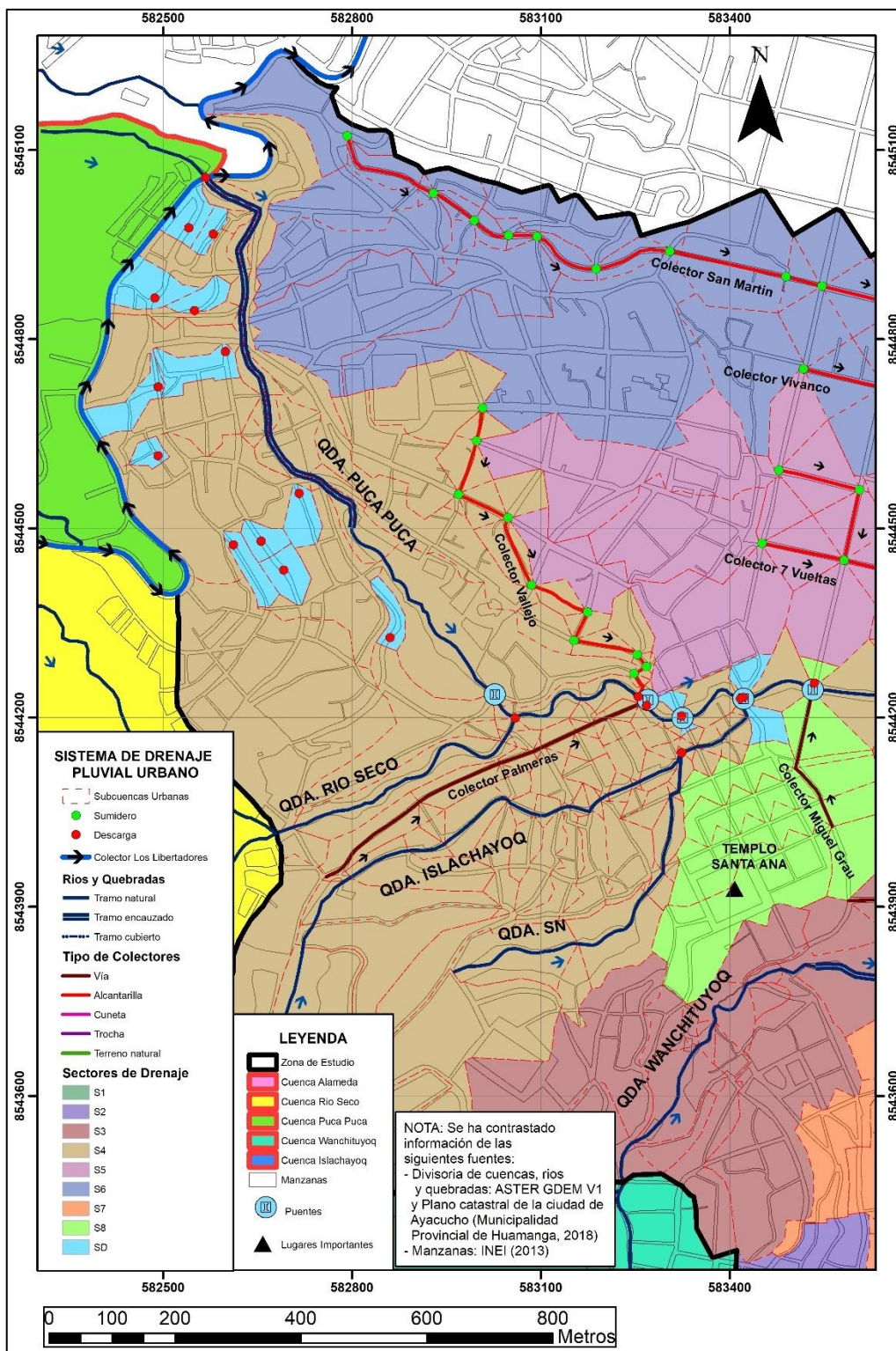


Figura 4.5 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE1)

Fuente: Elaboración propia



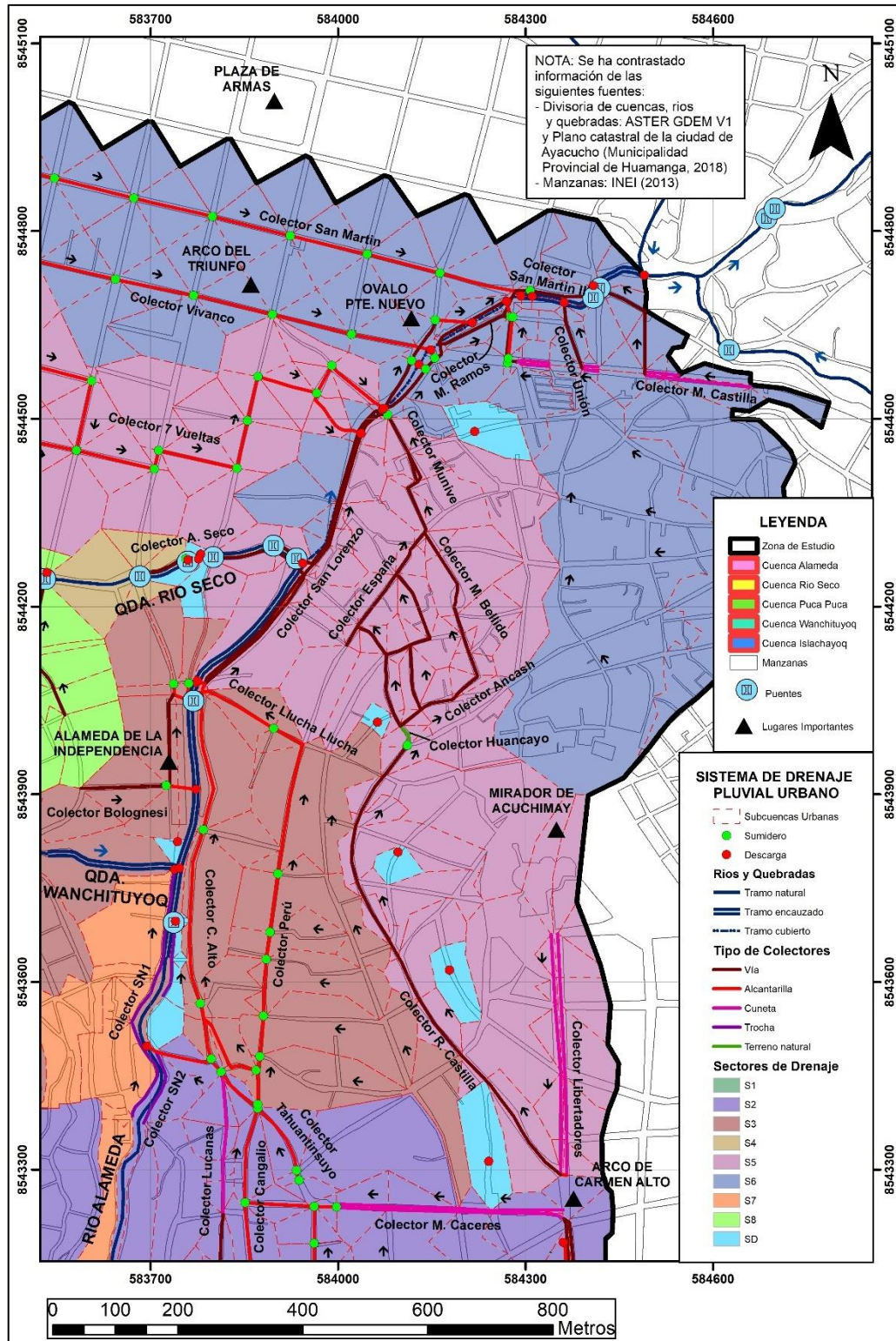


Figura 4.6 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE2)

Fuente: Elaboración propia

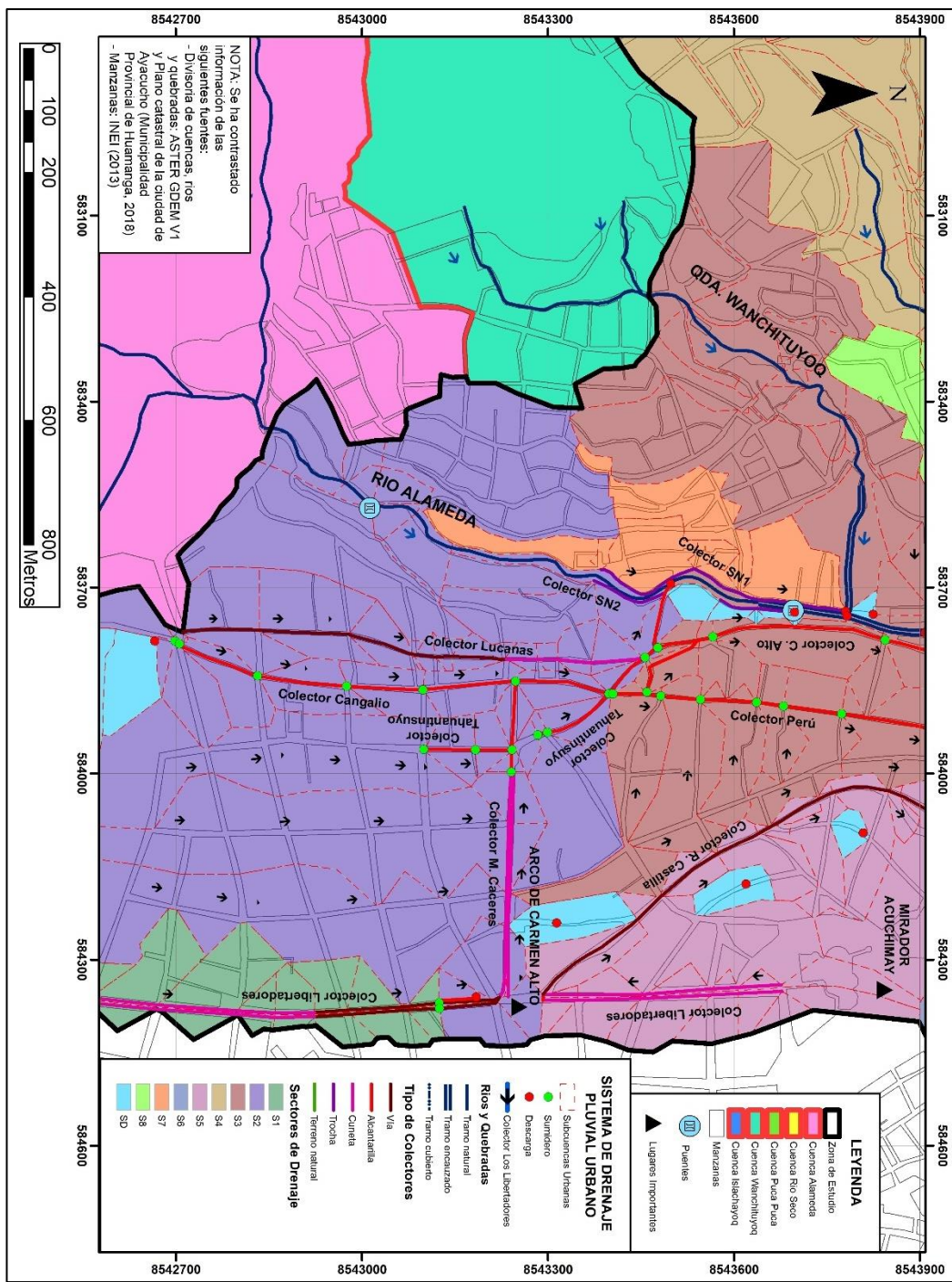


Figura 4.7 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE3)

Fuente: Elaboración propia

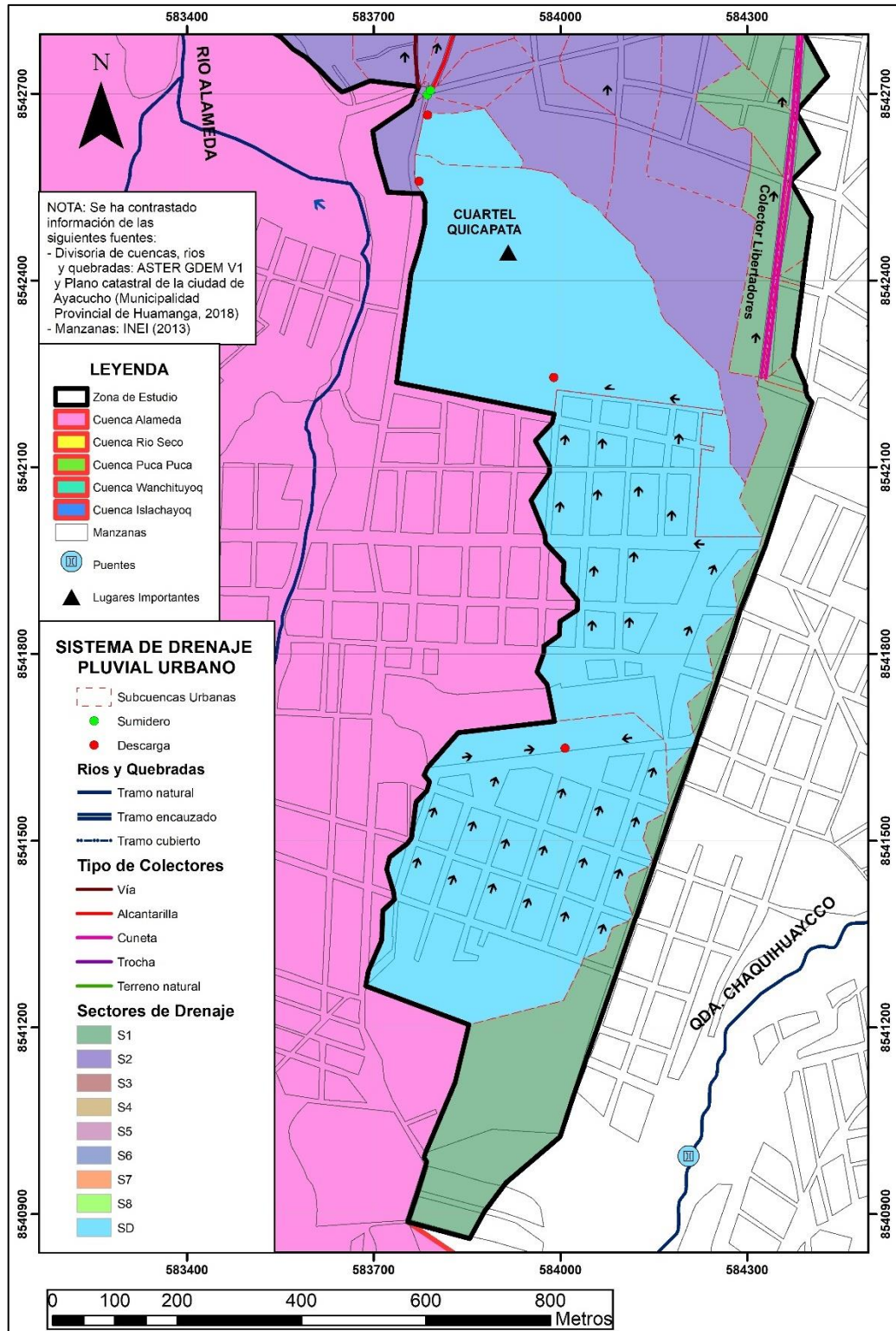


Figura 4.8 Mapa de flujo pluvial de zona de estudio (Ampliación ZE4)

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en las figuras anteriores, el sistema de drenaje pluvial de la zona de estudio es bisectada por el río Alameda.

El Sector 1 (S1) comprende únicamente al colector Libertadores y descarga en un área verde ubicada en el cruce de la Av. Los Libertadores con Jr. Huancavelica

El Sector 2 (S2) comprende a los colectores Cangallo, Mariscal Cáceres, Tahuantinsuyo, Lucanas, SN2 y el Río Alameda, que funciona como colector natural de los áreas sub urbanas de ambos márgenes. A la fecha, los tres primeros colectores se están construyendo como parte del proyecto “Mejoramiento y creación del sistema drenaje pluvial de la Av. Carmen Alto, Av. Perú y Jr. Cangallo, Distrito De Carmen Alto – Huamanga – Ayacucho”. Este sector descarga en el río Alameda.

El Sector 3 (S3) comprende a los colectores Carmen Alto, Perú, Llucha Llucha, (que se están construyendo como parte del proyecto mencionado en el párrafo anterior), Bolognesi, 28 de Julio y la quebrada Wanchituyoq, que funciona como colector natural del área izquierda del sector. El cuerpo receptor de todo el sector es el río Alameda.

El Sector 4 (S4) comprende a los colectores Vallejo, Palmeras, Arroyo Seco y las quebradas Río Seco, Puca Puca, Islachayoq y SN. A la fecha, el colector Vallejo no se ha construido, pero está considerado como parte del Proyecto “Construcción y mejoramiento del sistema de drenaje pluvial de la margen izquierda del río Alameda y el centro histórico de la ciudad de Ayacucho”. El colector receptor del sector es la quebrada Río Seco.

El Sector 5 (S5) comprende a los colectores Libertadores, Ramon Castilla, España, M. Bellido, Huancayo, Los Amantes, San Juan, Munive, San Lorenzo, Arroyo Seco y 7 vueltas. Este sector descarga en el río Alameda, antes de llegar al óvalo Puente Nuevo.

El Sector 6 (S6) comprende a los colectores San Martin, Vivanco, Sol, Unión, Francisco Pizarro, José Carlos Mariátegui y Mariscal Castilla. Dichos colectores reciben la escorrentía generada en las subcuencas urbanas ubicadas en el cerro Acuchimay. Este sector descarga en el río Alameda.

El Sector 7 (S7) comprende únicamente al colector SN1 el cual no descarga en un cuerpo receptor porque existe una interferencia con la alcantarilla de salida de la quebrada Wanchituyoq, la cual bloquea el flujo normal del colector SN1.

El Sector 8 (S8) comprende a los colectores Miguel Astete y Miguel Grau el cual no cuenta con estructura de descarga a la quebrada Río Seco.

El Sector sin drenaje (SD) son subcuencas aisladas que no se conectan o drenan a un colector y están distribuidos a lo largo de la zona de estudio.

#### 4.2.2 Metodología de Modelamiento

Para el modelamiento hidrológico de las cuencas de cabecera de las quebradas se utilizó el modelo HEC-HMS y para el modelamiento hidráulico e hidrológico del sistema de drenaje pluvial urbano actual y mejorado se utilizó el modelo SWMM. Este último incluye el modelamiento hidrológico de las subcuencas urbanas y el modelamiento hidráulico de ríos, quebradas y colectores pluviales en el interior de la ciudad. El caudal máximo del hidrograma de salida de las cuencas de cabecera obtenido con el HEC-HMS ingresó como caudal de entrada en las quebradas.

No se utilizó el modelo HEC-RAS para el análisis hidráulico de las quebradas debido a que la información topográfica en el cauce de ríos y quebradas no es suficientemente precisa para realizar un modelamiento hidráulico. Sin embargo, se realizó mediciones de campo en todos los puntos requeridos para el modelamiento con SWMM para tener los niveles de referencia necesarios; sin embargo, los resultados obtenidos del análisis hidráulico de las quebradas se consideran preliminares.

Previo a evaluar el sistema de drenaje actual y las alternativas de mejoramiento, se debe contar con el modelo HEC-HMS y SWMM calibrados, para lo cual, se realiza lo siguiente:

- Primero se debe construir el modelo hidrológico de las cuencas de cabecera en HEC-HMS y el modelo hidrológico e hidráulico del sistema de drenaje pluvial en SWMM.

- Se determina el periodo de calibración de los modelos, el cual se estima a partir de las marcas de agua e información de los pobladores. Esto se explica a mayor detalle en la sección 4.2.4.
- Se realiza un primer modelamiento hidrológico de las cuencas de cabecera en HEC-HMS, ingresando el hietograma correspondiente al periodo de calibración, obteniéndose caudales picos sin calibrar. Dichos caudales se ingresan en el modelo SWMM para obtener los tirantes sin calibrar en las secciones de ingreso de las quebradas a la zona de estudio.
- Dichos tirantes sin calibrar se contrastan con los tirantes reales para proceder a estimar los caudales picos calibrados que generan dichos tirantes reales, para lo cual se utiliza el modelo SWMM. Es importante mencionar, que en esta etapa de calibración del modelo en HEC-HMS, se utiliza el SWMM para realizar los cálculos hidráulicos y obtener tirantes en secciones irregulares.
- Con los caudales picos calibrados, se procede a calibrar los parámetros del modelo hidrológico de las cuencas de cabecera en HEC-HMS. Con esto, el modelo HEC-HMS estaría calibrado y se puede evaluar resultados para diferentes periodos de retorno.
- Se continua con la calibración del modelo SWMM, para lo cual se contrasta los tirantes reales y los tirantes obtenidos del modelo en los nodos de descarga de los sectores de drenaje. Esto permite calibrar los parámetros del modelo a fin de que generen resultados concordantes. Con esto, el modelo SWMM estaría calibrado y se puede evaluar resultados para diferentes periodos de retorno. Vale mencionar que en esta etapa ya se ha considerado el caudal pico calibrado en las secciones de ingreso de las quebradas.

Con ambos modelos calibrados se definen 7 escenarios de evaluación en el modelo SWMM que se explican a continuación:

- 1º Escenario: Se evalúa el sistema de drenaje pluvial actual para un periodo de retorno de 25 años; con el objetivo de evaluar el funcionamiento hidráulico de los colectores y estimar el grado de peligro al deslizamiento y vuelco en calles; y peligro de colapso de las alcantarillas (no se evalúa quebradas).
- 2º Escenario: Se evalúa el sistema de drenaje pluvial actual para un periodo de retorno de 100 años; con el objetivo de evaluar el peligro de desbordamiento del río Alameda y sus quebradas afluentes.

- 3º Escenario: Corresponde a un mejoramiento del sistema de drenaje actual mediante soluciones convencionales que se evalúan para un periodo de retorno de 25 años. Este mejoramiento se aplica en sectores donde no es posible implementar soluciones sostenibles.
- 4º Escenario: Corresponde a un mejoramiento en quebradas mediante estructuras de encauzamiento que se evalúan para un periodo de retorno de 100 años. Sumando el mejoramiento previo del 3º Escenario, se obtiene un modelo del sistema de drenaje pluvial mejorado previamente.
- 5º Escenario: Corresponde al sistema de drenaje pluvial mejorado previamente más la solución de SUDS en las cuencas urbanas donde solo es posible incorporar una única solución sostenible; es decir, no hay posibilidad de elegir entre 2 o más alternativas. Se evalúa para un periodo de retorno de 25 años.
- 6º Escenario: Corresponde al sistema de drenaje pluvial mejorado resultante del 5º escenario más la Alternativa N° 1 de SUDS en las cuencas urbanas correspondientes. Se evalúa para un periodo de retorno de 25 años.
- 7º Escenario: Corresponde al sistema de drenaje pluvial mejorado resultante del 5º escenario más la Alternativa N° 2 de SUDS en las cuencas urbanas correspondientes. Se evalúa para un periodo de retorno de 25 años.

Dichos escenarios también se resumen en el Cuadro 4.6. En este capítulo se desarrolla los dos primeros escenarios y el resto se desarrolla en el siguiente capítulo.

Cuadro 4.6 Escenarios de evaluación en SWMM del sistema de drenaje pluvial urbano

ESCENARIO	DESCRIPCIÓN	PERIODO DE RETORNO
1º	Sistema de drenaje pluvial actual	25 años
2º	Sistema de drenaje pluvial actual (Quebradas)	100 años
3º	Sistema de drenaje pluvial mejorado	25 años
4º	3º Escenario + Mejoramiento en quebradas	100 años
5º	4º Escenario + Única solución de SUDS	25 años
6º	5º Escenario + Alternativa N° 1 de SUDS	25 años
7º	5º Escenario + Alternativa N° 2 de SUDS	25 años

Fuente: Elaboración propia

### 4.2.3 Construcción del Modelo HEC-HMS

Con el objetivo de obtener los caudales máximos en las quebradas que cruzan la zona de estudio, se construye un modelo en HEC – HMS de las cuencas de cabecera. Los parámetros estimados de las cuencas de cabecera se resumen en el Cuadro 4.7. El cálculo de dichos parámetros se detalla en el ANEXO A.6.



Figura 4.9 Modelo de cuencas de cabecera en HEC-HMS

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.7 Parámetros de las cuencas de cabecera en el modelo HEC-HMS

CUENCAS DE CABECERA		Tiempo de retardo (min): $t_p$	Número de curva para AMC III: CN (III)	Abstracción inicial (mm): $I_a$
CUENCA ALAMEDA	S. Alameda Alta	49.64	88.71	6.47
	S. Alameda Media	51.26	89.35	6.05
	S. Alameda Baja	46.41	86.64	7.83
CUENCA RÍO SECO	S. Río Seco Norte	18.88	84.96	8.99
	S. Río Seco Sur	20.43	85.82	8.39
CUENCA PUCA PUCA		10.85	82.05	11.11
CUENCA WANCHITUYOQ		8.92	81.70	11.38
CUENCA ISLACHAYOQ		12.94	81.70	11.38

Fuente: Elaboración propia



Para el cálculo del número de Curva representativo para cada subcuenca de cabecera se utilizó la metodología planteada por la Autoridad Nacional del Agua (2015) para la generación del Mapa Temático de Curva Numero.

#### 4.2.4 Calibración del Modelo HEC-HMS

Para calibrar el modelo HEC-HMS, es necesario estimar los caudales pico calibrados que generan los tirantes reales (correspondientes a las marcas de agua) en las secciones de ingreso de las quebradas a la zona de estudio. Para lo cual, se debe determinar el periodo de retorno de calibración correspondiente a dichos caudales pico.

La información de los pobladores coincide, en mayoría, que los tirantes reales (correspondientes a las marcas de agua) se alcanzaron en los meses de enero a marzo del año 2001. Considerando solo a la estación pluviométrica Huamanga, por ser la menos distante a la zona de estudio, se observa que la precipitación máxima en 24 horas del año 2001 ( $P_{24_{2001}}$ ) se aproxima a la precipitación máxima anual en 24 horas para un periodo de retorno de 10 años ( $P_{\max T=10 \text{ años}}$ ), tal como se observa en el Cuadro 4.8. Por lo tanto, se considera un periodo de calibración de 10 años.

Cuadro 4.8 Comparación de precipitaciones en la estación Huamanga

ESTACIÓN	$P_{24_{2001}}$ (mm)	$P_{\max T=10 \text{ años}}$ (mm)
Huamanga	39.0	41.5

Fuente: Elaboración propia

Se realiza un primer modelamiento en HEC-HMS, ingresando los hietogramas de las cuencas de cabecera correspondientes a un periodo de retorno de 10 años, obteniéndose caudales picos sin calibrar. Dichos caudales se ingresan en el modelo SWMM para obtener los tirantes sin calibrar en las secciones de ingreso de las quebradas a la zona de estudio. Dichas secciones definidas en el modelo SWMM se observan en la Figura 4.10 y fotografías de estas en la Figura 4.11.

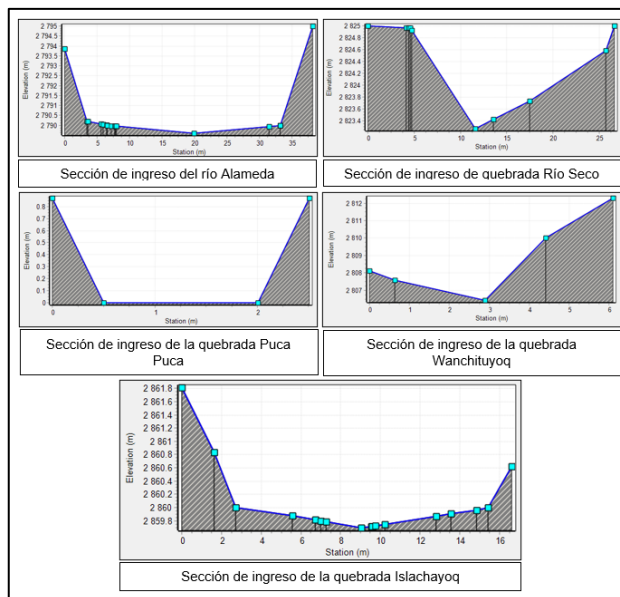


Figura 4.10 Secciones de ingreso a la zona de estudio del río Alameda y las quebradas afluentes

Fuente: Elaboración propia



Figura 4.11 Fotografías de secciones de ingreso a la zona de estudio del río Alameda y las quebradas afluentes

Fuente: Fotografías propias

Contrastando los tirantes sin calibrar con los tirantes reales (correspondientes a las marcas de agua), se procede a estimar los caudales pico calibrados que generan dichos tirantes reales, para lo cual se hace uso, nuevamente, del modelo SWMM. Vale mencionar que en esta etapa de calibración del modelo HEC-HMS, solo se utiliza el modelo SWMM para realizar los cálculos hidráulicos y obtener tirantes en secciones irregulares. Lo anterior se resume en el Cuadro 4.9.

Cuadro 4.9 Estimación de caudal pico calibrado de quebradas

PARÁMETROS	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
T (AÑOS)	10	10	10	10	10
TIRANTE REAL (m)	1.0	0.8	0.1	0.5	0.2
CAUDAL PICO SIN CALIBRAR 1º MODELAMIENTO HEC-HMS (m³/s)	62.59	12.00	0.78	1.10	1.12
TIRANTE SIN CALIBRAR (m)	1.1	0.6	0.07	0.45	0.16
CAUDAL PICO CALIBRADO (m³/s)	57.95	25.66	1.28	1.41	1.89
TIRANTE CALIBRADO (m)	1.0	0.8	0.1	0.5	0.19

Fuente: Elaboración propia

Con los caudales pico calibrados se procede a calibrar los parámetros del modelo hidrológico de las cuencas de cabecera en HEC-HMS. Esto se realiza principalmente variando, de forma progresiva, el número de curva de las cuencas de cabecera (debido a que es el parámetro más sensible) hasta aproximarse a los caudales picos calibrados. Los parámetros calibrados se muestran en el Cuadro 4.10.

Tal como se observa en el Cuadro 4.10, las abstracciones iniciales de las subcuencas Alameda Alta y Media son similares, no así de la subcuenca Alameda Baja, lo cual se atribuye a su mayor capacidad de infiltración, debido a que presentan mayor superficie permeable. Esto se evidencia por la mayor presencia de áreas de cultivo y matorral arbustivo en dicha subcuenca, las cuales tienen una mayor capacidad de filtración.

Con el modelo calibrado, se determina los caudales pico para periodos de retorno de 25 y 100 años que se utilizan para la evaluación de los distintos escenarios. Dichos caudales se muestran en el Cuadro 4.11.

Los hidrogramas obtenidos se muestran en el ANEXO A.8 y A.9.

Cuadro 4.10 Parámetros calibrados de las cuencas de cabecera en el modelo HEC-HMS

CUENCAS DE CABECERA		Tiempo de retardo (min): $t_p$	Número de curva para AMC III: <b>CN (III)</b>	Abstracción inicial (mm): $I_a$
CUENCA ALAMEDA	S. Alameda Alta	49.64	88.71	6.47
	S. Alameda Media	51.26	89.35	6.05
	S. Alameda Baja	46.41	84.29	9.47
CUENCA RÍO SECO	S. Río Seco Norte	16.20	92.87	3.90
	S. Río Seco Sur	17.28	95.39	2.45
CUENCA PUCA PUCA		9.00	87.93	6.97
CUENCA WANCHITUYOQ		7.20	84.29	9.47
CUENCA ISLACHAYOQ		10.80	87.34	7.36

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.11 Caudales picos calibrados en cuencas de cabecera

PERIODO DE RETORNO	CAUDALES PICOS CALIBRADOS (m <sup>3</sup> /s)				
	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
<b>T=10 AÑOS</b>	57.95	25.66	1.28	1.41	1.89
<b>T=25 AÑOS</b>	69.24	29.86	1.59	1.86	2.37
<b>T=100 AÑOS</b>	85.15	35.75	2.03	2.55	3.06

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.5 Construcción del Modelo SWMM

Para determinar los sectores críticos de la zona de estudio y justificar lo observado en campo, se construye el modelo del sistema de drenaje pluvial actual de la zona de estudio en SWMM.

SWMM permite modelar ríos y quebradas con secciones transversales irregulares, lo cual se realizó en los tramos que no están encauzados. Para lo cual, se definió

secciones cada tramo de 20 m, tal como se observa en la Figura 4.12 para el río Alameda. Dichas secciones se generaron a partir de la información topográfica existente en el Plano Catastral 2018 de la ciudad de Ayacucho. En la Figura 4.13 se muestra algunos gráficos de las secciones transversales irregulares de las quebradas.



Figura 4.12 Tramos del río Alameda en el modelo SWMM

Fuente: Elaboración propia

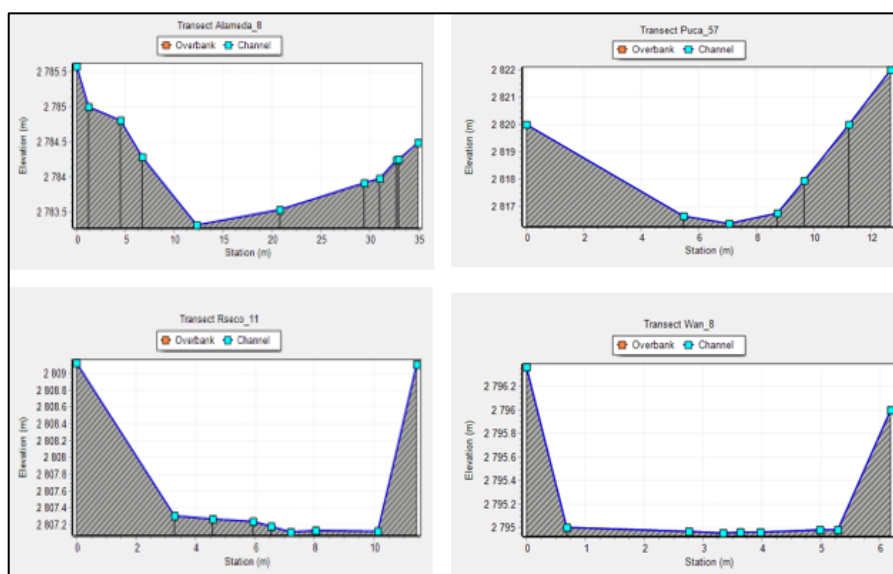


Figura 4.13 Secciones transversales irregulares de las quebradas en el modelo SWMM

Fuente: Elaboración propia

Para construir el modelo, se determina los parámetros necesarios de las cuencas urbanas, colectores, nodos y salidas. Los ríos y quebradas también se modelan como colectores teniendo en consideración el caudal pico generado por sus cuencas de cabecera. En total se esquematizó 567 subcuencas, 721 nodos y 712 colectores. El esquema del modelo se muestra en la Figura 4.14.

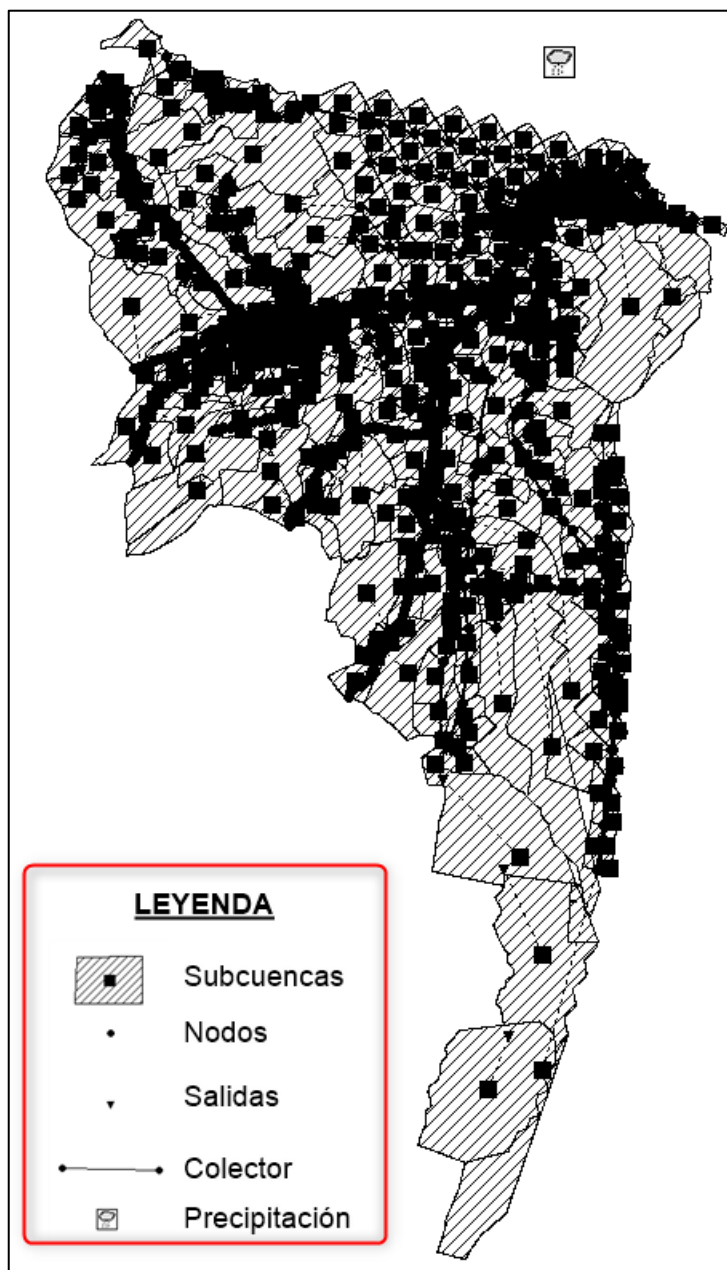


Figura 4.14: Esquema de la zona de estudio en SWMM

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.6 Calibración del Modelo SWMM

Teniendo en cuenta la relación de áreas entre las cuencas de cabecera y urbana de las quebradas que se muestran en el Cuadro 4.5; y el periodo de retorno en sucesos concurrentes para una tormenta de 10 años que se muestra en el Cuadro 2.5, se determina un periodo de retorno de calibración de 10 años para el modelo del sistema de drenaje en SWMM.

La calibración del modelo se realiza considerando el tirante real estimado en campo (mediante marcas de agua e información de pobladores correspondiente al año 2001) en el nodo de descarga de cada sector para un periodo de retorno de 10 años, comenzando aguas arriba y teniendo en cuenta el caudal pico calibrado de las cuencas de cabecera. Vale mencionar que el sector SD no se calibra debido a que son áreas aisladas de drenaje.

El principal parámetro que se calibra es el número de curva de las subcuencas urbanas. En el Cuadro 4.12 se resume el análisis de calibración del modelo SWMM.

Cuadro 4.12 Calibración del modelo en SWMM

SECTOR	NODO DE DESCARGA	TIRANTE REAL (m)	TIRANTE SIN CALIBRAR (m)	TIRANTE CALIBRADO (m)
S1	N722	0.20	0.26	0.20
S2	N566	1.40	1.46	1.38
S3	N349	2.50	2.65	2.48
S4	N342	3.20	3.05	3.15
	N339	1.90	1.81	1.92
S5	N97	0.60	0.60	0.60
	N122	0.70	0.80	0.70
S6	S31	0.60	0.56	0.60
S7	S28	0.05	0.03	0.04
S8	S25	0.08	0.03	0.07

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.7 Evaluación de peligro en calles y alcantarillas

Se evalúa el modelo calibrado SWMM del sistema de drenaje actual para un periodo de retorno de 25 años, que corresponde al 1º Escenario, tal como se explicó en el apartado 4.2.2.

Con los resultados del modelamiento, que se muestran en el ANEXO B.1 y B.2, y considerando el criterio de evaluación de peligro en calles y alcantarillas explicado en los apartados 2.3.1 y 2.3.2, se identifica los siguientes sectores críticos:

- La descarga del Sector 1 es crítica debido a que la alcantarilla existente en Av. Los Libertadores, que deriva el caudal del área de drenaje hacia el área verde, no tiene suficiente capacidad de conducción, tal como se observa en el Cuadro 4.13; por lo tanto, se producen inundaciones. Adicionalmente, la relación de áreas entre el Sector 1 y el área verde es de 400 a 1, por lo cual, el área verde no tiene suficiente capacidad de infiltración para tratar el volumen de escorrentía generado. La Figura 4.15 representa la peligrosidad alta de este sector.



Figura 4.15 Peligrosidad de descarga del Sector 1

Fuente: Elaboración propia

- El área derecha del Sector 5 (dividida por el río Alameda) representa una zona crítica debido a que solo cuenta con una alcantarilla (sumidero) de descarga hacia el río Alameda en el cruce de Jr. Munive con Av. San Lorenzo, donde se produce constantes inundaciones, debido a que no cuenta con la suficiente capacidad de conducción del caudal generado por las subcuencas urbanas. También se observa, que en el sumidero ubicado en el cruce de Jr. Ramon Castilla y Jr. Huancayo, el cual deriva el flujo hacia Jr. Huancayo, se producen constantes inundaciones debido a que no cuenta con capacidad suficiente ni



una estructura de conducción apropiada, ya que se deriva por el terreno natural del talud existente. Con respecto a lo último, el gran caudal y la pendiente del terreno generan velocidades altas de hasta 6.5 m/s que provocan erosión del talud, lo cual representa un peligro alto. Esto se resume en el Cuadro 4.13 y la Figura 4.16.

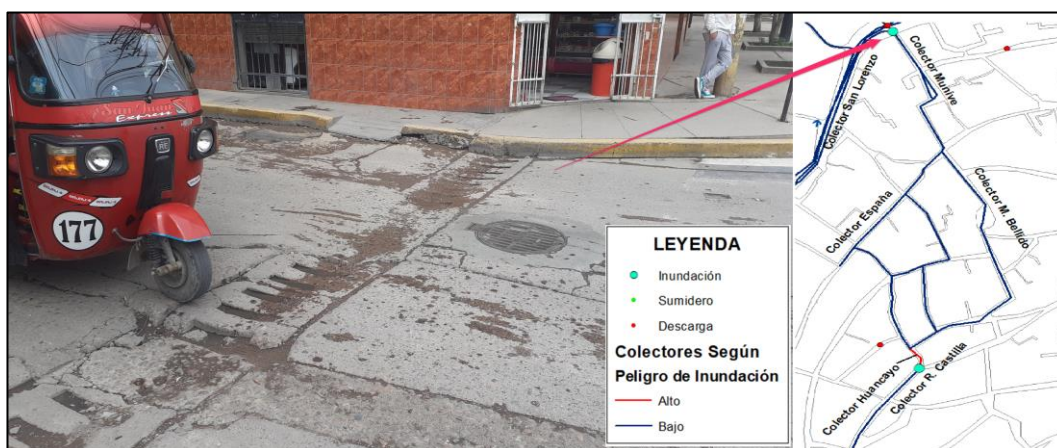


Figura 4.16 Peligrosidad del Sector 5

Fuente: Elaboración propia

- El Pje. Unión, que opera como colector en el Sector 6, presenta un peligro alto al deslizamiento (ver Cuadro 4.13), debido a la escorrentía generada por su área de drenaje, el cual es de considerable tamaño y muy impermeable.

Cuadro 4.13 Colectores con peligro alto en la zona de estudio

COLECTOR	$Y_{max}/Y_{total}$	$v^2y$ ( $m^3/s^2$ )	$vy$ ( $m^2/s$ )	PELIGRO
ColecLibertadores_20	1.00	-	-	ALTO
ColecLibertadores_36	1.00	-	-	ALTO
ColecLibertadores_37	1.00	-	-	ALTO
ColecMunive_6	1.00	-	-	ALTO
ColecUnion_1	-	1.434	0.383	ALTO
ColecUnion_2	-	1.782	0.396	ALTO

Fuente: Elaboración propia

- Los Sectores 7, 8 y SD representan un peligro alto. En el caso de los dos primeros, sus colectores (Miguel Grau y SN1) no descargan en un cuerpo

receptor lo que provoca inundaciones en la vía pública. En el caso del Sector SD, son áreas de flujo estancado que se ubican principalmente en la margen derecha de la quebrada Puca Puca, el Sector 5 y en la parte sur de la zona de estudio.

#### 4.2.8 Evaluación de peligro en quebradas

Se evalúa el modelo calibrado SWMM del sistema de drenaje actual para un periodo de retorno de 100 años, que corresponde al 2º Escenario, tal como se explicó en el apartado 4.2.2.

Con los resultados del modelamiento, que se muestran en el ANEXO B.3, y considerando el criterio de evaluación de peligro en canales abiertos explicado en el apartado 2.3.3, se identifica los siguientes sectores críticos:

- El primer tramo del Río Alameda no está encauzado como el resto de sus tramos. En el trabajo de campo se observó que el crecimiento urbano y la presencia de edificaciones en su ribera, representa un peligro alto; además se ha verificado que, en ciertos tramos, su sección transversal no tiene suficiente capacidad de conducción del caudal pico ( $y_{max}/y_{total}$  de hasta 100 %). Por otro lado, los demás tramos si cuenta con una altura libre mayor al borde libre recomendado.
- El primer tramo de la quebrada Río Seco no está encauzado como el segundo tramo, y debido al crecimiento urbano y la presencia de edificaciones en su ribera, representa un peligro alto; además, en ciertos tramos su sección transversal no tiene suficiente capacidad de conducción del caudal pico ( $y_{max}/y_{total}$  de hasta 100 %). Por otro lado, el segundo tramo si cuenta con una altura libre mayor al borde libre recomendado.
- El cauce de la quebrada Islachayoq, en su recorrido por la zona de estudio, está delimitado por las edificaciones construidas en su ribera; es decir, no cuenta con ninguna estructura de encauzamiento y es utilizado como calle. Además, en ciertos tramos de su recorrido su sección transversal no tiene suficiente capacidad de conducción del caudal pico ( $y_{max}/y_{total}$  de hasta 100 %); por lo tanto, esto representa un peligro alto de desbordamiento.

- El primer tramo de la quebrada Puca Puca no cuenta con una altura libre mayor al borde libre recomendado cuando conduce un caudal máximo, por lo tanto, representa un peligro alto de desbordamiento. En el segundo tramo, donde el cauce es natural, se observó el crecimiento urbano en sus riberas que representa un peligro alto.
- El cauce de la quebrada SN tiene una superficie natural en todo su recorrido, sin embargo, a partir de la progresiva 0+ 294.14 m se observa presencia de edificaciones en sus riberas y es utilizada como calle, lo cual representa un peligro alto de desbordamiento que pueda afectar a las edificaciones.
- El primer tramo de la quebrada Wanchituyoq no está encauzada como el segundo tramo, y debido al crecimiento urbano, la presencia de edificaciones en su ribera y su uso como calle en ciertas partes, representa un peligro alto; además, en ciertos tramos, su sección transversal no tiene suficiente capacidad de conducción del caudal pico (tirantes máximos relativos de hasta 100 %). Por otro lado, el segundo tramo si cuenta con una altura libre mayor al borde libre recomendado.

La Figura 4.17 muestra los sectores críticos del río Alameda y sus quebradas afluentes.

Adicionalmente, estos resultados se evidencian en el mapa de riesgo actualizado del PMUS – Huamanga (2020) que se muestra en la Figura 4.18. Se puede observar que las zonas de riesgo alto, muy alto y riesgo potencial están ubicadas en los cauces de las quebradas.



Figura 4.17 Peligro de inundación en ríos y quebradas de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia

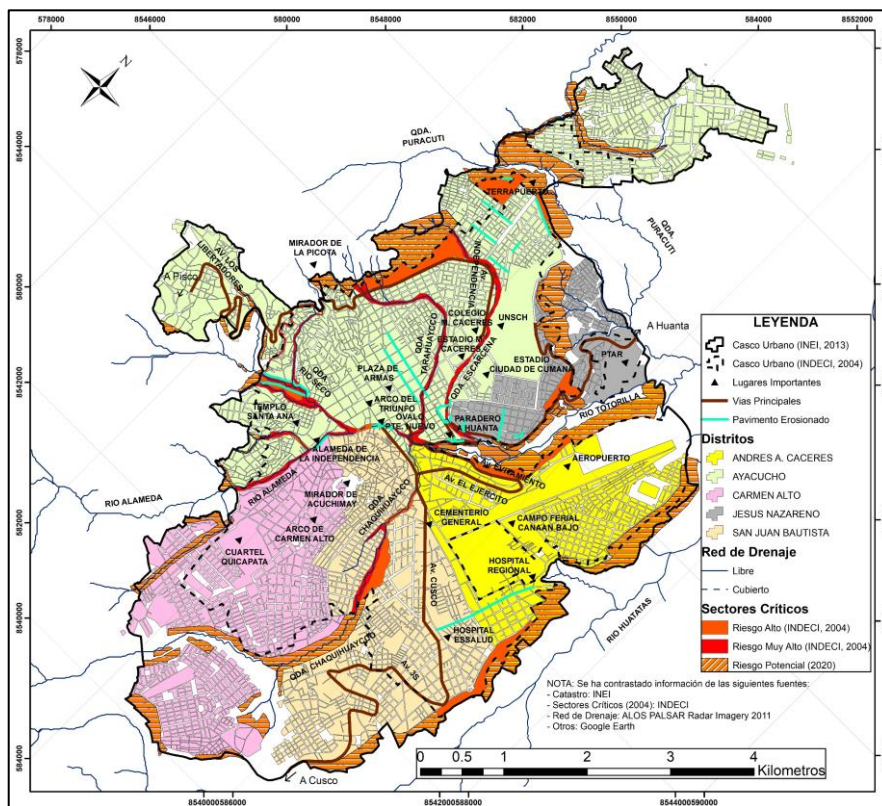


Figura 4.18 Mapa de riesgo en la ciudad de Ayacucho

Fuente: Elaboración propia

El Cuadro 4.14 muestra el grado de peligro de desbordamiento de los ríos y quebradas de la zona de estudio. Se ha sumado el caudal pico de los afluentes y las cuencas urbanas para determinar el borde libre según lo recomendado en la sección 2.3.3.

Cabe recordar, que el tramo 1 del río Alameda, quebrada Río Seco, quebrada Wanchituyoq y el tramo completo de la quebrada Islachayoq, tienen una superficie natural (no están encauzados), por lo tanto, a lo largo de su recorrido, presentan tirantes variables y por ende alturas libres variables.

Por otro lado, en el tramo 2 de la quebrada Río Seco, Islachayoq, Wanchituyoq y el tramo completo de la quebrada Puca Puca, están encauzados. Para este caso, en el Cuadro 4.14, se muestra los tirantes máximos obtenidos en el recorrido y por ende la mínima altura libre.

Cuadro 4.14 Grado de peligro de quebradas de la zona de estudio

RÍO Y/O QUEBRADA	TRAMO	TIRANTE NORMAL (m)	ALTURA LIBRE CALCULADA (m)	BORDE LIBRE RECOMENDADO (m)	PELIGRO
Alameda	Tramo 1	Variable	Variable (<1.50m en ciertos tramos)	1.50	ALTO
	Tramo 2	4.40	3.10	1.50	BAJO
	Tramo 3	2.60	4.90	1.50	BAJO
	Tramo 4	5.10	2.40	1.50	BAJO
Río Seco	Tramo 1	Variable	Variable (<1.15m en ciertos tramos)	1.15	ALTO
	Tramo 2	1.60	1.25	1.15	BAJO
Puca Puca	Tramo completo	0.27	0.60	0.65	ALTO
Islachayoq	Tramo completo	Variable	Variable (<0.80 en ciertos tramos)	0.80	ALTO
Wanchituyoq	Tramo 1	Variable	Variable (<0.70m en ciertos tramos)	0.70	ALTO
	Tramo 2	0.32	1.18	0.70	BAJO

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO V: ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

### 5.1 ANÁLISIS Y MEJORAMIENTO PREVIO

#### 5.1.1 Consideraciones Generales

El mejoramiento previo del sistema drenaje actual consiste en las siguientes etapas:

- Mejoramiento del sistema de drenaje actual mediante soluciones convencionales en sectores donde, debido a las restricciones propias del lugar y del diseño de SUDS, no se puede proyectar un mejoramiento con alternativas sostenibles.
- Encauzamiento de los tramos de las quebradas que se encuentran en peligro alto de desbordamiento.

Con respecto al primer punto, las restricciones propias del lugar, tales como el espacio, la topografía y el ordenamiento territorial de la ciudad, contrastado con las restricciones del diseño de SUDS, que se muestran en el Cuadro 2.11, hacen que la instalación de alternativas sostenibles en algunos sectores no sea técnicamente factible, y por lo tanto se opte por proyectar soluciones convencionales. Dichos sectores son los siguientes:

- Tal como se muestra en la Figura 4.6, la parte del Sector 5 (S5) que se encuentra en la margen derecha del río Alameda cuenta con cuencas urbanas cuyas áreas de drenaje superan el máximo señalado en el Cuadro 2.11 de los diferentes tipos de SUDS. Además, el ordenamiento territorial de dicho sector consiste en calles angostas, poca presencia de áreas verdes, lo cual, sumado a las fuertes pendientes, hace que no sea técnicamente factible la instalación de SUDS. Este mismo problema se puede observar en la parte del Sector 6 (S6) que se encuentra en la margen derecha del río Alameda, donde el principal inconveniente es el área de las cuencas urbanas.
- Tal como se muestra en la Figura 4.7, las cuencas urbanas del Sector 2 (S2) que descargan en el colector Mariscal Cáceres tienen el mismo problema señalado en el punto anterior. Si bien, el colector Mariscal Cáceres no se

encuentra actualmente en peligro alto, debe ser mejorado, ya que recibirá la descarga del Sector 1 (S1) tal como se explicará en la sección 5.1.2.

- Tal como se observa en la Figura 4.7, la parte del Sector 2 que se encuentra en la margen izquierda del río Alameda, es una zona suburbana cuyo ordenamiento territorial y el área de drenaje de las cuencas urbanas no permiten la instalación de SUDS, por lo tanto, se considera importante proyectar un colector convencional que reciba y conduzca el flujo generado en este sector y descargue en el río Alameda.
- Tal como se observa en la Figura 4.5, el colector Miguel Grau perteneciente al Sector 8, no cuenta con una estructura de descarga hacia la quebrada Río Seco, por lo tanto, se considera importante proyectar un sumidero convencional.

Teniendo en cuenta lo anterior, se procede a explicar el mejoramiento del sistema de drenaje actual mediante colectores convencionales.

#### 5.1.2 Trazo de los Colectores Convencionales

A continuación, se describe los colectores convencionales que se añaden para mejorar el sistema de drenaje pluvial actual.

- Debido a que la salida del Sector 1 es crítica debido a la dimensión de los conductos y la insuficiente capacidad de filtración del área verde, se consideró pertinente ampliar el trazo del colector existente en Av. Mariscal Cáceres hasta el cruce con la Av. Los Libertadores para que este funcione como el conducto receptor del Sector 1, tal como se observa en la Figura 5.1.

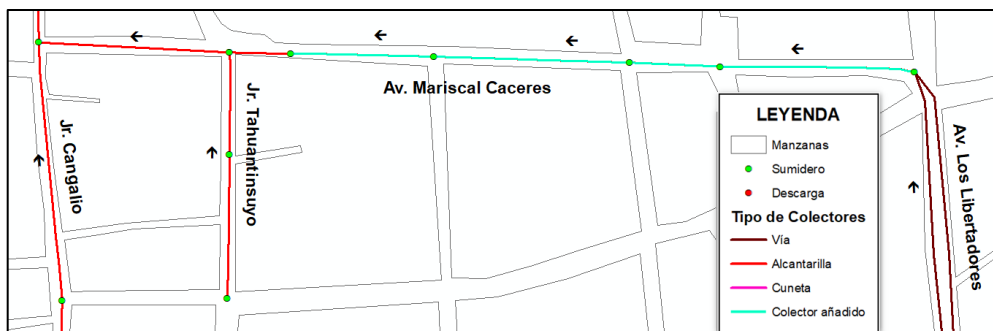


Figura 5.1 Alcantarilla añadida en Av. Mariscal Cáceres

Fuente: Elaboración propia

- Debido al gran área de drenaje del Sector 5 y la presencia de zonas críticas, se consideró necesario proyectar una alcantarilla en Jr. Ramón Castilla desde el cruce con Av. Los Libertadores hasta el cruce con Jr. 21 de Junio por donde se empalma a la alcantarilla existente en Ca. Llucha Llucha, tal como se observa en Figura 5.2. Esta alcantarilla desvía gran parte del flujo generado en el Sector 5 hacia el Sector 3. También, se proyecta una cuneta en Jr. Huancayo para desviar el flujo restante y evitar que el talud siga siendo erosionado.

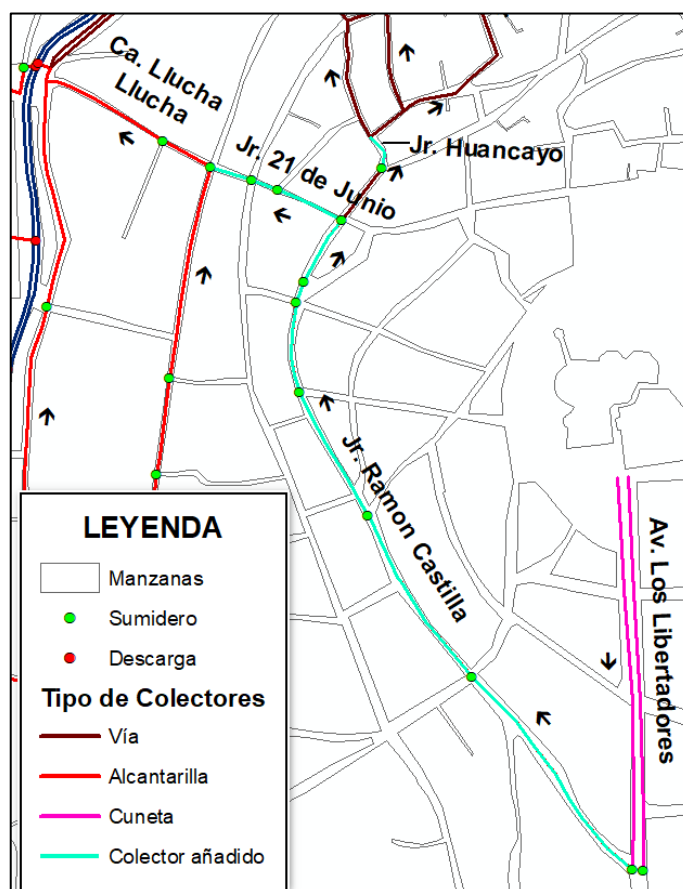


Figura 5.2 Colectores añadidos en Jr. Ramón Castilla, Jr. 21 de Junio y Jr. Huancayo

Fuente: Elaboración propia

- Considerando la gran área de drenaje del Sector 6 que afecta críticamente aguas abajo, se considera oportuno proyectar una alcantarilla en el Jr. 24 de Junio desde el cruce con Jr. Calvario hasta el cruce con Jr. Mariano Bellido que cruce transversalmente el Sector 6 y traslade gran cantidad de flujo hacia el Sector 5. De la misma manera, se proyecta una alcantarilla en Jr. España desde el cruce con Jr. Infiernillo, continuando por Pje. San Juan y Munive



hasta que descargue en el río Alameda. Este colector recibe el flujo proveniente de la alcantarilla del Jr. 24 de Junio y de la calzada derecha de la Av. San Lorenzo, tal como se observa en la Figura 5.3.

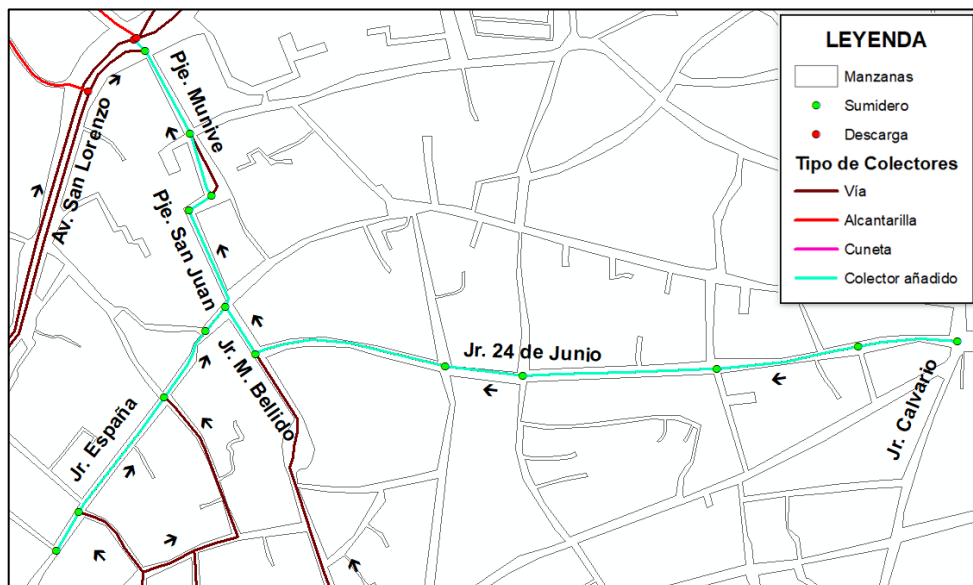


Figura 5.3 Colectores añadidos en Jr. 24 de Junio, España y M. Bellido, Pje. San Juan y Munive

Fuente: Elaboración propia

- Con el objetivo de mejorar el drenaje del área izquierda del Sector 2, que representa una zona suburbana, se proyecta una alcantarilla en Av. Andamarca desde el cruce con Jr. Camino Real hasta su descarga en el río Alameda, tal como se observa en la Figura 5.4. Las calles de parte del Sector 2 no permite un drenaje natural, por lo tanto, es imprescindible contar con una alcantarilla receptora y complementarlo con SUDS.
- Como estructura de descarga del colector Miguel Grau se proyecta un sumidero con rejilla de captación en la calzada antes de llegar al puente existente. El diseño del sumidero con rejilla se muestra en el ANEXO B.7.

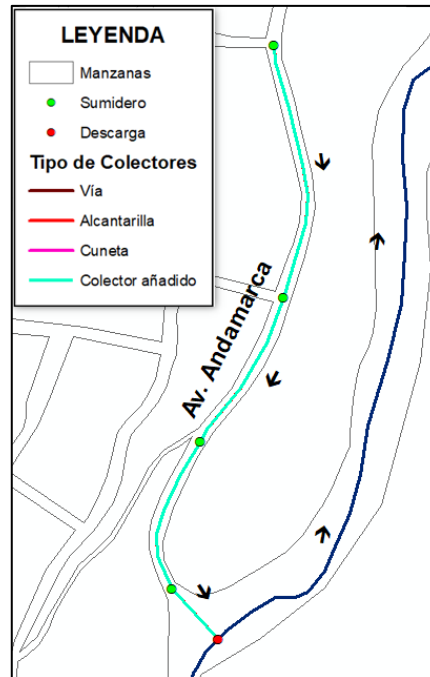


Figura 5.4 Alcantarilla añadida en Av. Andamarca

Fuente: Elaboración propia

### 5.1.3 Diseño y Modelamiento de Colectores Convencionales

Con los colectores convencionales añadidos, se delimita nuevamente las subcuencas urbanas y se redefinen los sectores de drenaje donde corresponda. Se calculan los parámetros de las subcuencas y colectores para un primer modelamiento en SWMM con un periodo de retorno de 25 años.

De los resultados de este primer modelamiento se obtienen los caudales para el diseño de los colectores convencionales añadidos. Dichos caudales de diseño son los caudales picos obtenidos en los nodos. Además, se realiza un análisis hidráulico de los colectores existentes que reciben el flujo de las añadidas, para proyectar un mejoramiento si es necesario.

Para el diseño de las alcantarillas añadidas, se ha considerado secciones rectangulares con superficies de concreto o emboquillado de piedra como se puede observar en la Figura 5.5 (teniendo en cuenta la topografía y el análisis hidráulico), ya que se ha observado un buen desempeño en el sistema de drenaje de la margen izquierda del río Alameda; además, permite un fácil empalme al sistema de drenaje actual, que son del mismo tipo.

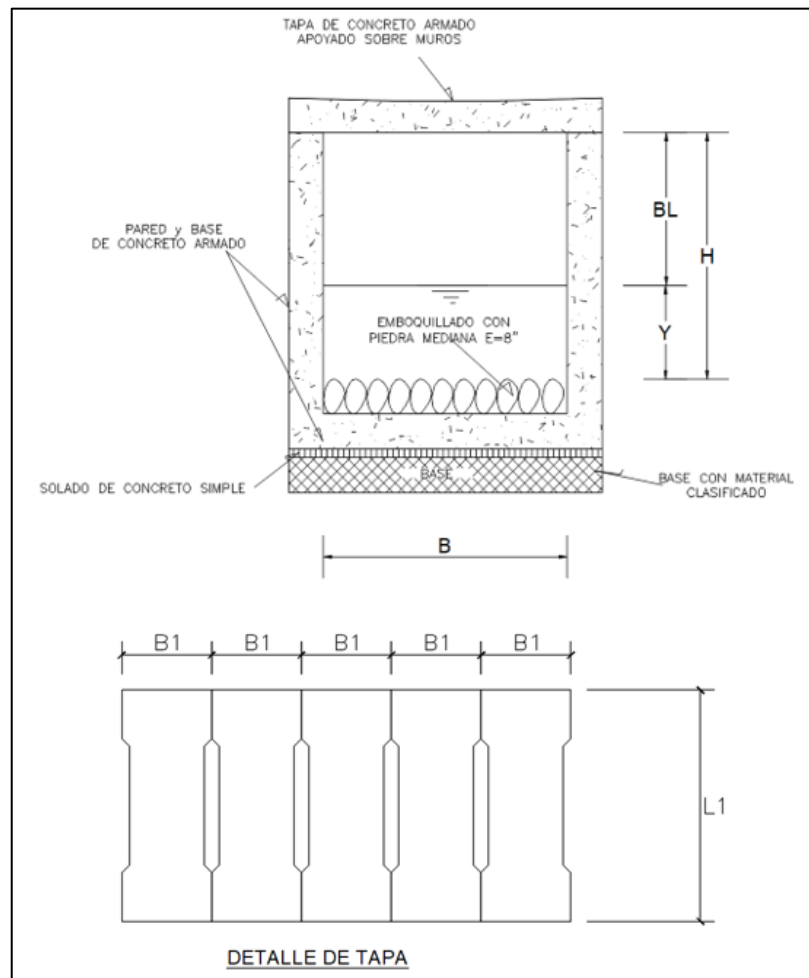


Figura 5.5 Esquema típico de la alcantarilla añadida

Fuente: Elaboración propia

El diseño se realizó considerando un flujo permanente y se utilizó la ecuación de Manning para el cálculo de los parámetros hidráulicos y las expresiones y gráficos recomendados por la U.S. Bureau of Reclamation para el cálculo del borde libre. Las características hidráulicas de los colectores convencionales añadidos y su proceso de diseño se muestran en el ANEXO B.7.

Para el diseño del sumidero se consultó el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Drenaje Pluvial Urbano de la Comisión Nacional del Agua (2016), desarrollado por el gobierno mexicano. El proceso de diseño de la rejilla se muestra en el ANEXO B.7.

Como parte del 3º Escenario, se evalúa el sistema de drenaje mejorado con los colectores convencionales añadidos para un periodo de retorno de 25 años,

evidenciando un buen resultado como se detalla en el apartado 5.3.1. En la Figura 5.6 se muestra la capacidad hidráulica de los colectores añadidos en el sistema mejorado.

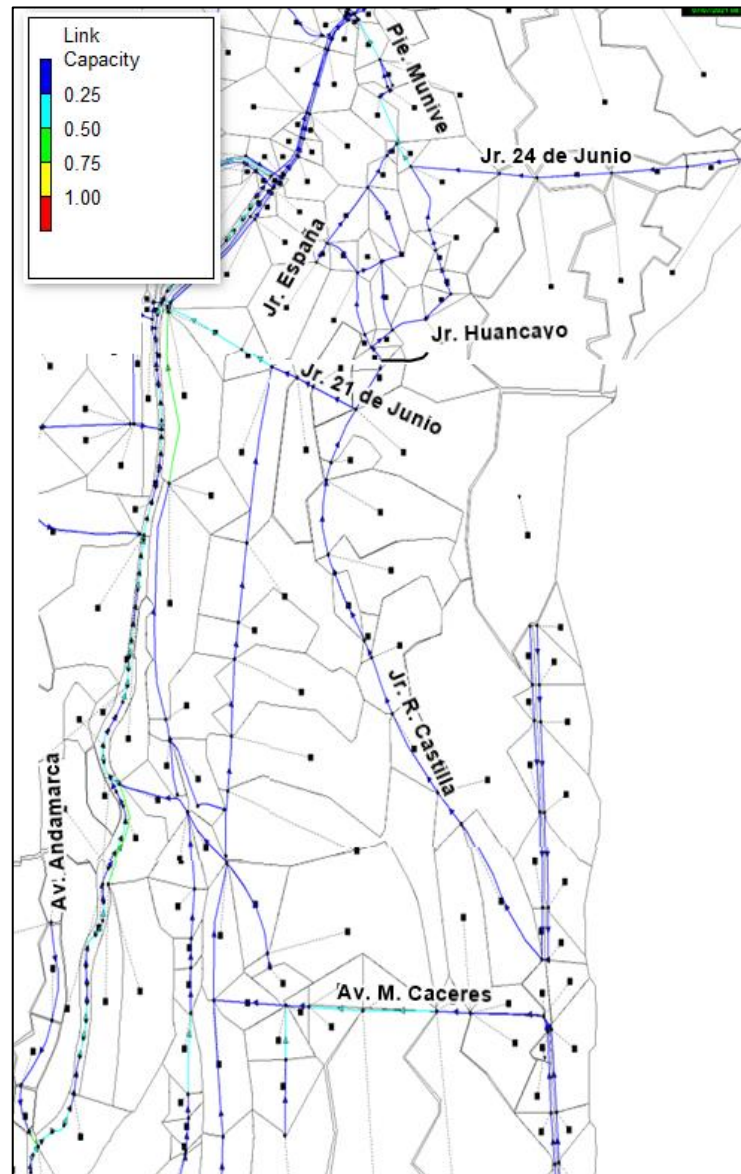


Figura 5.6 Capacidad hidráulica de colectores añadidos

Fuente: Elaboración propia

#### 5.1.4 Trazo de Estructuras de Encauzamiento

Considerando la evaluación de peligro de las quebradas en el apartado 4.2.8, se optó por proyectar estructuras de encauzamiento que se explican a continuación:

- En el primer tramo del Río Alameda se proyecta muros de encauzamiento de concreto similares al existente en el segundo tramo. Para lo cual se mantuvo en ancho de separación y altura de los muros, ya que se observó que garantizan el borde libre necesario para conducir los caudales de avenida.
- En el primer tramo de la quebrada Río Seco se proyecta muros de encauzamiento de concreto similares al segundo tramo. Debido a las condiciones topográficas e hidráulicas del primer tramo, el ancho de separación y altura de los muros son mayores que el segundo tramo.
- En la quebrada Islachayoq se proyecta muros de encauzamiento de concreto con la separación y altura necesaria para garantizar acceso y seguridad a la zona urbana aledaña.
- En la quebrada Puca Puca se opta por mejorar el encauzamiento actual, para lo cual se proyecta un canal rectangular con superficie de emboquillado de piedra, manteniendo el ancho del canal existente.
- En la quebrada SN se proyecta una alcantarilla rectangular de concreto como se muestra en la Figura 5.5, debido a que el tramo que se encuentra en peligro es utilizado como calle y el caudal de avenida no es considerable.
- En el primer tramo de la quebrada Wanchituyoq se proyecta un canal con las mismas dimensiones que el canal del segundo tramo. Sin embargo, se opta por un mejoramiento de la superficie del canal con un emboquillado de piedra.

En la Figura 5.7 se muestra el mapa hidrográfico de la zona de estudio considerando el mejoramiento de quebradas con las estructuras de encauzamiento.

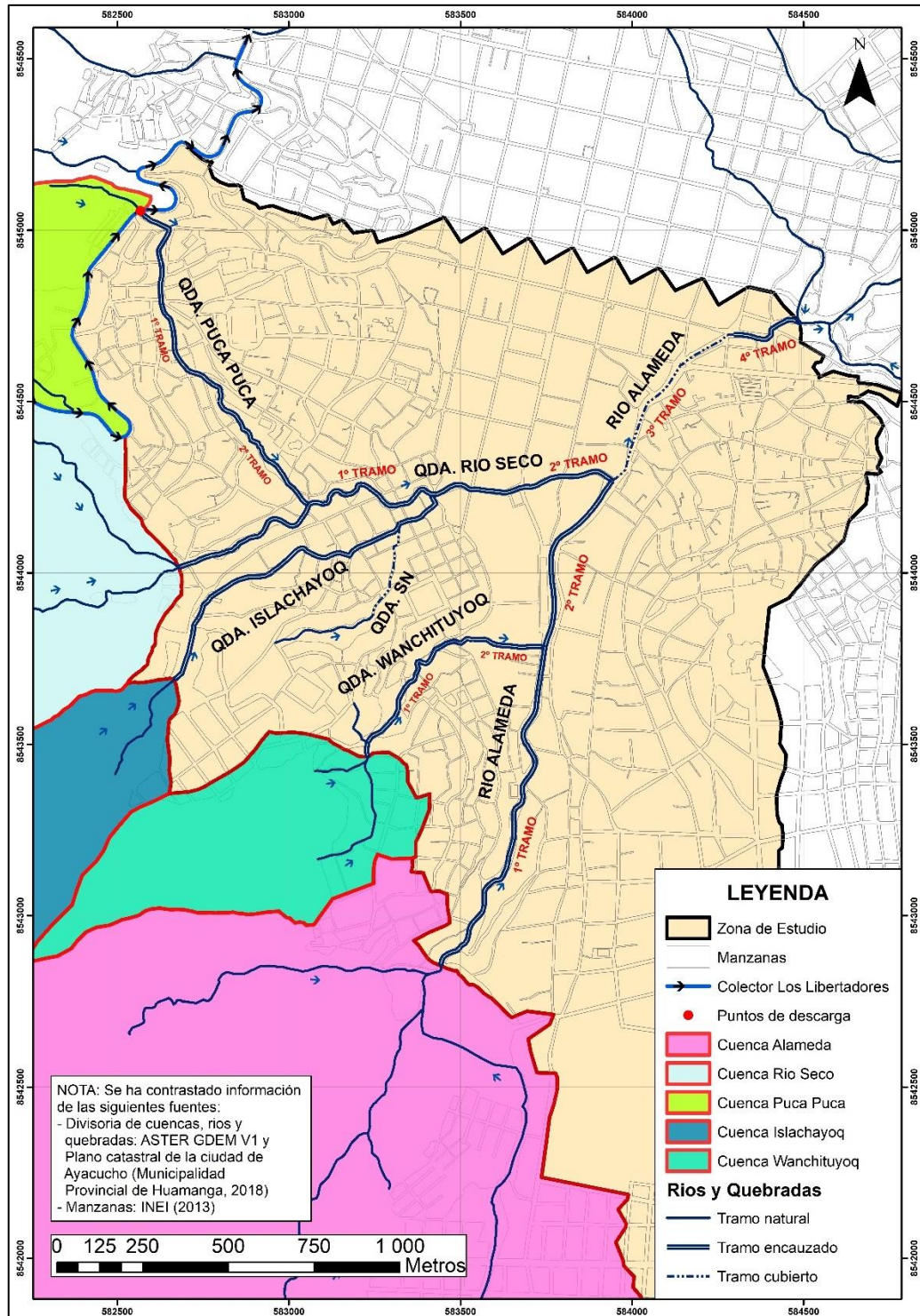


Figura 5.7 Mapa Hidrográfico de la zona de estudio con estructuras de encauzamiento

Fuente: Elaboración propia

### 5.1.5 Diseño y Modelamiento de Estructuras de Encauzamiento

Los caudales de diseño de las estructuras de encauzamiento se obtienen de los caudales picos en las quebradas, resultantes del modelamiento en SWMM. Por otro lado, como se describió en el apartado 4.2.1, el sistema de drenaje actual cuenta con un Sector SD que agrupa a las subcuencas urbanas aisladas que no descargan en una quebrada; situación que se evaluó en el 2º Escenario; sin embargo, en un mejoramiento con SUDS se busca integrar dicho sector a la red de drenaje existente, lo cual significaría un incremento del caudal aportante de las cuencas urbanas de las quebradas.

Por lo tanto, se definen dos nuevos sectores de drenaje: el Sector Sostenible (SS) que agrupa a todas las subcuencas urbanas donde se proyectará un mejoramiento con SUDS y el Sector Verde (SV) que representa áreas verdes que tienen capacidad suficiente de infiltrar la escorrentía generada en su propia subcuenca (en la Figura 5.8 se puede distinguir los nuevos sectores de drenaje). Se delimita dichas subcuencas, se estima los parámetros correspondientes y se realiza un primer modelamiento con un periodo de retorno de 100 años. Entonces, el caudal de diseño de las estructuras será el máximo obtenido entre los resultados de este primer modelamiento y el 2º Escenario.

Teniendo en cuenta lo explicado anteriormente, se calculan los caudales de diseño de las estructuras de encauzamiento, que se resume en el Cuadro 5.1.

Cuadro 5.1 Caudales de diseño de estructuras de encauzamiento

RÍO O QUEBRADA	CAUDAL DE DISEÑO (m³/s)
Alameda	142.40
Río Seco	44.50
Puca Puca	2.86
Islachayoq	4.45
Wanchituyoq	3.36
SN	0.43

Fuente: Elaboración propia

Las estructuras de encauzamiento se diseñaron considerando un flujo permanente y se utilizó la ecuación de Manning para el cálculo de los parámetros hidráulicos y

las expresiones y gráficos recomendados por la U.S. Bureau of Reclamation para el cálculo del borde libre.

Como parte del 4º Escenario, se evalúa el funcionamiento hidráulico de las estructuras de encauzamiento para un periodo de retorno de 100 años, evidenciando un buen resultado como se detalla en el 5.3.2

En el Cuadro 5.2 se muestra un resumen de las características de las estructuras de encauzamiento propuestas y en el ANEXO B.8 se detalla el proceso de diseño hidráulico de dichas estructuras.

Cuadro 5.2 Resumen de las características de las estructuras de encauzamiento propuestas

RÍO O QUEBRADA	TRAMO	ESTRUCTURA DE ENCAUZAMIENTO	MATERIAL	ANCHO/SEPARACIÓN PROMEDIO (m)	ALTURA (m)	BORDE LIBRE DE DISEÑO (m)
Alameda	Tramo 1	Muros	Concreto	9	7.5	1.5
Río Seco	Tramo 1	Muros	Concreto	4.5	3.2	1.0
Puca Puca	Tramo completo	Canal rectangular	Emboquillado de piedra	1.5	1.1	0.65
Islachayoq	Tramo completo	Muros	Concreto	3.5	1.3	0.8
Wanchituyoq	Tramo 1	Canal trapezoidal	Emboquillado de piedra	1.8	1.5	0.7
SN	Tramo parcial	Alcantarilla rectangular	Emboquillado de piedra	0.6	0.85	0.4

Fuente: Elaboración propia

## 5.2 MEJORAMIENTO CON SUDS

### 5.2.1 Consideraciones Generales

Tal como se mencionó en el apartado 5.1.5 y se muestra en la Figura 5.8, se definió el Sector SS el cual agrupa a las subcuencas donde se proyectará un mejoramiento mediante SUDS; por lo tanto, para seleccionar las alternativas de SUDS que mejor se adapten a la zona de estudio, se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Las restricciones propias del diseño de SUDS que se señalan en el Cuadro 2.11.
- El ordenamiento territorial de la zona de estudio que incluye el ancho y topografía de calles, las áreas verdes o de recreación y el grado de



urbanización. En el caso de la zona de estudio, se observa que la mayoría de las calles tienen dos carriles y son estrechas, además, las cuencas urbanas están muy impermeabilizadas debido al gran crecimiento urbano, con muy pocas áreas verdes o de recreación.

Teniendo en cuenta lo anterior se selecciona 2 tipos de SUDS que se adaptan a las subcuencas del Sector SS y se describen a continuación:

- Pavimento permeable: sus restricciones de diseño se adaptan a las condiciones del suelo, topográficas, tamaño y espacio de las subcuencas urbanas. Por otro lado, este tipo de SUDS se pueden proyectar en las estrechas calles de la ciudad e incrementa la permeabilidad de las subcuencas urbanas. Adicionalmente, se pueden proyectar, según requiera, dos tipos de pavimentos permeables:
  - Pavimento permeable sin alcantarilla perforada: permiten el almacenamiento e infiltración de la escorrentía. Para fin de la presente investigación, se le denomina únicamente como pavimento permeable.
  - Pavimento permeable con alcantarilla perforada: permiten el almacenamiento, infiltración y conducción de la escorrentía mediante alcantarillas perforadas. Para fin de la presente investigación, se le denomina como pavimento permeable con alcantarilla.
- Zanja de infiltración: sus restricciones de diseño se adaptan a las condiciones del suelo, topográficas, tamaño y espacio de algunas de las subcuencas urbanas pertenecientes al Sector SS. Por otro lado, este tipo de SUDS se puede proyectar en las bermas laterales de las calles o en el perímetro de áreas verde o de recreación; además, incrementa la permeabilidad de las subcuencas urbanas.

Considerando los dos tipos de SUDS seleccionados y las características de las subcuencas del sector SS, se identifican 2 grupos de subcuencas que se explica a continuación:

- El primer grupo contiene a las subcuencas donde solo se puede proyectar una única alternativa de mejoramiento con SUDS debido a las características físicas de las subcuencas como tipo de suelo, topografía y espacio. Dicho

mejoramiento se le denomina Única Alternativa en el cual se proyecta pavimento permeable con y sin alcantarilla en la mayoría de las subcuencas y zanjas de infiltración en bermas laterales de vías o perimetral a áreas verdes o de recreación.

- El segundo grupo contiene al resto de subcuencas donde se puede proyectar dos alternativas de mejoramiento con SUDS debido a que las características físicas de las subcuencas lo permiten. Esto se observa principalmente en la parte extrema sur de la zona de estudio. Dichas alternativas son las siguientes:
  - Alternativa N° 1: Se proyecta pavimento permeable.
  - Alternativa N° 2: Se proyecta zanjas de infiltración.

En el siguiente apartado se detalla el trazo de las alternativas de mejoramiento con SUDS.

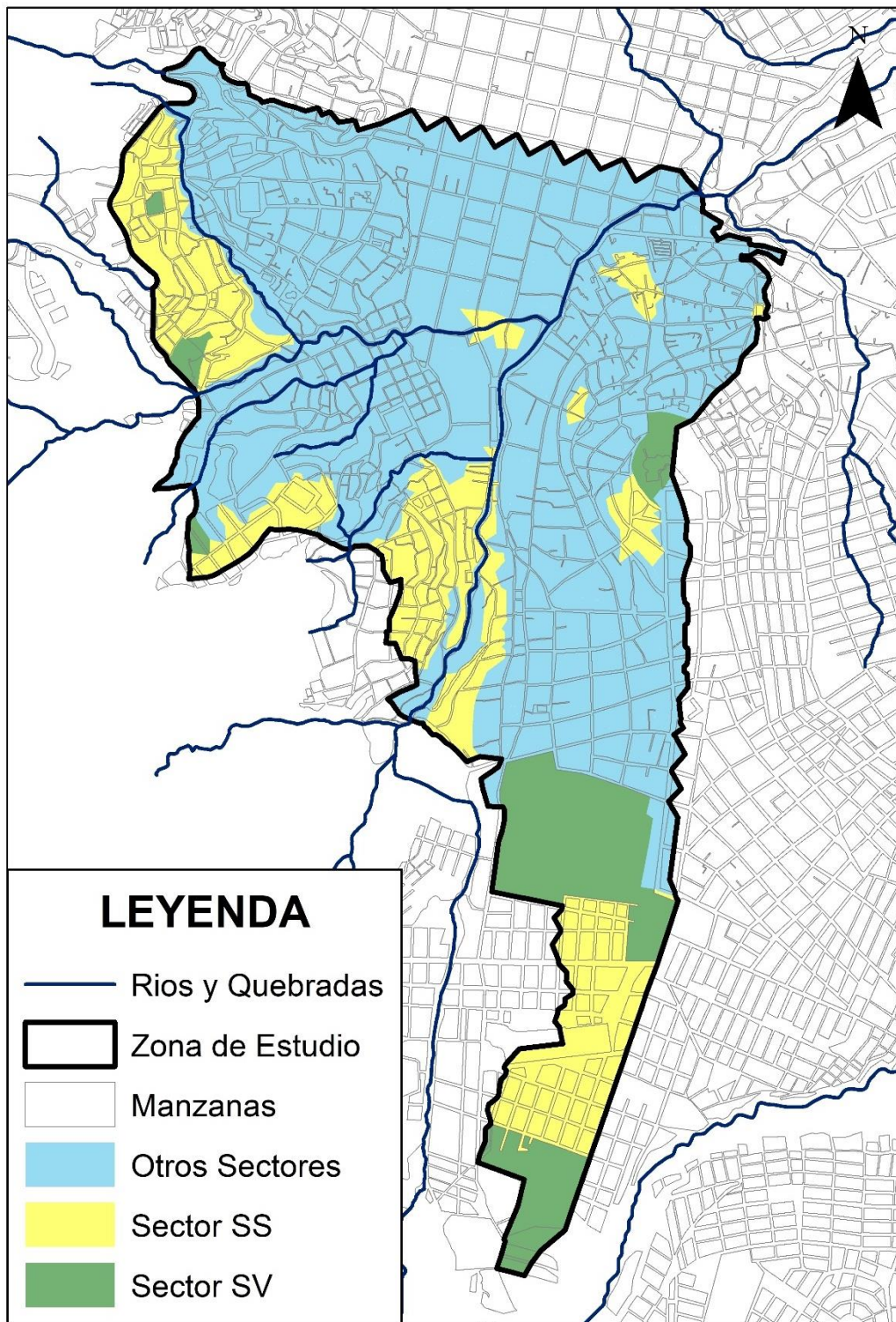


Figura 5.8 Sectores de drenaje añadidos SS y SV

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.2 Trazo de la Única Alternativa

Esta única alternativa está conformada por pavimentos permeable con alcantarilla y zanjas de infiltración que se proyectan de la siguiente manera:

- En las subcuencas ubicadas en la margen derecha de la quebrada Puca Puca se proyecta en las vías pavimentos permeables con alcantarilla, con el objetivo de infiltrar, almacenar y conducir la escorrentía estancada en el Sector SD hacia las quebradas y evitar daños por filtración a edificaciones ubicadas en cotas menores. Por otro lado, se proyecta una zanja de infiltración perimetral a un área verde existente, tal como se observa en la Figura 5.9, para que funcione como receptor de la escorrentía de dos subcuencas ubicadas aguas arriba.
- En 3 subcuencas ubicadas en el margen izquierdo de la quebrada Wanchituyoq se proyecta pavimento permeable. En 2 de ellas se proyectan con alcantarilla cuya descarga se da en la quebrada Wanchituyoq; por otro lado, en la otra subcuenca se proyecta pavimento permeable en la losa deportiva. Esto permite desconectar dichas subcuencas del sistema de drenaje aguas abajo, tal como se observa en la Figura 5.9.
- En las subcuencas ubicadas entre la margen derecha e izquierda de la quebrada Wanchituyoq y el río Alameda respectivamente, se proyecta en las vías pavimentos permeables con alcantarilla cuya descarga se realiza en el río Alameda, quebrada Wanchituyoq y el colector Andamarca, tal como se observa en la Figura 5.11. Por otro lado, se proyecta pavimento permeable en una losa deportiva con zanjas de infiltración en su perímetro para tratar la escorrentía de subcuencas aguas arriba.
- Los colectores SN1 y SN2, que son vías ubicadas en la ribera del primer tramo del río Alameda, son mejorados con zanjas de infiltración y pavimento permeable. Debido a lo longitud de los colectores, se opta principalmente proyectar zanjas de infiltración en la berma lateral, aunque en algunos tramos se proyecta pavimento permeable con y sin alcantarilla, tal como se observa en la Figura 5.11.

- En 3 subcuencas ubicadas entre el río Alameda y el colector Lucanas se proyecta pavimento permeable con alcantarilla cuya descarga es hacia el río Alameda, tal como se observa en la Figura 5.11. Este trazo permite desconectar dichas subcuencas del sistema de drenaje aguas abajo.
- Tal como se observa en la Figura 5.12, se proyecta una zanja de infiltración en la berma lateral de la calzada izquierda de la Av. Abraham Valdelomar, el cual, actualmente, conduce el flujo hacia el colector Libertadores; sin embargo, con este mejoramiento se desconecta dicho flujo.
- En las subcuencas sin drenaje restantes (que pertenecían al Sector SD), que se observan en las Figuras 5.10 y 5.11, se proyecta pavimento permeable con y sin alcantarilla para integrarlos al sistema de drenaje. Para los que están ubicados en el margen derecho del río Alameda, se proyecta pavimento permeable con alcantarilla cuya descarga es hacia los colectores convencionales. Por otro lado, se proyecta solo pavimento permeable en las subcuencas adyacentes al colector Arroyo Seco.

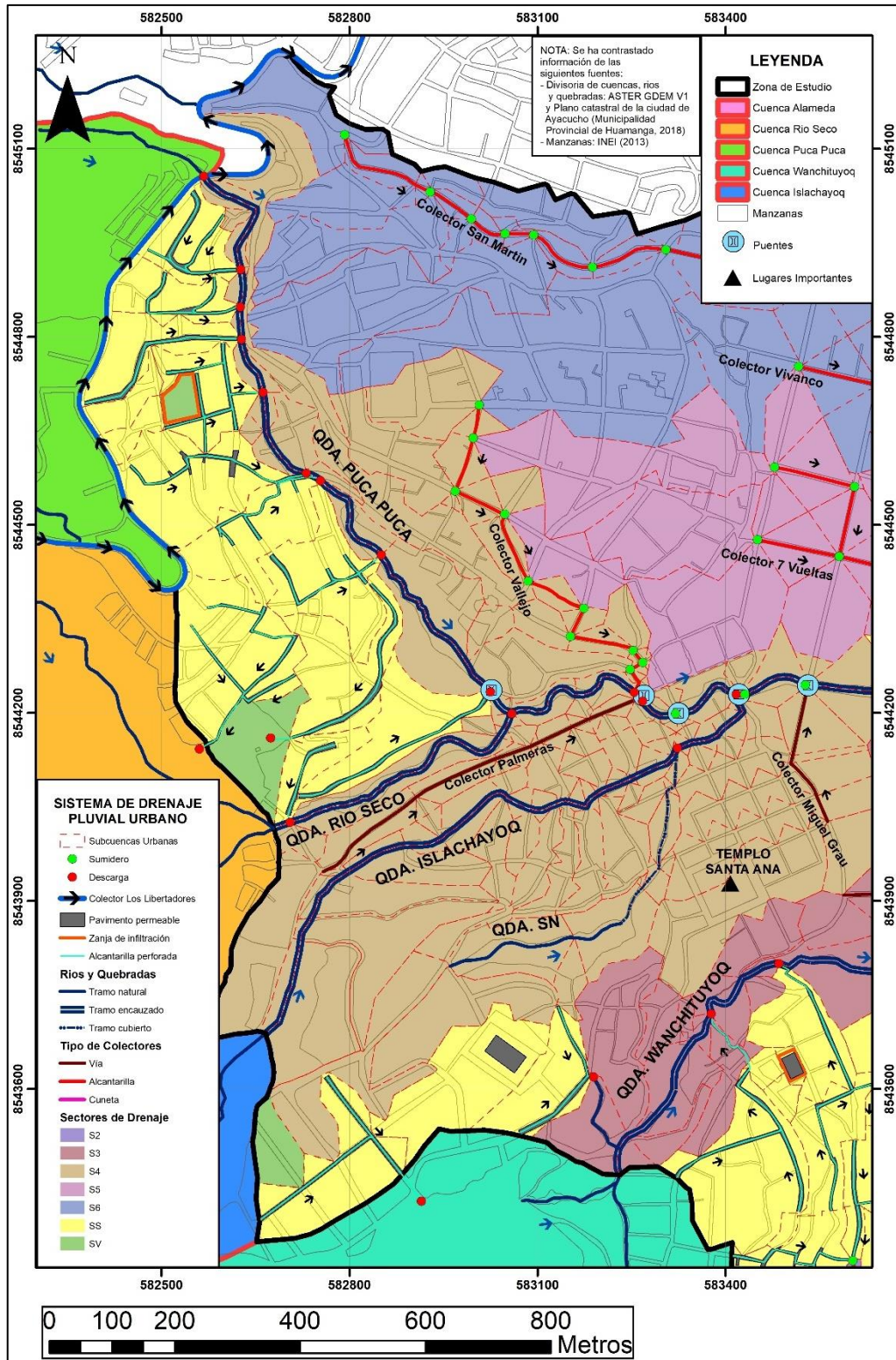


Figura 5.9 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE1)

Fuente: Elaboración propia

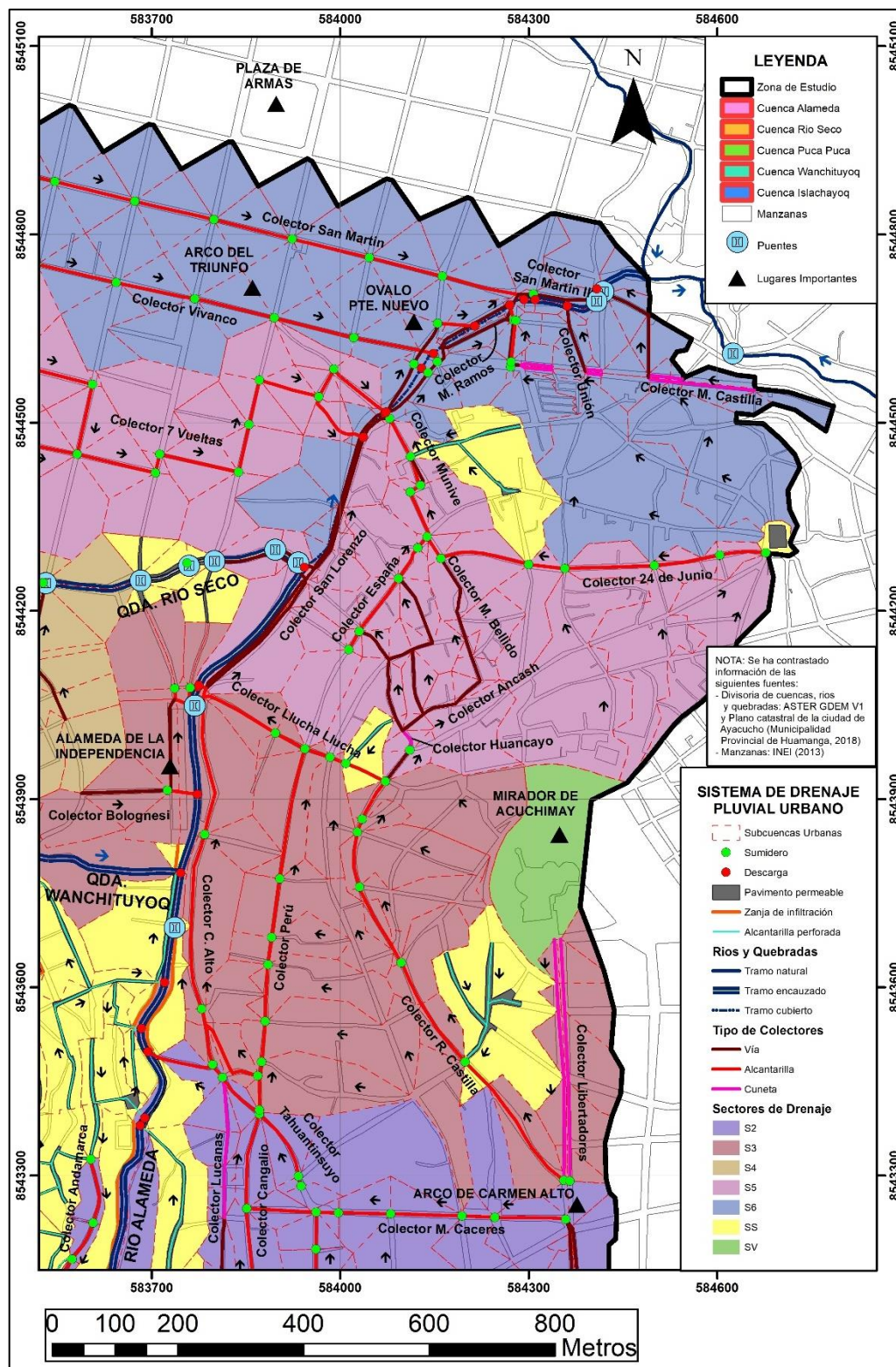


Figura 5.10 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE2)

Fuente: Elaboración propia

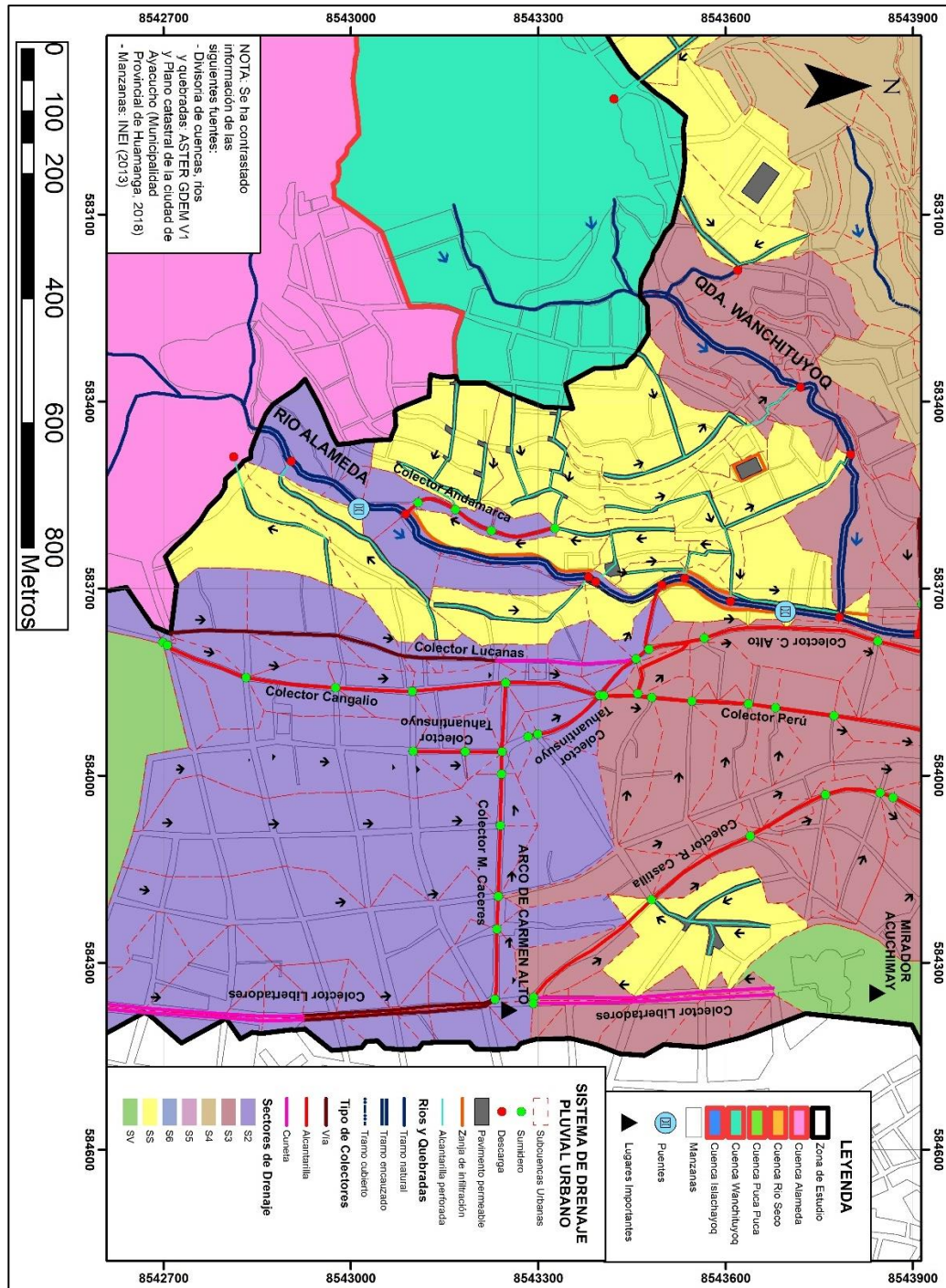


Figura 5.11 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE3)

Fuente: Elaboración propia



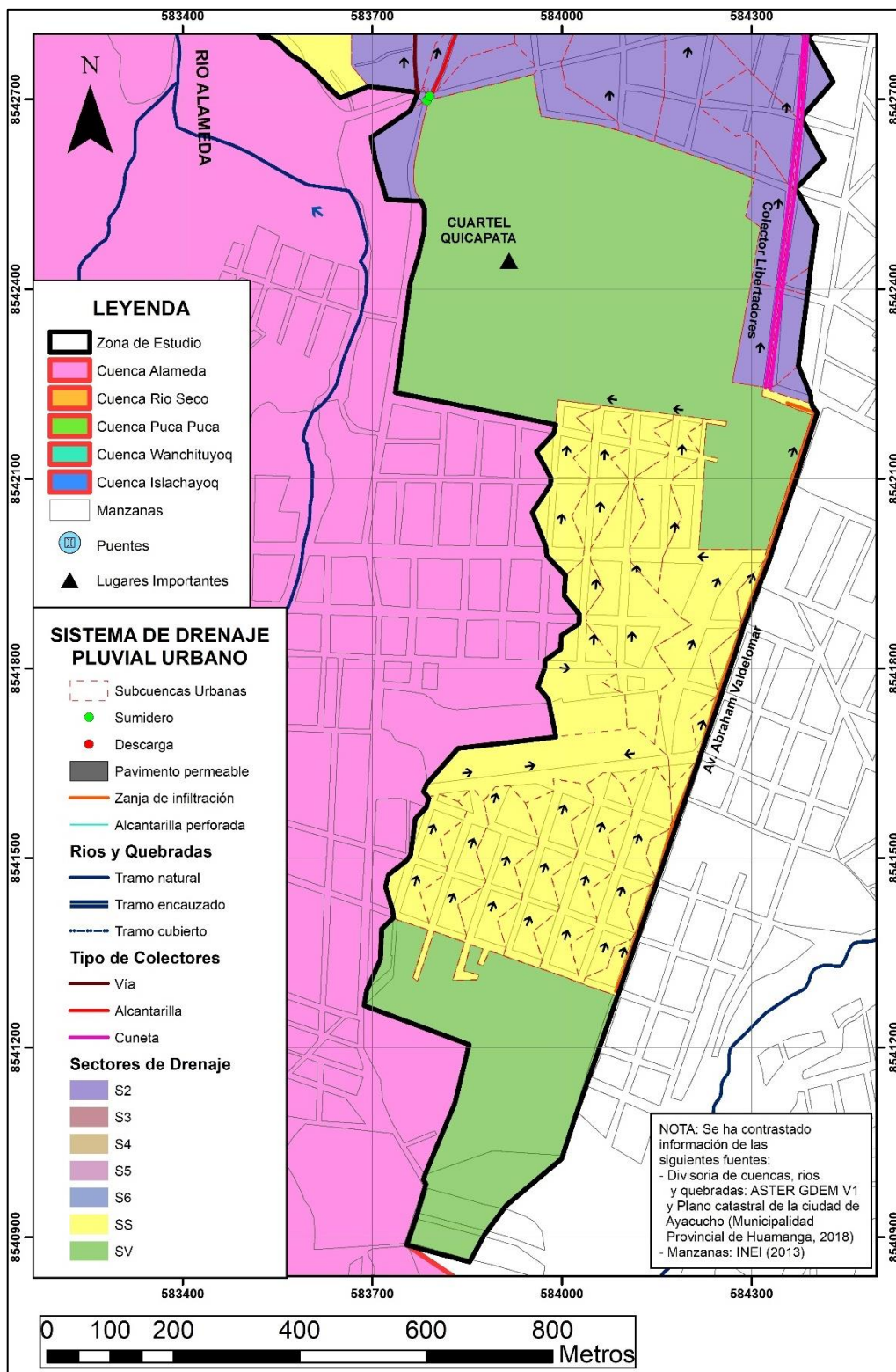


Figura 5.12 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Única Alternativa (Ampliación ZE4)

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.3 Trazo de la Alternativa N° 1

Esta alternativa está conformada por pavimentos permeables que se proyectan en las subcuencas ubicadas en la parte extrema sur de la zona de estudio, se proyecta pavimento permeable en las vías existentes que actualmente no se encuentran pavimentadas, tal como se observa en la Figura 5.13. Esto permite que este sector trabaje como área de infiltración y se desconecte del sistema de drenaje aguas abajo.

### 5.2.4 Trazo de la Alternativa N° 2

En contraparte a la Alternativa N° 1, se proyectan zanjas de infiltración en las subcuencas ubicadas en la parte extrema sur de la zona de estudio, se proyecta zanjas de infiltración en las bermas laterales de las vías existentes que actualmente no se encuentran pavimentadas, tal como se observa en la Figura 5.14. Esto permite que este sector trabaje como área de infiltración y se desconecte del sistema de drenaje aguas abajo.

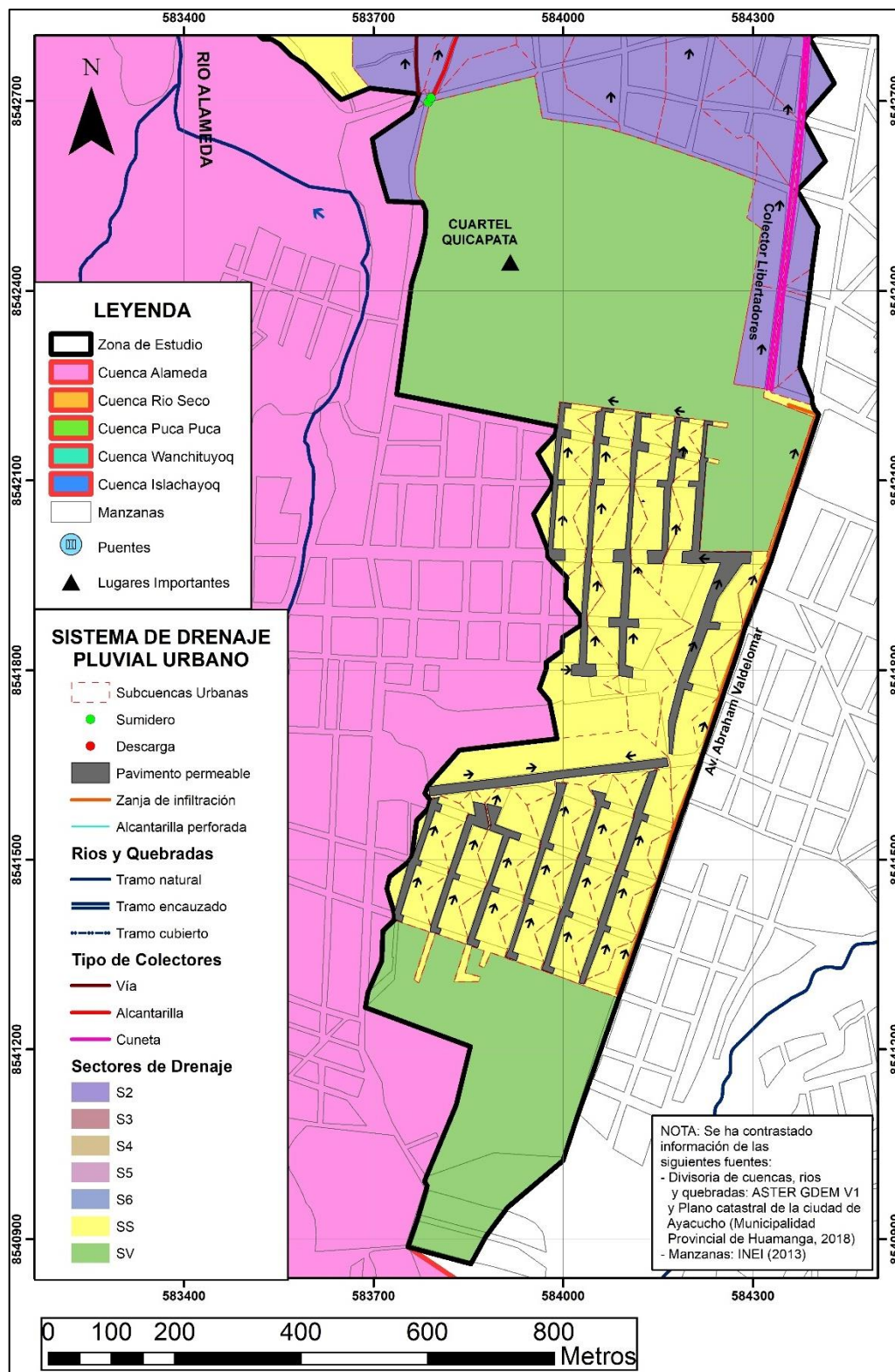


Figura 5.13 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Alternativa N° 1 (Ampliación ZE4)

Fuente: Elaboración propia

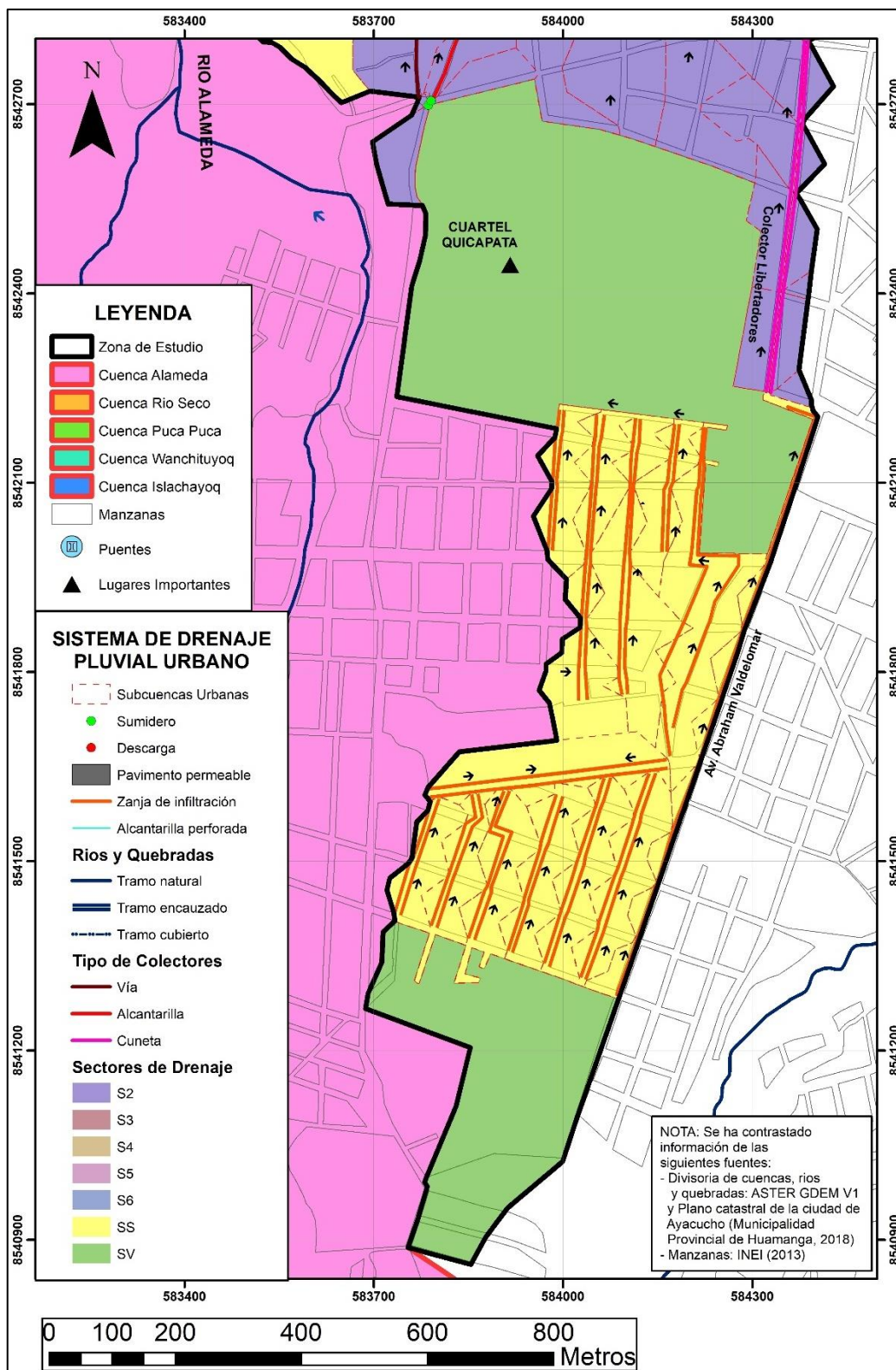


Figura 5.14 Mapa de sistema de drenaje pluvial urbano mejorado con la Alternativa N° 2 (Ampliación ZE4)

Fuente: Elaboración propia

### 5.2.5 Diseño y Modelamiento de SUDS propuestos

Previamente, se definieron cuatro tipos de suelo basándose en el estudio geotécnico desarrollado por INDECI (2004) e INGELAB (2021). Se estimó la permeabilidad de los tipos de suelo, tal como se explica en el ANEXO B.9, lo cual se resume en el Cuadro 5.3.

Cuadro 5.3 Características de los suelos definidos para el diseño de SUDS

Suelo	Clasificación SUCS	Descripción	Permeabilidad (cm/s)
Suelo 1	SM	Arena Limosa	0.0003167
Suelo 2	GP-GM	Grava pobremente graduada con limo y arcilla	0.0039117
Suelo 3	GW-GM	Grava bien graduada con limo y arena	0.0056772
Suelo 4	ML	Limo arenoso	0.0001417

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de los pavimentos permeables, se realizó el siguiente procedimiento:

- Se agrupa las subcuencas urbanas donde se proyectaron pavimento permeable (tanto en la Única y 1º Alternativa) en dos grupos: el primero agrupa a las subcuencas con pavimentos sin alcantarilla perforada y el segundo agrupa a las subcuencas con alcantarilla perforada.
- Se reagrupa las subcuencas ordenadas descendentemente en función del volumen y caudal pico de escurrimiento obtenido de los resultados del 4º Escenario, similitudes de área de subcuencas y superficie de pavimento permeable proyectado, tipo de suelo y topografía (pendiente del terreno).
- Se asigna a cada subgrupo de cada grupo un tipo de pavimento, resultando un total de 13 tipos de pavimento sin alcantarilla (PAV01 a PAV13) y 14 tipos de pavimento con alcantarilla (PAV14 a PAV27).
- Para cada tipo de pavimento se definen los parámetros de diseño, que se obtienen de las características de las subcuencas que han sido asignadas con ese tipo de pavimento, tal como se explica a continuación:

- Volumen de escurrimiento pluvial: se define como el máximo volumen de escurrimiento pluvial del total de subcuencas.
  - Caudal pico de diseño: se define como el máximo caudal pico de escurrimiento del total de subcuencas.
  - Área de pavimento de diseño: se define como el área mínima de pavimento proyectado en el total de subcuencas.
  - Área máxima de subcuenca urbana: se define como el área máxima del total de subcuencas.
  - Tipo de suelo: se selecciona el suelo típico del total de subcuencas.
  - Pendiente de superficie de pavimento: se define como la máxima pendiente de la superficie del pavimento proyectado en el total de subcuencas.
- Se diseña hidráulicamente los tipos de pavimento permeable según lo explicado en el apartado 2.4.2, obteniéndose el espesor de la capa de reservorio y las dimensiones de la alcantarilla perforada según sea el caso.

Los parámetros de diseño de los tipos de pavimento se muestran en los Cuadros 5.4 y 5.5, las características comunes, se muestran en el Cuadro 5.6 y en las Figuras 5.15, 5.16 y 5.17 se muestra una vista en planta, perfil y secciones del PAV06 respectivamente, como ejemplo típico del pavimento permeable. El proceso de diseño se muestra en el ANEXO B.10 y B.11.

Cuadro 5.4 Parámetros de diseño de tipos de pavimento permeable sin alcantarilla perforada

Tipos de Pavimento Permeable	Volumen de Escurrimiento Pluvial (m3)	Caudal Pico de Diseño (m3/s)	Área de Pavimento de Diseño (m2)	Área máxima de subcuenca urbana (m2)	Tipo de Suelo	Pendiente de Superficie de Pavimento (%)	Espesor Calculado de Capa de Reservorio (m)	Espesor Diseñado de Capa de Reservorio (m)
PAV01	610.0	0.08	9280.1	38771.84	Suelo 1	5.00	0.16	0.60
PAV02	560.0	0.14	4931.6	36043.64	Suelo 1	5.00	0.28	0.60
PAV03	340.0	0.08	4332.1	20698.72	Suelo 1	5.00	0.20	0.60
PAV04	330.0	0.09	2914.2	20158.70	Suelo 1	5.00	0.28	0.60
PAV05	300.0	0.05	1875.7	31661.14	Suelo 1	0.05	0.40	0.60
PAV06	260.0	0.07	2606.2	15422.24	Suelo 1	5.00	0.25	0.60
PAV07	190.0	0.03	2308.3	12158.53	Suelo 1	5.00	0.21	0.60
PAV08	100.0	0.03	262.4	7644.42	Suelo 1	3.50	0.95	1.00
PAV09	60.0	0.02	214.1	4462.05	Suelo 1	5.00	0.70	0.80
PAV10	50.0	0.02	943.2	2500.32	Suelo 1	0.05	0.13	0.60
PAV11	30.0	0.01	249.0	1880.25	Suelo 1	3.50	0.30	0.60
PAV12	30.0	0.01	813.7	1976.19	Suelo 1	0.05	0.09	0.60
PAV13	10.0	0.01	110.0	671.71	Suelo 1	3.50	0.23	0.60

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.5 Parámetros de diseño de tipos de pavimentos permeable con alcantarilla perforada

Tipos de Pavimento Permeable	Volumen de Escurrimiento Pluvial (m <sup>3</sup> )	Caudal Pico de Diseño (m <sup>3</sup> /s)	Área de Pavimento de Diseño (m <sup>2</sup> )	Área máxima de subcuenca urbana (m <sup>2</sup> )	Tipo de Suelo	Pendiente de Superficie de Pavimento (%)	Espesor Calculado de Capa de Reservorio (m)	Espesor Diseñado de Capa de Reservorio (m)	Diámetro de Alcantarilla (mm)	Pendiente de Alcantarilla (%)
PAV14	680.0	0.24	3187.2	37837.14	Suelo 1	5.00	0.53	0.60	300	5.00
PAV15	490.0	0.14	2474.8	37082.41	Suelo 1	5.00	0.50	0.60	200	10.00
PAV16	430.0	0.15	1344.8	29127.44	Suelo 1	5.00	0.80	0.85	250	8.00
PAV17	360.0	0.07	1040.6	31185.52	Suelo 1	5.00	0.87	0.90	200	10.00
PAV18	350.0	0.13	958.6	16840.33	Suelo 1	5.00	0.91	0.95	200	10.00
PAV19	290.0	0.1	1408.6	17385.63	Suelo 1	5.00	0.51	0.60	200	10.00
PAV20	280.0	0.09	2197.2	37645.08	Suelo 1	5.00	0.32	0.60	200	10.00
PAV21	240.0	0.06	1016.9	25323.56	Suelo 1	5.00	0.59	0.65	200	10.00
PAV22	210.0	0.07	1365.7	14256.46	Suelo 1	5.00	0.38	0.60	200	10.00
PAV23	200.0	0.05	1097.6	22270.63	Suelo 1	5.00	0.46	0.60	200	10.00
PAV24	160.0	0.02	2231.7	14837.85	Suelo 1	5.00	0.18	0.60	150	10.00
PAV25	140.0	0.04	905.6	17468.15	Suelo 1	5.00	0.39	0.60	150	10.00
PAV26	120.0	0.04	454.0	6676.61	Suelo 1	5.00	0.66	0.70	150	5.00
PAV27	70.0	0.02	331.1	3580.25	Suelo 1	5.00	0.53	0.60	150	10.00

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.6 Características comunes de los tipos de pavimento permeable

TIPO DE PAVIMENTO		Pavimento permeable sin alcantarilla	Pavimento permeable con alcantarilla																									
<b>CAPA SUPERFICIAL (SURFACE LAYER)</b>	Material	Concreto permeable																										
	Relación de vacíos (e)	0.20																										
	Resistencia a la compresión f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	280																										
	Espesor (m)	0.15																										
<b>CAMA DE APOYO (BEDDING LAYER)</b>	Material	Agregado N° 57 (1/2" a 1 1/2"). ASTM D448. Limpio y libre de finos (No más del 2 % pasando el tamiz N° 200)																										
		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tamiz</th> <th rowspan="2">Diámetro de las partículas (mm)</th> <th colspan="2">% Material filtrante</th> </tr> <tr> <th>Mínimo</th> <th>Máximo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>2 in</td><td>50.800</td><td>100</td><td>100</td></tr> <tr><td>1 1/2 in</td><td>38.100</td><td>95.0</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>1 in</td><td>25.400</td><td>25.0</td><td>60.0</td></tr> <tr><td>3/4 in</td><td>19.050</td><td>10.0</td><td>40.0</td></tr> <tr><td>1/2 in</td><td>12.700</td><td>0.0</td><td>10.0</td></tr> </tbody> </table>		Tamiz	Diámetro de las partículas (mm)	% Material filtrante		Mínimo	Máximo	2 in	50.800	100	100	1 1/2 in	38.100	95.0	100.0	1 in	25.400	25.0	60.0	3/4 in	19.050	10.0	40.0	1/2 in	12.700	0.0
Tamiz	Diámetro de las partículas (mm)	% Material filtrante																										
		Mínimo	Máximo																									
2 in	50.800	100	100																									
1 1/2 in	38.100	95.0	100.0																									
1 in	25.400	25.0	60.0																									
3/4 in	19.050	10.0	40.0																									
1/2 in	12.700	0.0	10.0																									
	Espesor (m)	0.10																										
<b>CAPA DE RESERVORIO (RESERVOIR LAYER)</b>	Material	Agregado N° 2 (3/4" a 3") ASTM D448. Limpio y libre de finos.																										
		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Tamiz</th> <th rowspan="2">Diámetro de las partículas (mm)</th> <th colspan="2">% Material filtrante</th> </tr> <tr> <th>Mínimo</th> <th>Máximo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>3 in</td><td>76.200</td><td>100</td><td>100</td></tr> <tr><td>2 1/2 in</td><td>63.500</td><td>90</td><td>100</td></tr> <tr><td>2 in</td><td>50.800</td><td>35</td><td>70</td></tr> <tr><td>1 1/2 in</td><td>38.100</td><td>0.0</td><td>15.0</td></tr> <tr><td>3/4 in</td><td>19.050</td><td>0.0</td><td>5.0</td></tr> </tbody> </table>		Tamiz	Diámetro de las partículas (mm)	% Material filtrante		Mínimo	Máximo	3 in	76.200	100	100	2 1/2 in	63.500	90	100	2 in	50.800	35	70	1 1/2 in	38.100	0.0	15.0	3/4 in	19.050	0.0
Tamiz	Diámetro de las partículas (mm)	% Material filtrante																										
		Mínimo	Máximo																									
3 in	76.200	100	100																									
2 1/2 in	63.500	90	100																									
2 in	50.800	35	70																									
1 1/2 in	38.100	0.0	15.0																									
3/4 in	19.050	0.0	5.0																									
	Borde Libre (m)	0.15																										
<b>ALCANTARILLA PERFORADA (UNDERDRAIN)</b>	Material	-	Tubería PVC perforada																									
	Perforaciones	-	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m																									
	Camada de Agregado N° 57 (m)	-	0.05																									
	Sobrecama de Agregado N° 57 (m)	-	0.10																									

<b>POZO DE INSPECCIÓN (OBSERVATION WELL)</b>	Material	Tubería PVC perforada			
	Diámetro (mm)	150			
	Perforaciones	3 o 4 filas de perforaciones ( $\Phi$ 3/8") cada 0.15 m. Solo en la capa de reservorio			
	Distancia entre pozos (m)	15			
<b>CAPA DE FILTRO (FILTER LAYER)</b>	Material	Agregado N° 8 (3/8" a N° 8) ASTM D448			
		Tamiz	Diámetro de las partículas (mm)	% Material filtrante	
				Mínimo	Máximo
1/2 in	12.700	100.0	100.0		
3/8 in	9.525	85.0	100.0		
No 4	4.760	10.0	30.0		
No 8	2.360	0.0	10.0		
No 16	1.180	0.0	5.0		
	Esesor (m)	0.10			
<b>GEOTEXTIL</b>	Tipo	Geotextil Tejido			
	Tamaño de abertura, TAA (mm)	0.43			
	Permeabilidad del geotextil, Kg (cm/s)	0.01			

Fuente: Elaboración propia





Figura 5.15 Planta del pavimento permeable (PAV06)

Fuente: Elaboración propia

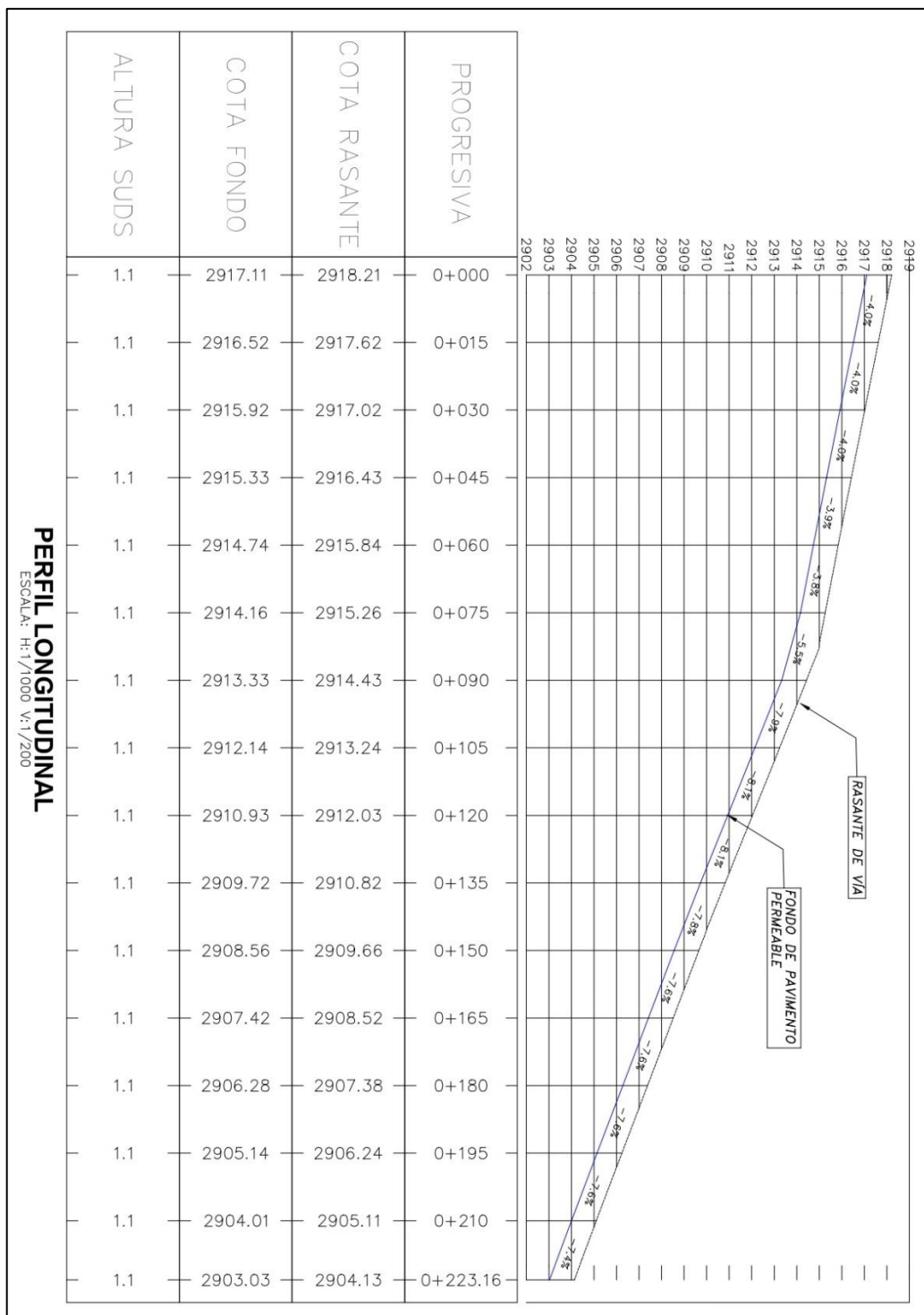


Figura 5.16 Perfil longitudinal del pavimento permeable (PAV06)

Fuente: Elaboración propia

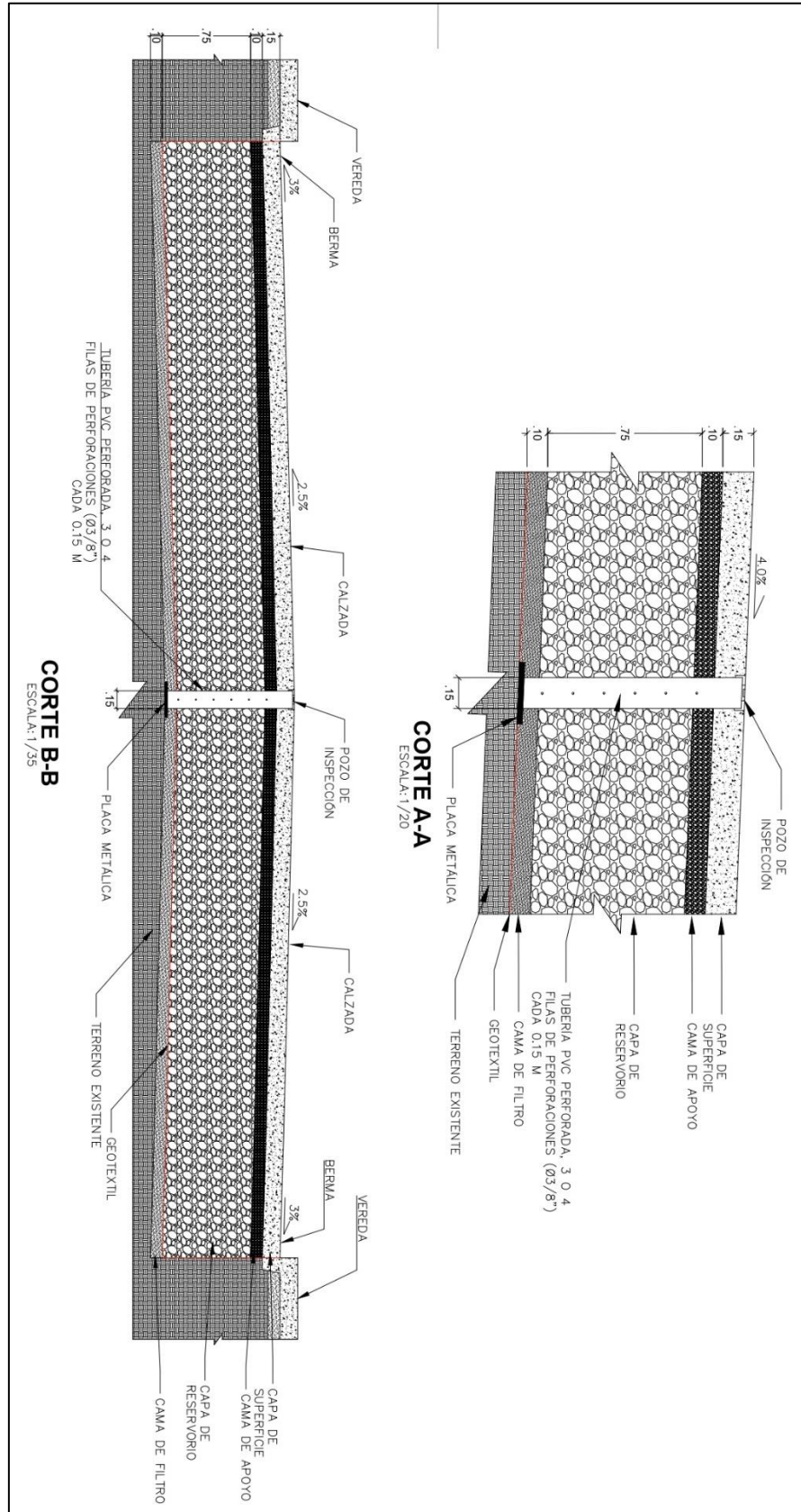


Figura 5.17 Secciones del pavimento permeable (PAV06)

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de zanjas de infiltración se realizó el siguiente procedimiento:

- Se agrupa las subcuencas urbanas donde se proyectaron zanjas de infiltración (tanto en la Única y 2º Alternativa) en forma descendente en función del volumen y caudal pico de escurrimiento obtenido de los resultados del 4º Escenario, similitudes de área de subcuencas, longitud total de la zanja proyectada, tipo de suelo y topografía (pendiente del terreno).
- Se asigna a cada grupo un tipo de zanja de infiltración, resultando un total de 11 tipos (IFT01 a IFT11).
- Para cada tipo de zanja de infiltración, se definen los parámetros de diseño, que se obtienen de las características de las subcuencas que han sido asignadas con ese tipo de pavimento, tal como se explica a continuación:
  - Volumen de escurrimiento pluvial: se define como el máximo volumen de escurrimiento pluvial del total de subcuencas.
  - Caudal pico de diseño: se define como el máximo caudal pico de escurrimiento del total de subcuencas.
  - Longitud de zanja: se define como la mínima longitud de zanja proyectada del total de subcuencas.
  - Área máxima de subcuenca: se define como el área máxima del total de subcuencas.
  - Tipo de suelo: se selecciona el suelo típico del total de subcuencas.
  - Pendiente de superficie: se define como la máxima pendiente de la superficie de zanja proyectada en el total de subcuencas.
- Se diseña hidráulicamente los tipos de zanja de infiltración según lo explicado en el Apartado 2.4.2, calculándose el espesor de la capa de reservorio y el ancho de zanja.

Los parámetros de diseño de los tipos de zanja de infiltración se muestran en el Cuadro 5.7, las características comunes se muestran en el Cuadro 5.8 y en las Figuras 5.18, 5.19 y 5.20 se muestra una vista en planta, perfil y secciones de la zanja IFT04 como ejemplo típico de la zanja de infiltración. El proceso de diseño se muestra en el ANEXO B.12.

Cuadro 5.7 Parámetros de diseño de tipos de zanja de infiltración

Tipos de Zanja de Infiltración	Volumen de Escurrimiento Pluvial (m3)	Caudal Pico de Diseño (m3/s)	Área máxima de subcuenca urbana (m2)	Tipo de Suelo	Pendiente de Superficie (%)	Nº Zanjas	Longitud por Zanja (m)	Longitud Total (m)	Ancho (m)	Espesor Calculado de Capa de Reservorio (m)	Espesor Diseñado de Capa de Reservorio (m)
IFT01	610.0	0.08	38771.84	Suelo 1	5.00	2.00	460.43	920.87	1.80	0.92	0.95
IFT02	560.0	0.14	36043.64	Suelo 1	5.00	2.00	379.04	758.08	2.00	0.92	0.95
IFT03	340.0	0.09	20698.72	Suelo 1	5.00	2.00	280.00	560.00	1.80	0.84	0.90
IFT04	260.0	0.07	15422.24	Suelo 1	5.00	2.00	222.00	444.00	1.80	0.81	0.85
IFT05	200.0	0.07	12158.53	Suelo 1	5.00	1.00	321.30	321.30	1.80	0.87	0.90
IFT06	130.0	0.02	18330.41	Suelo 1	5.00	1.00	1015.17	1015.17	0.60	0.53	0.60
IFT07	100.0	0.03	6397.07	Suelo 1	5.00	1.00	211.40	211.40	1.80	0.66	0.70
IFT08	70.0	0.02	6005.65	Suelo 1	2.00	1.00	115.00	115.00	1.80	0.85	0.90
IFT09	40.0	0.01	2522.80	Suelo 1	2.00	1.00	70.50	70.50	1.80	0.79	0.85
IFT10	30.0	0.01	1257.75	Suelo 1	5.00	1.00	82.21	82.21	1.20	0.76	0.80
IFT11	10.0	0.01	1190.01	Suelo 1	5.00	1.00	37.00	37.00	1.20	0.56	0.60

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.8 Características comunes de los tipos de zanja de infiltración

TIPO DE ZANJA DE INFILTRACIÓN		Todos			
CAPA SUPERFICIAL	Material	Piedra de río (cantos rodados) menor a 6"			
	Espesor (m)	0.075			
CAPA DE RESERVORIO (STONE LAYER)	Material	Agregado (1 1/2" – 3 1/2"). Piedra lavada y libre de finos. No más de 2 % pasa la malla Nº 200.			
		Tamiz	Diametro de las partículas (mm)	% Material filtrante	
				Mínimo	Máximo
		3 1/2 in	90.000	90	100
		2 1/2 in	63.500	25	60
1 1/2 in	38.100	0.0	15.0		
3/4 in	19.050	0.0	5.0		
	Borde Libre (m)	0.15			
CAMA DE APOYO (TRENCH BOTTOM)	Material	Cama de arena con especificaciones ASTM C-33, 0.02" - 0.04"			
	Espesor (m)	0.15			
POZO DE INSPECCIÓN (OBSERVATION WELL)	Material	Tubería PVC perforada			
	Diámetro (mm)	150			
	Perforaciones	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m. Solo en la capa de reservorio			
	Distancia entre pozos (m)	15			
GEOTEXTIL	Tipo	Geotextil Tejido			
	Tamaño de abertura, TAA (mm)	0.43			
	Permeabilidad del geotextil, Kg (cm/s)	0.01			

Fuente: Elaboración propia

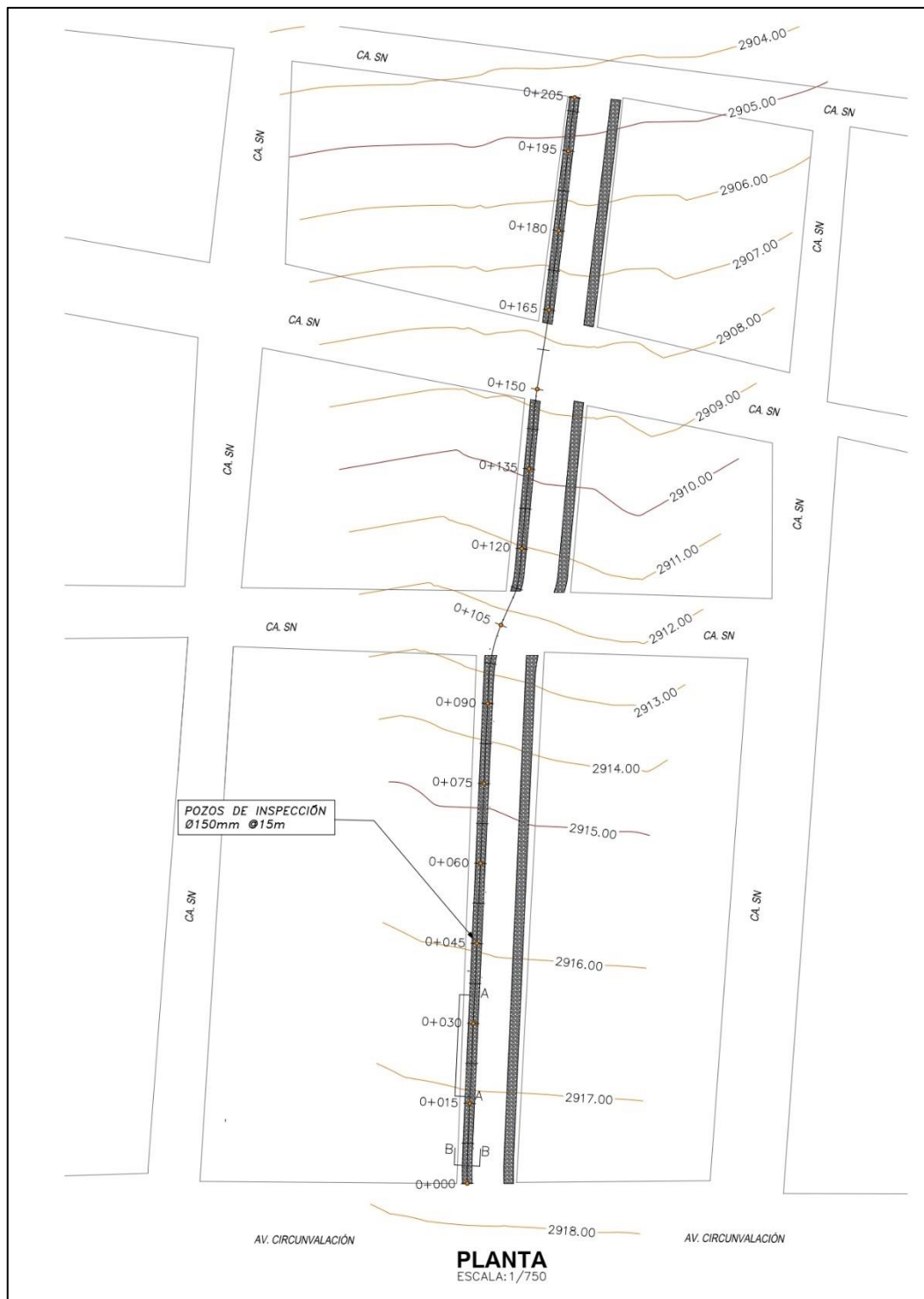


Figura 5.18 Planta de la zanja de infiltración (IFT 04)

Fuente: Elaboración propia

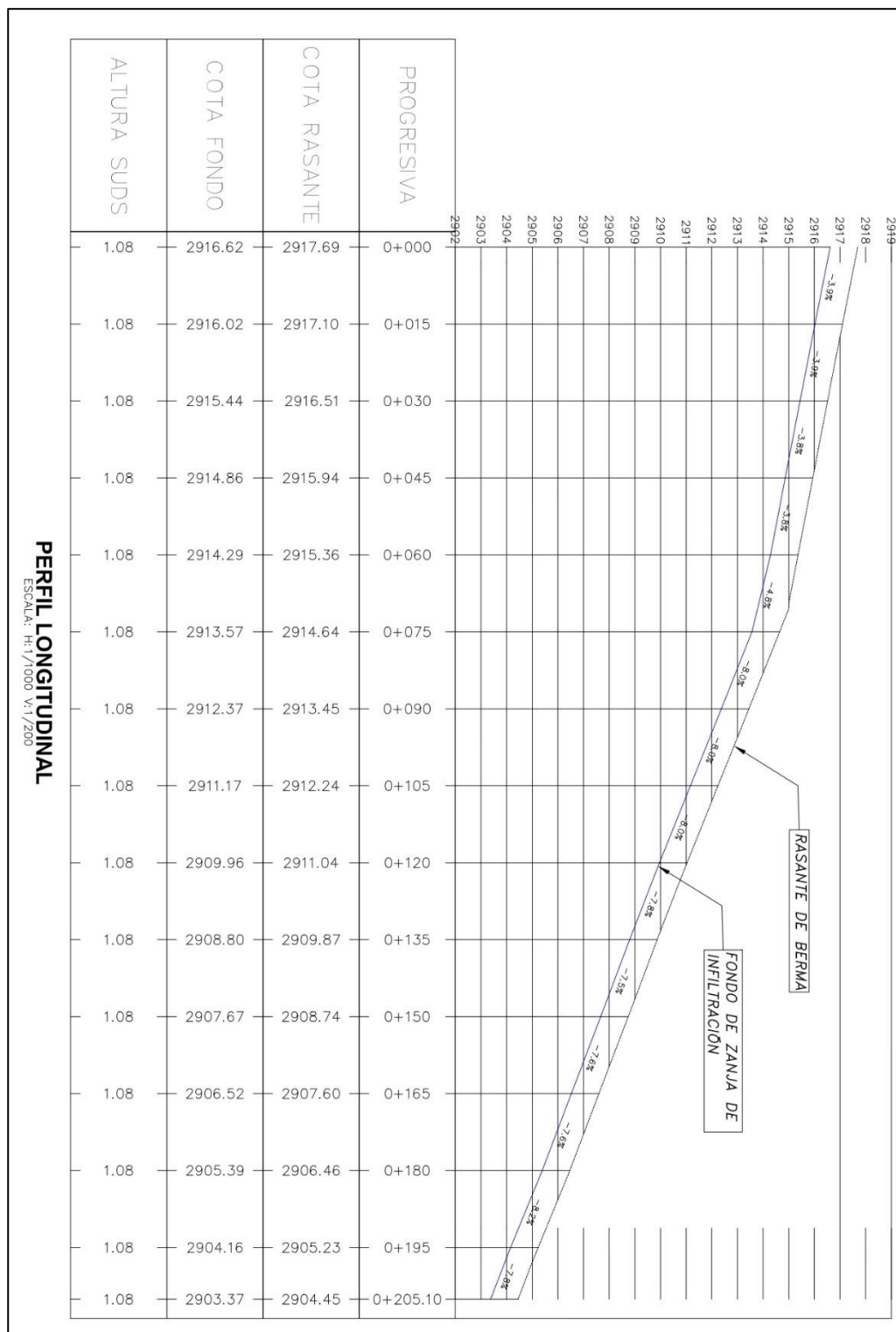


Figura 5.19 Perfil longitudinal de la zanja de infiltración (IFT04)

Fuente: Elaboración propia

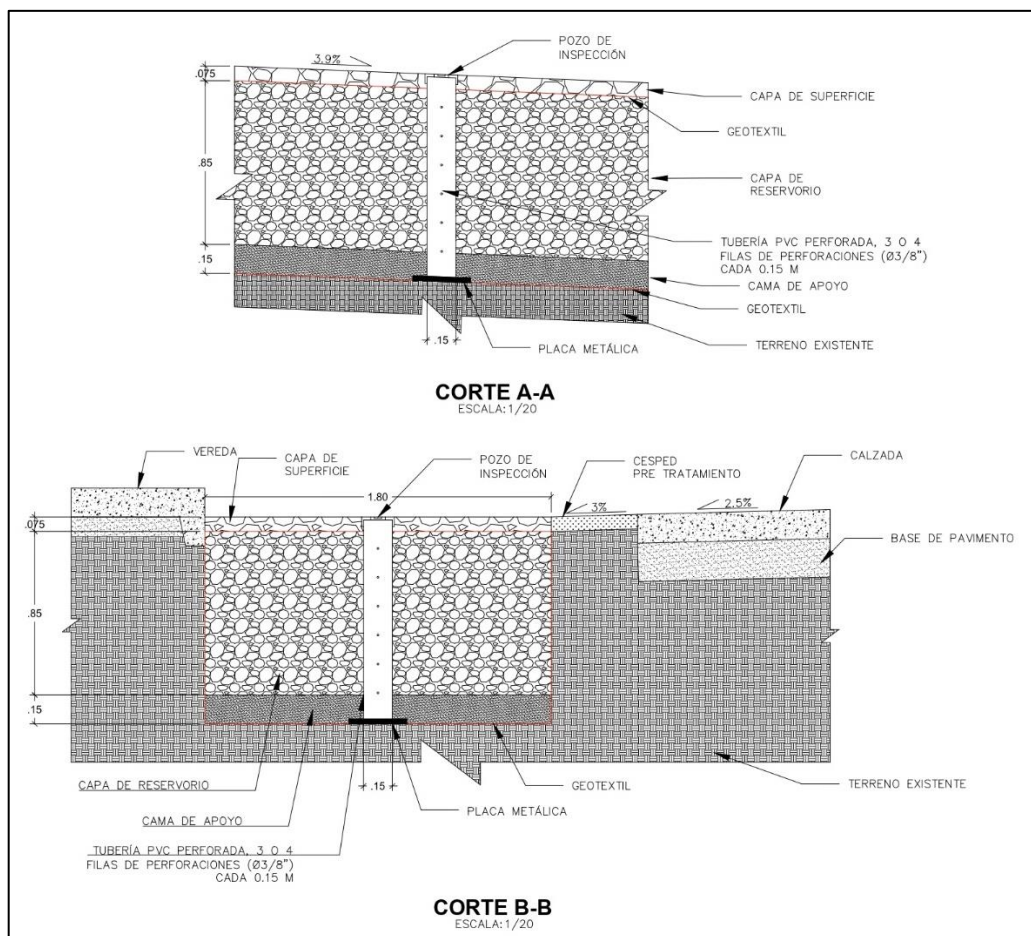


Figura 5.20 Secciones de la zanja de infiltración (IFT04)

Fuente: Elaboración propia

Para evaluar el 5º, 6º y 7º Escenario, se definen los tipos de pavimento y zanja de infiltración en el SWMM. Posteriormente se asignan a las subcuencas correspondientes los tipos de pavimentos y zanjas según correspondiese, tal como se observa en los Cuadros 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12. Por último, se procede a modelar cada escenario, cuyos resultados se explican en el siguiente apartado.

Cuadro 5.9 Subcuencas urbanas mejoradas con pavimento permeable en la Única Alternativa

SUBCUENCA	ÁREA DE SUBCUENCA (m <sup>2</sup> )	ÁREA DE PAVIMENTO PERMEABLE (m <sup>2</sup> )	LARGO (m)	ANCHO (m)	TIPO DE PAVIMENTO
A17-2-2	2500.32	943.23	34.9	27.0	PAV10
A2-31	17385.63	1408.58	270.9	5.2	PAV19
A2-40	5090.34	262.44	105.0	2.5	PAV08
A2-44-1	29127.44	2308.80	522.0	4.4	PAV16
A2-44-2	26670.40	2227.85	468.1	4.8	PAV16



A2-44-3	2457.22	499.57	88.9	5.6	PAV27
A2-51-1	23623.47	2264.75	411.5	5.5	PAV16
A2-51-2	29106.56	1040.55	242.8	4.3	PAV17
A3-1	19606.84	1344.83	337.5	4.0	PAV16
A3-2	16840.33	958.60	180.0	5.3	PAV18
A3-4	2712.25	331.09	109.9	3.0	PAV27
A3-5-1	9612.78	1207.55	197.0	6.1	PAV23
A3-5-2	3580.25	393.60	111.9	3.5	PAV27
A4-2-2	6676.61	454.01	101.3	4.5	PAV26
A7-15	37837.14	3187.22	389.7	8.2	PAV14
A7-49-2	26613.51	1476.75	307.9	4.8	PAV17
A8-12	7644.42	337.43	96.4	3.5	PAV08
PP1-17-1	31185.52	1803.73	331.1	5.4	PAV17
PP1-17-2	22270.63	1097.64	329.8	3.3	PAV23
PP1-22	25323.56	1440.03	331.4	4.3	PAV21
PP1-25	22132.77	1760.73	354.8	5.0	PAV21
PP1-4	15247.30	2239.28	395.9	5.7	PAV20
PP1-7	14256.46	1365.65	300.5	4.5	PAV22
PP1-9	17468.15	2071.66	305.9	6.8	PAV25
RS1-1-1	37645.08	2538.34	680.7	3.7	PAV20
RS1-1-2	9503.84	905.56	159.8	5.7	PAV25
RS5-1	3991.20	214.08	51.0	4.2	PAV09
RS5-2	2172.49	323.72	54.0	6.0	PAV11
RS5-3	2182.65	249.03	32.8	7.6	PAV11
SD14-1	14837.85	2231.73	532.2	4.2	PAV24
SD21-1	24769.47	2197.16	383.8	5.7	PAV20
SD25-2	1880.25	314.94	95.4	3.3	PAV11
SD26-1	671.71	110.03	36.7	3.0	PAV13
SN1-5-1	28372.09	2486.90	473.9	5.2	PAV20
SN1-5-2	31661.14	1875.72	58.6	32.0	PAV05
W1-14-1	37082.41	2474.80	545.6	4.5	PAV15
W1-14-3	1976.19	813.68	35.8	22.7	PAV12
W1-14-4	18162.58	1016.93	245.0	4.2	PAV21
W1-2-1	17333.67	1622.52	274.8	5.9	PAV23

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.10 Subcuencas urbanas mejoradas con zanja de infiltración en la Única Alternativa

SUBCUENCA	ÁREA DE SUBCUENCA (m <sup>2</sup> )	Nº ZANJAS	LONGITUD DE ZANJA (m)	ANCHO (m)	ÁREA TOTAL DE ZANJA (m <sup>2</sup> )	TIPO DE ZANJA
A1-1	18330.4	1	1015.2	0.6	609.1	IFT06
A3-3	1257.8	1	82.2	1.2	98.7	IFT10
A3-6	11000.9	1	321.3	1.8	578.3	IFT05
PP1-13-1	4721.7	1	115.0	1.8	207.0	IFT08
SD15-1	6005.7	1	115.0	1.8	207.0	IFT08
SD27-1	1190.0	1	37.0	2.1	77.6	IFT11

SD28-1	6397.1	1	211.4	1.8	380.6	IFT07
W1-14-2	2512.2	1	70.5	1.8	126.9	IFT09
W1-14-5	2522.8	1	70.5	1.8	126.9	IFT09

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.11 Subcuencas urbanas mejoradas con pavimento permeable en la Alternativa N° 1

SUBCUENCA	ÁREA DE SUBCUENCA (m <sup>2</sup> )	ÁREA DE PAVIMENTO PERMEABLE (m <sup>2</sup> )	LARGO (m)	ANCHO (m)	TIPO DE PAVIMENTO
SD1-2	12158.53	2308.29	243.0	9.5	PAV07
SD1-3	13420.17	2947.06	310.2	9.5	PAV06
SD1-4	18478.42	2914.15	306.8	9.5	PAV04
SD1-5	18868.91	2981.99	313.9	9.5	PAV04
SD1-6	20158.70	3548.78	373.6	9.5	PAV04
SD1-7	20698.72	4332.12	456.0	9.5	PAV03
SD1-8	27038.09	5165.44	543.7	9.5	PAV02
SD2-1	15422.24	2606.24	274.3	9.5	PAV06
SD2-2	33345.73	4931.59	519.1	9.5	PAV02
SD2-3	36043.64	5317.64	559.8	9.5	PAV02
SD2-4	13990.78	2862.85	301.4	9.5	PAV06
SD2-5	38771.84	9280.10	976.9	9.5	PAV01

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.12 Subcuencas urbanas mejoradas con zanja de infiltración en la Alternativa N° 2

SUBCUENCA	ÁREA DE SUBCUENCA (m <sup>2</sup> )	Nº ZANJAS	LONGITUD DE ZANJA (m)	ANCHO (m)	AREA TOTAL DE ZANJA (m <sup>2</sup> )	TIPO DE ZANJA
SD1-2	12158.5	2	203.8	1.8	733.8	IFT05
SD1-3	13420.2	2	235.8	1.8	848.8	IFT04
SD1-4	18478.4	2	280.0	1.8	1008.1	IFT03
SD1-5	18868.9	2	292.9	1.8	1054.3	IFT03
SD1-6	20158.7	2	325.5	1.8	1171.9	IFT03
SD1-7	20698.7	2	356.2	1.8	1282.5	IFT03
SD1-8	27038.1	2	379.0	2.0	1516.2	IFT02
SD2-1	15422.2	2	241.0	1.8	867.6	IFT04
SD2-2	33345.7	2	460.4	1.8	1657.6	IFT01
SD2-3	36043.6	2	446.0	2.0	1784.1	IFT02
SD2-4	13990.8	2	222.0	1.8	799.3	IFT04
SD2-5	38771.8	2	566.9	1.8	2040.7	IFT01

Fuente: Elaboración propia

### 5.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

#### 5.3.1 Evaluación de peligro en calles y alcantarillas

A partir de los resultados del 3º Escenario, que se muestran en el ANEXO B.4 y B.5, y comparando con los resultados del 1º Escenario, se observa lo siguiente:

- La proyección de la alcantarilla de la Av. Mariscal Cáceres hasta el cruce con la Av. Los Libertadores y la zanja de infiltración en la berma lateral de la calzada izquierda de la Av. Abraham Valdelomar, reduce el peligro de inundación, debido a que la alcantarilla existente en Av. Los Libertadores y el área verde donde descargaba el Sector 1 se vuelven innecesarios. Por otro lado, este mejoramiento incrementa el área de drenaje del Sector 2, lo cual así mismo incrementa el tirante en las alcantarillas existentes en dicho sector (Colector Perú y Tahuantinsuyo); sin embargo, se sigue manteniendo un peligro bajo de colapso como se muestra en el Cuadro 5.13.

Cuadro 5.13 Peligro de colapso de colectores del Sector S2 (3º Escenario)

COLECTOR	SECTOR	TIPO	$Y_{max}/Y_{total}$ 1º Escenario	$Y_{max}/Y_{total}$ 3º Escenario	PELIGRO 3º Escenario
ColecPeru_1	S2	Alcantarilla	0.13	0.22	BAJO
ColecTahuantinsuyo_5	S2	Alcantarilla	0.16	0.27	BAJO
ColecTahuantinsuyo_6	S2	Alcantarilla	0.17	0.27	BAJO
ColecTahuantinsuyo_7	S2	Alcantarilla	0.28	0.54	BAJO

Fuente: Elaboración propia

- La proyección de las alcantarillas en Jr. Ramon Castilla, 21 de Junio, 24 de Junio, España, San Juan, Mariano Bellido y Munive reducen el área de drenaje del Sector 5, lo cual reducen el peligro de inundaciones en el cruce de Av. San Lorenzo y Jr. Munive. Esto último se resume en la Figura 5.21, donde se observa que el caudal pico y el tirante máximo en la alcantarilla de descarga (Colector Munive\_6) se reduce en 32 % y 39 % respectivamente, en comparación a lo observado en el 1º Escenario, manteniéndose un peligro bajo de colapso. Por otro lado, la proyección de las alcantarillas genera un incremento del área de drenaje del Sector 3, lo cual incrementa el tirante en los colectores Llucha Llucha y Carmen Alto; sin embargo, se sigue manteniendo un peligro bajo de colapso como se muestra en el Cuadro 5.14.

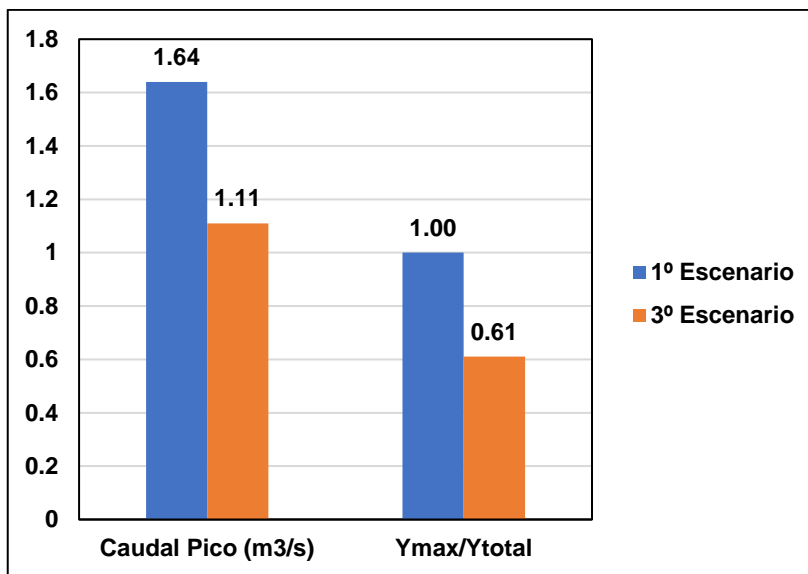


Figura 5.21 Comparación de resultados del colector Munive\_6

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.14 Peligro de colapso de colectores del Sector S5 (3º Escenario)

COLECTOR	SECTOR	TIPO	$Y_{max}/Y_{total}$ 1º Escenario	$Y_{max}/Y_{total}$ 3º Escenario	PELIGRO 3º Escenario
ColecLluchaLlucha_1	S2	Alcantarilla	0.18	0.55	BAJO
ColecLluchaLlucha_2	S2	Alcantarilla	0.17	0.48	BAJO
ColecCarmenAlto_5	S2	Alcantarilla	0.48	0.56	BAJO
ColecCarmenAlto_6	S2	Alcantarilla	0.56	0.67	BAJO

Fuente: Elaboración propia

- De la misma manera, la proyección de la cuneta en Jr. Huancayo reduce el peligro de erosión del talud al disminuir la velocidad del flujo de 6.5 m/s hasta 2.27 m/s.
- En el Pje. Unión se observa una reducción del parámetro de peligro al deslizamiento a valores menores a  $1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$ , lo que representa un peligro bajo, tal como se observa en la Figura 5.22. Por otro lado, en las demás calles y alcantarillas no presentan peligro alguno.
- El sumidero propuesto en el Colector Miguel Grau descarga eficientemente el flujo generado en el Sector 8.

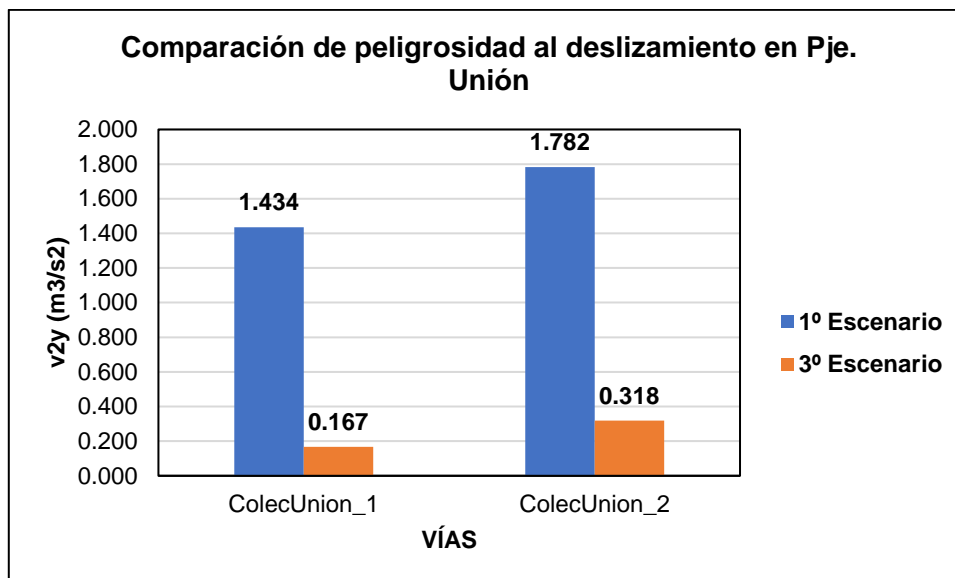


Figura 5.22 Comparación de la peligrosidad al deslizamiento en Pje. Unión

Fuente: Elaboración propia

### 5.3.2 Evaluación de peligro en ríos y quebradas

El peligro en los ríos y quebradas se ha evaluado en forma aproximada considerando el levantamiento catastral a escala y las mediciones de campo, por lo que los resultados deben considerarse como preliminares.

A partir de los resultados del 4º Escenario, que se muestran en el ANEXO B.6, y comparando con los resultados del 2º Escenario, se observa lo siguiente:

- La proyección de las estructuras de encauzamiento en los tramos de peligro alto en el Río Alameda y las quebradas Río Seco, Puca Puca y Wanchituyoq, incrementan la altura libre de tal manera que sea mayor al borde libre recomendado, lo cual representa un peligro bajo de desbordamiento, tal como se observa en el Cuadro 5.15.
- La proyección de la estructura de encauzamiento en la quebrada Islachayoq, reduce el peligro de afectación a las edificaciones ubicadas en su ribera, debido a que la altura libre es mayor al borde libre recomendado, tal como se observa en el Cuadro 5.15.

- La proyección de la alcantarilla en la quebrada SN reduce el peligro de inundación en el tramo que es utilizado como calle, observándose un tirante máximo de 34 % de la altura de la alcantarilla.

Cuadro 5.15 Grado de peligro de las quebradas (4º Escenario)

RÍO Y/O QUEBRADA	TRAMO	TIRANTE NORMAL (m)	ALTURA LIBRE CALCULADA (m)	BORDE LIBRE RECOMENDADO (m)	PELIGRO
Alameda	Tramo 1	4.42	3.08	1.50	BAJO
Río Seco	Tramo 1	1.63	1.57	1.00	BAJO
Puca Puca	Tramo completo	0.37	0.73	0.65	BAJO
Islachayoq	Tramo completo	0.33	0.98	0.80	BAJO
Wanchituyoq	Tramo 1	0.74	0.76	0.70	BAJO

Fuente: Elaboración propia

Vale mencionar, que el modelamiento hidráulico de ríos y quebradas se realizó teniendo en cuenta la falta de precisión de información topográfica en los cauces y la falta de planos o esquemas de las estructuras de encauzamiento existentes.

Sin embargo, permite concluir que las estructuras de encauzamiento planteadas funcionan eficientemente y reducen el peligro de inundación en el recorrido de las quebradas por la zona de estudio.

### 5.3.3 Evaluación del caudal pico en subcuencas urbanas

A partir de los resultados del 5º Escenario (Única Alternativa) y comparando con los resultados del 3º Escenario, se observa lo siguiente:

- Tal como se observa en el Cuadro 5.16, en las subcuencas mejoradas con pavimento permeable con alcantarilla en la Única Alternativa se observa una reducción promedio del caudal pico de escurrimiento de 24.40 %, que va desde 10.70 % hasta 87.60 %. De la misma manera, se observa un incremento promedio del tiempo al pico de 0.54 horas, que va desde 0.5 hasta 1.0 hora.
- Por otro lado, en las subcuencas mejoradas con pavimento permeable sin alcantarilla en la Única Alternativa se observa una reducción del 100 % del

caudal pico de escurrimiento en todas las subcuencas. Esto se debe a que todo el flujo generado en la subcuenca se infiltra eficientemente y por lo tanto no se evidencia escorrentía alguna.

- Tal como se observa en el Cuadro 5.17, en las subcuencas mejoradas con zanja de infiltración en la Única Alternativa se observa una reducción del 100 % del caudal pico de escurrimiento en todas las subcuencas. Esto se debe a que todo el flujo generado en la subcuenca se infiltra eficientemente y por lo tanto no se evidencia escorrentía alguna.

A partir de los resultados del 6º y 7º Escenario (Alternativas Nº 1 y 2 respectivamente) y comparando con los resultados del 3º Escenario, se observa lo siguiente:

- Tal como se muestra en el Cuadro 5.18, se observa una reducción del 100 % del caudal pico de escurrimiento en todas las subcuencas mejoradas con pavimento permeable o zanja de infiltración correspondientes a las Alternativas Nº 1 y 2 respectivamente. Esto se debe a que todo el flujo generado en las subcuencas se infiltra eficientemente y por lo tanto no evidencia escorrentía alguna.

Cuadro 5.16 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con pavimento permeable en la Única Alternativa

SUBCUENCA	CAUDAL PICO DE ESCURRIMIENTO (m <sup>3</sup> /s)			TIEMPO AL PICO (h)		
	3º Escenario	5º Escenario (Única Alternativa)	% Reducción	3º Escenario	5º Escenario (Única Alternativa)	Incremento
A17-2-2	0.0166	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
A2-31	0.1026	0.0851	17.06 %	8.00	8.50	0.50
A2-40	0.0239	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
A2-44-1	0.0812	0.0638	21.43%	8.00	8.50	0.50
A2-44-2	0.0824	0.0652	20.87 %	8.00	8.50	0.50
A2-44-3	0.0163	0.0098	39.88 %	8.00	8.50	0.50
A2-51-1	0.1029	0.0827	19.63 %	8.00	8.50	0.50
A2-51-2	0.0444	0.0373	15.99 %	8.00	8.50	0.50
A3-1	0.1463	0.1275	12.85 %	8.00	8.50	0.50
A3-2	0.1252	0.1118	10.70 %	8.00	8.50	0.50
A3-4	0.0202	0.0155	23.27 %	8.00	8.50	0.50
A3-5-1	0.0544	0.0411	24.45 %	8.00	8.50	0.50
A3-5-2	0.0234	0.0183	21.79 %	8.00	8.50	0.50

A4-2-2	0.0417	0.0360	13.67 %	8.00	8.50	0.50
A7-15	0.2401	0.1995	16.91 %	8.00	8.50	0.50
A7-49-2	0.0222	0.0178	19.82 %	8.00	9.00	1.00
A8-12	0.0305	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
PP1-17-1	0.0669	0.0537	19.73 %	8.00	8.50	0.50
PP1-17-2	0.0224	0.0151	32.59 %	8.00	8.50	0.50
PP1-22	0.0127	0.0091	28.35 %	8.50	9.00	0.50
PP1-25	0.0303	0.0183	39.60 %	8.00	8.50	0.50
PP1-4	0.0857	0.0000	100.00 %	8.00	8.50	0.50
PP1-7	0.0679	0.0537	20.91 %	8.00	8.50	0.50
PP1-9	0.0129	0.0016	87.60 %	8.00	9.00	1.00
RS1-1-1	0.0332	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
RS1-1-2	0.044	0.0348	20.91 %	8.00	8.50	0.50
RS5-1	0.0191	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
RS5-2	0.0115	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
RS5-3	0.0089	0.0000	100.00%	8.00	-	-
SD14-1	0.0199	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
SD21-1	0.0165	0.0000	100.00 %	8.50	-	-
SD25-2	0.0089	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
SD26-1	0.0037	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
SN1-5-1	0.0215	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
SN1-5-2	0.0479	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
W1-14-1	0.1382	0.1165	15.70 %	8.00	8.50	0.50
W1-14-3	0.0109	0.0000	100.00 %	8.00	-	-
W1-14-4	0.0578	0.0495	14.36 %	8.00	8.50	0.50
W1-2-1	0.0445	0.0323	27.42 %	8.00	8.50	0.50

Fuente: Elaboración Propia

Cuadro 5.17 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con zanja de infiltración en la Única Alternativa

SUBCUENCA	CAUDAL PICO DE ESCURRIMIENTO (m <sup>3</sup> /s)		
	3º Escenario	5º Escenario (Única Alternativa)	% Reducción
A1-1	0.0159	0.0000	100 %
A3-3	0.0097	0.0000	100 %
A3-6	0.0694	0.0000	100 %
PP1-13-1	0.0229	0.0000	100 %
SD15-1	0.0239	0.0000	100 %
SD27-1	0.0048	0.0000	100 %
SD28-1	0.0332	0.0000	100 %
W1-14-2	0.0137	0.0000	100 %
W1-14-5	0.0119	0.0000	100 %

Fuente: Elaboración Propia



Cuadro 5.18 Evaluación del caudal pico de escurrimiento en las subcuencas mejoradas con la Alternativa N° 1 o 2

SUBCUENCA	CAUDAL PICO DE ESCURRIMIENTO (m <sup>3</sup> /s)				
	3º Escenario	6º Escenario (Alternativa N° 1)	7º Escenario (Alternativa N° 2)	% Reducción (6º Escenario)	% Reducción (7º Escenario)
SD1-2	0.0317	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-3	0.0682	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-4	0.0802	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-5	0.0911	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-6	0.0852	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-7	0.0831	0.000	0.000	100 %	100 %
SD1-8	0.1383	0.000	0.000	100 %	100 %
SD2-1	0.0731	0.000	0.000	100 %	100 %
SD2-2	0.0977	0.000	0.000	100 %	100 %
SD2-3	0.0747	0.000	0.000	100 %	100 %
SD2-4	0.0729	0.000	0.000	100 %	100 %
SD2-5	0.0802	0.000	0.000	100 %	100 %

Fuente: Elaboración Propia

Si se evalúa la Única Alternativa (5º Escenario) para un periodo de retorno de 100 años, se observa también una reducción del caudal pico en las quebradas, siendo este efecto más significativo en la quebrada Puca Puca, donde se observa una reducción de 0.23 m<sup>3</sup>/s, que representa un 7.98 % del caudal pico considerando el aporte de las subcuencas urbanas; es decir, sumando los caudales picos de las cuencas de cabecera y las subcuencas urbanas. Por otro lado, esta reducción de caudal afecta, en menor medida, el caudal que transporta la quebrada Río Seco y el río Alameda, observándose una reducción del caudal de 0.51 % y 0.15 % respectivamente, tal como se muestra en el Cuadro 5.19.

Cuadro 5.19 Reducción del caudal pico de quebradas en Única Alternativa para un periodo de retorno de 100 años

RIO O QUEBRADA	CAUDAL PICO ACTUAL (m <sup>3</sup> /s)	CAUDAL 5º ESCENARIO (m <sup>3</sup> /s)	%REDUCCIÓN
Alameda	152.08	151.85	0.15 %
Río Seco	45.36	45.13	0.51 %
Puca Puca	2.89	2.66	7.98 %

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO VI: SELECCIÓN DE LA MEJOR ALTERNATIVA

Tal como se ha explicado en las secciones anteriores, el mejoramiento del sistema de drenaje actual mediante SUDS en la zona de estudio consiste en dos partes:

- El mejoramiento en las subcuencas urbanas donde solo es posible proyectar una Única Alternativa debido a las características de tipo de suelo, topografía y espacio.
- El mejoramiento en las subcuencas urbanas donde es posible proyectar dos alternativas de mejoramiento con SUDS (Alternativa N° 1 y 2)

Para esta última parte, se realiza un análisis de criterios técnicos, económicos y socioambientales de cada alternativa, teniendo en cuenta lo explicado en el apartado 2.4.3 de tal manera que se seleccione la alternativa más viable, lo cual se explica a continuación.

### 6.1 CRITERIOS TÉCNICOS

#### 6.1.1 Reducción de caudal pico de escurrimiento

Tal como se explicó en el apartado 5.3.3 se observa una reducción del 100 % del caudal pico de escurrimiento en todas las subcuencas mejoradas con pavimento permeable o zanja de infiltración correspondientes a las Alternativas N° 1 y 2 respectivamente.

Por lo tanto, el flujo generado en las subcuencas se infiltra eficientemente y por lo tanto no evidencia escorrentía alguna, lo cual lleva a concluir que ambas alternativas tienen el mismo grado de eficiencia hidráulica.

#### 6.1.2 Adaptabilidad al sistema actual

La zona de estudio está conformada en su mayoría por calles estrechas con ancho de calzada menores a 6 metros y pendientes mayores a 3 %, por lo tanto, se realiza una comparación de la adaptabilidad de cada alternativa al sistema actual que se explica a continuación:

- La Alternativa N° 1 está conformada por pavimento permeable sin alcantarilla, el cual, según el Cuadro 2.11, requiere un espacio pequeño para tratar el flujo generado en subcuencas urbanas con área de drenaje de hasta 4 Ha y pendientes menores a 15 %. Además, no existe ningún tipo de restricción de dimensionamiento (ancho y largo). Por otro lado, es recomendable instalar este tipo de SUDS en vías con baja carga de tráfico y zonas donde no se generen excesiva carga de sedimentos que puedan provocar atoros.
- La Alternativa N° 2 está conformada por zanjas de infiltración que, según el Cuadro 2.11, requiere de un espacio mediano para tratar el flujo generado en las subcuencas urbanas con área de drenaje de hasta 3 Ha y pendientes menores a 15 %. Las zanjas de infiltración normalmente se instalan en las bermas laterales de las vías y deben tener un ancho entre 0.6 m y 2.5 m; además, se recomienda la instalación de césped de 0.6 m de ancho como mínimo (vegetated buffer strip) al costado de la zanja, como se muestra en la Figura 5.18, para tratar la carga de sedimentos y evitar atoros.

Por lo tanto, la Alternativa N° 1 tiene mayor adaptabilidad al sistema actual debido a su fácil instalación en vías con calzadas reducidas y baja carga de tráfico.

### 6.1.3 Proceso constructivo

El proceso constructivo recomendado para el pavimento permeable es el siguiente:

- Se debe comenzar con la estabilización del área del pavimento permeable; es decir, verificar que no existan interferencias con redes de servicios públicos u otro tipo de estructura. No se instalará el pavimento permeable en temporadas de lluvia.
- Se continua con la instalación de estructuras de control de sedimentos o erosión del suelo, que consiste básicamente en estructuras de retención de escorrentía y sedimentos, tales como cercas de limo. El área donde se va instalar el pavimento permeable debe permanecer libres de sedimentos durante todo el proceso constructivo.

- Se procede con la excavación con excavadoras o retroexcavadoras, la cual es recomendable hacerlo por los costados para evitar la compactación del terreno existente, ya que esto puede modificar su permeabilidad.
- El suelo nativo que se encuentra por debajo del pavimento permeable debe ser escarificado una profundidad de 7 a 10 cm para la nivelación del terreno. El geotextil debe ser instalado en las paredes de la capa de reservorio.
- Se tiende la capa de filtro que separa la capa de reservorio con el suelo nativo para luego instalar la tubería perforada y los pozos de observación. Se debe tapar la boca de las tuberías para evitar el ingreso de sedimentos. Antes de empalmar la tubería hacia la estructura receptora, se debe realizar una prueba de nivelación para verificar que cumpla con la pendiente proyectada.
- Se tiende una sobrecama de confitillo o agregado de piedra (usualmente agregado N° 2 o 57 ASTM D448) limpio y libre de finos sobre la clave de la tubería. Se recomienda una altura de 10 cm compactada con rodillo vibratorio en modo estático hasta verificar que no hay movimiento visible del agregado.
- Se tiende la capa de reservorio según el material y profundidad proyectado.
- Para el concreto permeable, se recomienda el uso de concreto premezclado que tenga el diseño adecuado según las especificaciones. Se debe usar vibrador para asegurar un vaciado uniforme. Se debe respetar las juntas de contracción proyectadas y seguir el proceso de curado recomendado para el pavimento permeable.

El proceso constructivo recomendado para las zanjas de infiltración es el siguiente.

- Al igual que el pavimento permeable, se debe estabilizar el área de las zanjas de infiltración, identificando cualquier interferencia, instalar estructuras de retención de escorrentía y sedimentos, para proceder con la excavación por los costados.
- Se instala geotextil en las paredes de la zanja. Se debe recortar las raíces de árboles para evitar que estas corten el geotextil. Se debe asegurar correctamente.
- Se escarifica el fondo de la zanja y se tiende una cama de arena con una profundidad de 15 cm que trabaja como una capa filtrante.

- Se instala los pozos de observación tuberías perforadas en caso el diseño lo contemple. Se debe realizar pruebas de nivelación correspondiente y asegurar los pozos de observación con una sobrecama de 30 cm alrededor de los pozos.
- Se procede con la instalación de las capas de reservorio y superficie con los materiales especificados.
- Se instala las estructuras de pretratamiento alrededor de la zanja de infiltración. Es recomendable proyectar césped a los costados con un ancho de 0.6 m.

Se observa que el procedimiento constructivo de ambas alternativas es similar, con excepción del área intervenida, el cual es mayor para el pavimento permeable, lo cual puede generar mayores interferencias con infraestructura de otros servicios públicos; además, que se requiere un acabado diferente para la capa superficial.

#### 6.1.4 Actividades de operación y mantenimiento

El problema más frecuente durante la vida útil del pavimento permeable y las zanjas de infiltración es el atoro causado por materiales orgánicos y sedimentos que se acumulan en la superficie del pavimento y tapan los poros por donde filtra el agua.

Las recomendaciones de operación y mantenimiento para el pavimento permeable y la zanja de infiltración se resumen en los Cuadros 6.1 y 6.2.

Se observa que ambas alternativas tienen actividades de mantenimiento definidas que garantizan un funcionamiento correcto.

Cuadro 6.1 Actividades típicas de operación y mantenimiento de pavimento permeable

FRECUENCIA	ACTIVIDADES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
Después de la instalación	Para los primeros 6 meses después de la construcción, el área del pavimento debe ser supervisado al menos 2 veces después de tormentas que excedan 10 mm de precipitación para verificar si se necesita alguna reparación o estabilización.
Cuando sea necesario	1. Estabilizar el área del pavimento para prevenir la erosión.

	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. Remover material orgánico o sedimentos depositados en el pavimento.</li> <li>3. Reemplazar o reparar cualquier pavimento deteriorado.</li> </ol>
2 a 4 veces por año (dependiendo del uso)	Barrer mecánicamente el pavimento para evitar obstrucciones.
Anualmente	Realizar una inspección de las alcantarillas
Una vez cada 2 o 3 años	Remover el sedimento en celdas de pretratamiento en los puntos de ingreso.
Si se atora	Realizar el mantenimiento con una barredora de calles regenerativa o una aspiradora. Reemplaza o reparar parte deteriorada

Fuente: DOEE (2020). Stormwater Management Guidebook.

Cuadro 6.2 Actividades típicas de operación y mantenimiento de zanjas de infiltración

FRECUENCIA	ACTIVIDADES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
Anualmente	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Inspección y limpieza de alcantarillas</li> <li>2. Realizar una calicata en el lecho del filtro de arena para verificar que no esté descolorido y necesite un cambio</li> <li>3. Asegurar que el lecho del filtro este nivelado y remover sedimentos y basura si es necesario.</li> </ol>
Cada 5 años	Labrar la capa superior y reemplazar la capa de arena superior en caso tenga.
Cuando sea necesario	Eliminar obstrucciones en las entradas del flujo.
Si se atora	En caso se estanque el agua y no drene en 72 horas, se debe realizar un mantenimiento correctivo.

Fuente: DOEE (2020). Stormwater Management Guidebook.

## 6.2 CRITERIOS ECONÓMICOS

Para evaluar económicamente cada alternativa, se estima el costo de instalación y el costo anual de operación y mantenimiento. Para estimar dichos costos, se calcula un costo promedio unitario obtenido del Cuadro 2.12 que corresponden al valor del dólar del año 2013. Tal como se resume en el Cuadro 6.3, se considera para el pavimento permeable un costo de instalación inicial y un costo anual de operación y mantenimiento de 161.5 \$/m<sup>2</sup> y 2.4 \$/m<sup>2</sup> respectivamente; mientras que para la zanja de infiltración se considera 306.8 \$/m<sup>2</sup> y 38.3 \$/m<sup>2</sup> respectivamente.

Cuadro 6.3 Costos unitarios del pavimento permeable y zanja de infiltración (valores correspondientes al año 2013)

SUDS	COSTO DE INSTALACIÓN INICIAL (\$/m <sup>2</sup> )	COSTO ANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO (\$/m <sup>2</sup> )
Pavimento permeable (concreto)	161.5	2.4
Zanja de Infiltración	306.8	38.3

Fuente: Elaboración propia

Teniendo en cuenta el metrado total de cada alternativa, que se obtiene de los Cuadros 5.11 y 5.12, un horizonte de análisis de 25 años y una tasa de descuento de 10 %, se puede estimar el valor presente del costo de cada alternativa, tal como se muestra en el Cuadro 6.4.

Cuadro 6.4 Valor presente de costo de cada alternativa de mejoramiento

DESCRIPCIÓN	ÚNICA ALTERNATIVA	ALTERNATIVA Nº 1	ALTERNATIVA Nº 2
Metrado de Pavimento Permeable (m <sup>2</sup> )	51 800.72	49 196.26	-
Metrado de Zanja de Infiltración (m <sup>2</sup> )	2 412.10	-	14 764.90
Costo de Instalación Inicial (\$)	9 103 638.05	7 943 162.03	4 529 449.74
Costos de Operación y Mantenimiento	Costo anual (\$)	217 950.55	119 147.43
	Valor Presente de Costo (\$)	1 978 337.10	1 081 501.23
<b>VALOR PRESENTE DE COSTO TOTAL (\$)</b>	<b>11 081 975.15</b>	<b>9 024 663.26</b>	<b>9 668 676.64</b>

Fuente: Elaboración propia

Se observa que el valor presente del costo total de la Alternativa Nº 1 es menor que de la Alternativa Nº 2, debido principalmente a que cuenta con un menor costo anual de operación y mantenimiento, pese a tener un mayor costo de instalación inicial, por lo cual, se puede concluir que la Alternativa Nº 1 es más viable económicamente que la Alternativa Nº 2.

Si al valor presente de la Alternativa Nº 1 se le suma el valor presente de la Única Alternativa, se obtiene un total de \$ 20 106 638.41.

### 6.3 CRITERIOS SOCIOAMBIENTALES

Se realiza una evaluación cualitativa de ambas alternativas con relación a las siguientes variables:

- Efecto en la recarga de agua subterránea
  - Estética
  - Aceptación social
- 
- Con relación al efecto en la recarga de agua subterránea, se observa que ambas alternativas tienen un efecto positivo muy significativo, ya que se ha comprobado que ambas alternativas tienen una buena capacidad de filtración que contribuyen a la recarga de agua subterránea.
  - Con relación a la estética, se considera que las zanjas de infiltración tienen un carácter más ornamental que el concreto permeable que, visualmente, no se diferencia del concreto simple.
  - Con relación a la aceptación social, se considera que el pavimento permeable tiene mayor aceptación social debido a que requieren un menor mantenimiento a comparación de la zanja de infiltración, lo que da la sensación de mayor seguridad a la población; además, se ha comprobado que la Alternativa N° 1 tiene mayor adaptabilidad al sistema actual.

### 6.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Con respecto a los criterios técnicos analizados, se puede concluir que la Alternativa N° 1 es más viable que la Alternativa N° 2. Si bien se ha comprobado que ambas alternativas son hidráulicamente eficientes y con procesos constructivos y actividades de operación y mantenimiento bien definidos que se pueden implementar en el sistema actual, el pavimento permeable tiene mayor adaptabilidad al sistema actual debido a su fácil instalación en vías estrechas, que es una característica recurrente de la zona de estudio.

Con relación a los criterios económicos, se puede concluir que la Alternativa N° 1 es más viable que la Alternativa N° 2, debido a que se ha comprobado que; para



un horizonte de análisis de 25 años y tasa de descuento de 10 %; la Alternativa N° 1 tiene un menor valor presente de costo con relación a la Alternativa N° 2.

Con respecto a los criterios socioambientales, se puede concluir que la Alternativa N° 1 es más viable que la Alternativa N° 2, debido a que este último tiene menor aceptación social que la Alternativa N° 1, lo cual se considera de suma importante en la implementación de una tecnología no muy conocida en el país.

Por lo tanto, se concluye que la Alternativa N° 1 es la mejor alternativa de mejoramiento con SUDS debido, principalmente, a su viabilidad técnica y económica.

## CONCLUSIONES

- Se planteó una propuesta de mejoramiento del sistema de drenaje pluvial urbano de la zona de estudio mediante alternativas de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenibles (SUDS) conformado por pavimento permeable y zanjas de infiltración; lo cual se complementó con un mejoramiento previo mediante colectores convencionales de tipo alcantarilla rectangular, sumado a un mejoramiento preliminar de las quebradas existentes mediante estructuras de encauzamiento, de tal manera que la solución se adapta al ordenamiento territorial y sistema de drenaje existente de la ciudad de Ayacucho.
- La información recopilada de estudios y proyectos anteriores, sumado al trabajo de campo realizado, permitió analizar adecuadamente el sistema de drenaje pluvial urbano de la zona de estudio y obtener resultados acordes con la realidad, para plantear mejoras al sistema de drenaje actual.
- Se evaluó el sistema de drenaje actual para un periodo de retorno de 25 años, correspondiente al 1º Escenario, comprobando la existencia de sectores críticos en diferentes puntos de la zona de estudio, que se deben principalmente a lo siguiente:
  - Alcantarillas que no tienen suficiente capacidad de conducción, lo cual provocan inundaciones en algunos puntos de la zona de estudio, como es el caso del colector Los Libertadores y Jr. Munive.
  - Calles que presentan un peligro alto al deslizamiento, como es el caso del Pje. Unión.
  - Sectores de drenaje que no cuentan con estructuras de descarga como es el caso de los Sectores 7 y 8.
  - El desordenado crecimiento urbano de la ciudad que genera subcuencas urbanas donde el flujo se estanca y provoca inundaciones, como es el caso de las subcuencas agrupadas en el Sector SD.
- Se evaluó preliminarmente el peligro de inundación en las quebradas existentes de la zona de estudio para un periodo de retorno de 100 años, correspondiente al 2º Escenario, verificando que ciertos tramos de las

quebradas presentan un peligro alto de inundación debido principalmente a lo siguiente:

- La construcción de edificaciones en las riberas de las quebradas, sumado a que los cauces de algunas quebradas son utilizados como calles, como es el caso del primer tramo del río Alameda, quebrada Río Seco, Wanchituyoq, SN y todo el tramo de la quebrada Islachayoq.
  - La insuficiente capacidad de conducción de las estructuras de encauzamiento existentes como es caso del primer tramo de la quebrada Puca Puca.
- 
- Previo al planteamiento de alternativas de SUDS, se realizó un mejoramiento previo del sistema de drenaje actual mediante colectores convencionales tipo alcantarilla rectangular, similar al existente en las calles del centro de la ciudad, comprobándose un funcionamiento eficiente y que permiten la adaptación de soluciones SUDS al sistema de drenaje actual; además, que reducen el peligro en calles y alcantarillas.
  - El mejoramiento previo en las quebradas, mediante estructuras de encauzamiento, reducen eficientemente el peligro de inundación en todos los tramos de las quebradas, garantizando una descarga segura del sistema de drenaje pluvial; sin embargo, es importante mencionar que estos resultados son preliminares.
  - Se planteó una Única Alternativa en las áreas urbanas donde no es posible implementar una alternativa SUDS debido a sus condiciones limitantes (ancho limitado de las calles, topografía, entre otras) ; sin embargo, se comprobó que dicha alternativa reduce el caudal pico de escurrimiento de las subcuencas en un 24.40 % en promedio, e incrementa el tiempo al pico 0.54 horas en promedio; lo cual permite verificar un mejoramiento efectivo del sistema de drenaje; además, que también reduce el caudal pico de conducción de las quebradas, como es el caso de la quebrada Puca Puca, donde el caudal pico de diseño se reduce 7.98 %.
  - La Alternativa N° 1 y 2 reducen en un 100 % el caudal pico de escurrimiento en todas las subcuencas donde se proyectan (no se evidencia escorrentía

alguna), lo cual comprueba un buen funcionamiento del pavimento permeable y zanja de infiltración respectivamente.

- Se concluye que la Alternativa N° 1 es la más viable debido a las siguientes razones:
  - La Alternativa N° 1 es más adaptable al sistema de drenaje actual debido a su fácil instalación en las estrechas calles de la zona de estudio; además, garantiza un buen funcionamiento hidráulico.
  - El valor presente del costo total de la Alternativa N° 1 es menor que el de la Alternativa N° 2, debido al menor costo de operación y mantenimiento anual.
  - La Alternativa N° 1 tiene mayor aceptación social, lo cual se considera importante ante la posible implementación de una tecnología novedosa de mejoramiento del sistema de drenaje actual.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar investigaciones similares para las cuencas urbanas de la quebrada Tarahuayco, Chaquihuayco, Puracuti y el río Totorilla y Huatatas, que también cruzan la ciudad de Ayacucho.
- Se recomienda realizar investigaciones sobre el peligro de inundación del río Alameda y sus quebradas afluentes, con el objetivo de plantear medidas estructurales y no estructurales para la reducción del peligro.
- Se recomienda proyectar las nuevas áreas urbanas de la ciudad con vías y áreas exclusivas para la instalación de SUDS, como, por ejemplo, pavimentos permeables. Además, se debe tener en cuenta y cumplir una adecuada planificación urbana que evite la invasión de los cauces naturales, teniendo en cuenta las condiciones topográficas para garantizar el flujo natural del agua y que no se general áreas sin drenaje.
- Se recomienda realizar y ejecutar un plan de mantenimiento preventivo y predictivo del sistema de drenaje existente, para garantizar un buen funcionamiento hidráulico de las estructuras de drenaje y que puedan cumplir con su vida útil. Además, en dicho plan de mantenimiento se deben establecer medidas no estructurales como la concientización a la población sobre la importancia de respetar las riberas de ríos y quebradas, y de no contaminar las estructuras de drenaje pluvial.
- Se recomienda utilizar el programa SWMM para próximos estudios de drenaje pluvial urbano, ya que permite obtener resultados más cercanos a la realidad, como muchas investigaciones previas han demostrado. Además, permite modelar SUDS.
- Si bien SWMM permite modelar ríos y quebradas, se recomienda evaluar los estos mediante el programa HEC-RAS, siempre en cuando se tenga la información topográfica necesaria.

- Se recomienda incluir en la norma CE. 040, condiciones técnicas de diseño, operación y mantenimiento de Sistemas de Drenaje Urbano Sostenible que se adapten a la realidad del país.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, I. K., Almeida, A. K., Anache, J. A., Steffen, J. L., & Alves Sobrinho, T. (2014). Estimation on time of concentration of overland flow in watersheds: a review. *Sao Paulo, UNESP, Geociencias*, v. 33, 661-671.
- Banco Central de Reserva del Perú Sucursal Huancayo. (2017). *Caracterización del Departamento de Ayacucho*. Huancayo: BCRP-Sucursal Huancayo.
- Butler, D., Digman, C. J., Makropulos, C., & Davies, J. W. (2018). *Urban Drainage*. Boca Raton: CRC Press.
- Cateriano Huatuco, F., & Menacho Girón, L. (2019). Diseño de drenaje pluvial de la cuenca Ignacio Merino de Piura usando el programa SWMM. (*Tesis de pregrado*). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrología Aplicada*. USA: McGraw-Hill, Inc.
- Coles, S. (2004). *An introduction to statistical modelling of extrema values*. Londres: Library of Congress Cataloging in Publication Data 3 ed.
- Comisión Nacional del Agua. (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Drenaje Pluvial Urbano*. México D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Concha, R. (2007). *Análisis de cuencas urbanas mediante EPA SWMM 5.0*. Barcelona: Flumen UPC.
- Department of Energy and Environment - DOEE. (2020). *Stormwater Management Guidebook*. Columbia: Center for Watershed Protection.
- Gogate, N. G., Kalbar, P. P., & Raval, P. M. (2016). Assessment of stormwater management options in urban contexts using Multiple Attribute Decision - Making. *Journal of Cleaner Production*. doi:10.1016/j.jclepro.2016.11.079
- Gómez Valentin, M. (2007). *Curso de análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0*. Barcelona: Flumen UPC.
- Gómez Valentin, M. (2007). *Hidrología Urbana*. Barcelona: Flumen UPC.
- Grey, M., Sorem, D., Alexander, C., & Boon, R. (2013). *The Cost of LID*. Obtenido de Stormwater Web Site: <https://www.stormh2o.com/bmps/article/13007772/the-costs-of-lid>
- Guo, J. C. (2017). *Urban Flood Mitigation and Stormwater Management*. Boca Raton: CRC Press.
- Hernández Jimenez, M. (2018). Diseño de drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura. (*Tesis de pregrado*). Universidad de Piura, Piura, Perú.

- INGELAB. (2021). *Estudio de suelos para la elaboración del proyecto de pre inversión a nivel de perfil del proyecto: "Mejoramiento y ampliación de los servicios de agua potable y alcantarillado en 5 distritos de la provincia de Huamanga - Departamento de Ayacucho"*. Ayacucho: INGELAB.
- Instituto Nacional de Defensa Civil - INDECI. (2004). *Mapa de peligros de la ciudad de Ayacucho*. Ayacucho: INDECI-PNUD PER/02/051 Ciudades Sostenibles.
- Instituto Nacional de Defensa Civil - INDECI. (2004). *Plan de prevención ante desastres: usos del suelo y medidas de mitigación ciudad de Ayacucho*. Ayacucho: INDECI-PNUD PER/02/051 Ciudades Sostenibles.
- Instituto Nacional de Estadística e Informática - INEI. (2018). *Resultados Definitivos de los Censos Nacionales 2017 - Ayacucho*. Lima: INEI.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones - MTC. (2014). *Manual de carreteras: hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima: RD N° 20 - 2011 MTC/14.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento - MVCS. (2021). *Norma Técnica CE.040 Drenaje Pluvial*. Diario El Peruano.
- Ministerio del Ambiente - MINAM. (2015). *Mapa nacional de cobertura vegetal: memoria descriptiva*. Lima: Dirección General de Evaluación, Valoración y Financiamiento de Patrimonio Natural.
- Minnesota Stormwater Steering Committee. (2008). *Minnesota Stormwater Manual*. Minnesota: Minnesota Pollution Control Agency.
- Municipalidad Distrital de Carmen Alto. (2018). *Expediente Técnico del Proyecto: "Mejoramiento y creación del sistema de drenaje pluvial de la Av. Carmen Alto, Av. Perú y Jr. Cangallo, distrito Carmen Alto - Huamanga - Ayacucho"*. Ayacucho: Municipalidad Distrital de Huamanga.
- Municipalidad Provincial de Huamanga. (2010). *Expediente Técnico del Proyecto: "Construcción y mejoramiento del sistema de drenaje pluvial de la margen izquierda del río Alameda y el centro histórico de la ciudad de Ayacucho"*. Ayacucho: Municipalidad Provincial de Huamanga.
- Municipalidad Provincial de Huamanga. (2020). *Plan de desarrollo urbano de la ciudad de Ayacucho 2020 - 2030: Diagnóstico Urbano*. Ayacucho: Convenio de Cooperación Interinstitucional N° 121-2018-Vivienda.
- Municipalidad Provincial de Huamanga. (2021). *Plan de Movilidad Urbana Sostenible Huamanga. Anexo 1: Informe de diagnóstico de drenaje urbano para el PMUS Huamanga*. Lima: Convenio UNI - GIZ.
- Naggettini, M. (Ed.). (2017). *Fundamentals of Statistical Hydrology*. Cham: Springer International Publishing.
- Reyes Trujillo, A., Ulises Barroso, F., & Carbajal Escobar, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas*. Santiago de Cali: Universidad del Valle.



- Rocha Felices, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rossman, L. A., & Huber, W. C. (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology*. Washington: U.S. Environmental Protection Agency.
- Soil Conservation Service - SCS. (1972). *National Engineering Handbook, section 4, Hydrology*. Washington D.C.: U.S. Government Printing Office.
- Strahler, A. (1964). *Quantitative Geomorphology of Drainage Basins and Channel Networks*. New York: In Chow, V.T. (ed.) *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual*. Obtenido de U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center: <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation.aspx>
- U.S. Department of Transportation. (2013). *Urban Drainage Design Manual*. Washington DC: Hydraulic Engineering Circular 22, Third Edition.
- Villón Béjar, M. (2006). *Hidrología Estadística*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Villón Béjar, M. (2007). *HEC-HMS Ejemplos*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica.
- Virginia Department of Transportation - VDOT. (2013). *BMP Design Manual of Practice*. Virginia: Virginia Tech.
- Vogel, J., Stringer, A., & Beem, M. (2017). *Understanding Stormwater Runoff and Low Impact Development (LID)*. Obtenido de Oklahoma Cooperative Extension Fact Sheets: <http://osufacts.okstate.edu>
- Woods Ballard, B., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., & Kellagher, R. (2015). *The SUDS Manual*. London: CIRIA.
- Wright, K. R., Valencia, A., & Lorah, W. L. (1999). Ancient Machu Picchu Drainage Engineering. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*. Obtenido de Water History Org: <http://www.waterhistory.org/histories/machupicchu/machupicchu.pdf>
- Yana Galarza, L. A. (2018). Estudio de drenaje pluvial para la ciudad de Cajabamba - Cajamarca utilizando los modelos hidrológicos HEC-HMS, HEC-RAS y SWMM. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

## ANEXOS

### ANEXO A: HIDROLOGÍA

#### A.1. Parámetros físicos de cuencas de cabecera

A continuación, se presentan los cálculos realizados para obtener los parámetros físicos de las cuencas de cabecera de la zona de estudio. Se presenta solo un formato del cálculo de los parámetros de la subcuenca Alameda Alta, y para las demás cuencas, se muestra un cuadro resumen.

#### PARÁMETROS FÍSICOS DE LA SUBCUENCA ALAMEDA ALTA

##### 1. Área de la cuenca

$$A_c = 10.18 \text{ km}^2$$

##### 2. Perímetro de la cuenca

$$P_c = 14.93 \text{ km}$$

##### 3. Índice de compacidad

$$K_c = \frac{P_c}{2\sqrt{\pi A_c}}$$

$$K_c = 1.32$$

No provoca crecidas muy violentas

##### 4. Factor de forma

$$F_f = \frac{A_c}{L^2}$$

Donde L: Longitud del cauce principal

$$L = 5.85 \text{ km}$$

$$F_f = 0.297$$

Cuenca alargada, baja susceptibilidad a las avenidas

##### 5. Pendiente media de la cuenca

$$S_m = 0.158$$

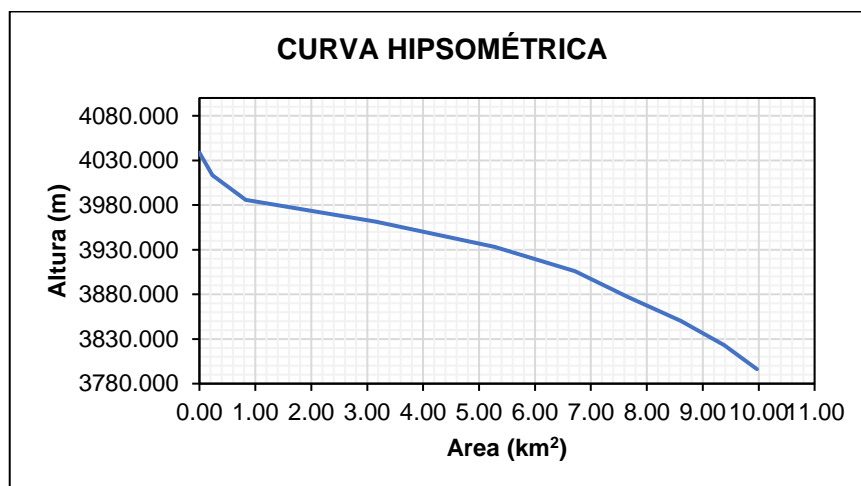
m/m

Relieve accidentado

##### 6. Curva Hipsométrica

Intervalo	Mínimo (m)	Máximo (m)	Elevación media (m)	Área parcial (km <sup>2</sup> )	Área acumulada (km <sup>2</sup> )	Área restante (km <sup>2</sup> )
1	3781	3808	3796.207	0.22	0.22	9.97
2	3809	3836	3822.898	0.59	0.80	9.38
3	3837	3863	3850.187	0.78	1.58	8.61
4	3864	3891	3877.333	0.95	2.53	7.66
5	3892	3918	3905.815	0.94	3.47	6.72
6	3919	3946	3933.050	1.44	4.90	5.28
7	3947	3973	3961.316	2.13	7.04	3.15
8	3974	4001	3985.682	2.32	9.36	0.83
9	4002	4028	4013.387	0.59	9.95	0.23
10	4029	4056	4038.683	0.23	10.18	0.00

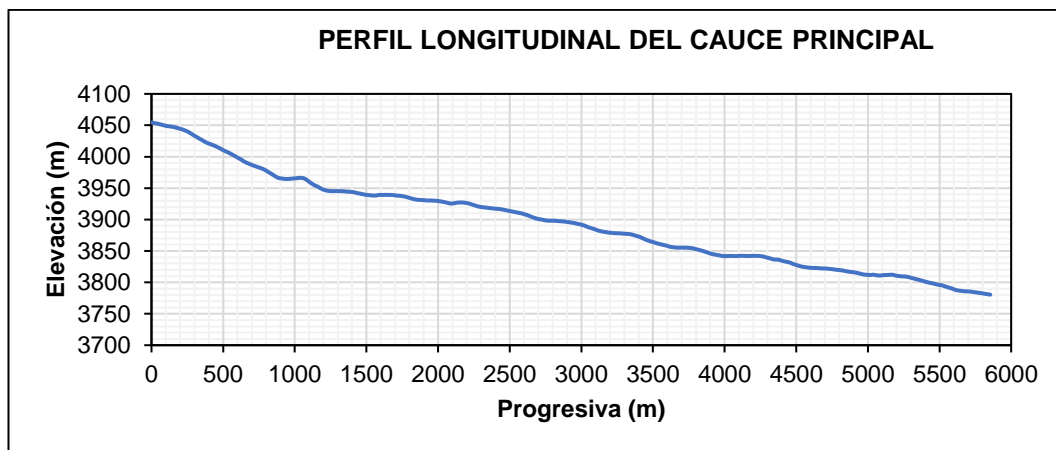
$H_m =$  3936.527 msnm Elevación media de la cuenca



**7. Pendiente del cauce principal**

$$S_c = \left[ \frac{L}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2$$

Método de Taylor – Schwarz  
 Donde L es la longitud del cauce principal  
 :  $L_i$  es la longitud de cada tramo  
 $S_i$  es la pendiente de cada tramo



i	Progresivas		Elevación (m)		L <sub>i</sub> (m)	H <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m/m)	$\frac{L_i}{\sqrt{S_i}}$
	Inicial (m)	Final (m)	Inicial (m)	Final (m)				
1	0	600	4054	3999	600	55	0.092	1981.735
2	600	1200	3999	3948	600	51	0.085	2057.983
3	1200	1800	3948	3935	600	13	0.022	4076.197
4	1800	2400	3935	3917	600	18	0.030	3464.102
5	2400	3000	3917	3892	600	25	0.042	2939.388
6	3000	3600	3892	3858	600	34	0.057	2520.504
7	3600	4200	3858	3842	600	16	0.027	3674.235
8	4200	4800	3842	3820	600	22	0.037	3133.398
9	4800	5400	3820	3801	600	19	0.032	3371.709
10	5400	5854.2	3801	3780	454.2	21	0.046	2112.347
<b>Suma:</b>								29331.597

S<sub>c</sub>= 0.0398 m/m

### 8. Tiempo de concentración

Según Ven Te Chow:  $T_C = 0.162L^{0.64}S_C^{-0.32}$  \*

T<sub>c</sub>= 1.408 h

Según Corps Engineers:  $T_C = 0.191L^{0.76}S_C^{-0.19}$  \*

T<sub>c</sub>= 1.350 h

Entonces:

T<sub>c</sub>= 1.379 h

## 9. Resumen

<b>Área de la cuenca:</b>	<b>A<sub>c</sub>=</b>	10.18	km <sup>2</sup>
<b>Perímetro de la cuenca:</b>	<b>P<sub>c</sub>=</b>	14.93	km
<b>Índice de compacidad:</b>	<b>K<sub>c</sub>=</b>	1.32	
<b>Factor de forma:</b>	<b>F<sub>f</sub>=</b>	0.297	
<b>Pendiente media de la cuenca:</b>	<b>S<sub>m</sub>=</b>	0.158	m/m
<b>Elevación media de la cuenca:</b>	<b>H<sub>m</sub>=</b>	3936.527	msnm
<b>Longitud del cauce principal:</b>	<b>L=</b>	5.85	km
<b>Pendiente del cauce principal:</b>	<b>S<sub>c</sub>=</b>	0.0398	m/m
<b>Tiempo de concentración:</b>	<b>T<sub>c</sub>=</b>	1.379	h

\* Almeida, I. Almeida, A. Anache, J. Steffen J. y Alves, T. (2014). Estimation on time of concentration of overland flow in watersheds: a review. Sao Paulo, UNESP.

Resumiendo, para todas las cuencas de cabecera:

PARAMETROS FÍSICOS		CUENCA ALAMEDA			CUENCA RÍO SECO		CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
		S. Alameda Alta	S. Alameda Media	S. Alameda Baja	S. Río Seco Norte	S. Río Seco Sur			
Área de la cuenca (km <sup>2</sup> ):	A <sub>c</sub> =	10.18	11.66	13.22	1.28	2.10	0.25	0.39	0.40
Perímetro de la cuenca (km):	P <sub>c</sub> =	14.93	15.33	20.03	7.14	7.93	3.00	3.19	3.29
Índice de compacidad:	K <sub>c</sub> =	1.32	1.27	1.55	1.78	1.54	1.68	1.45	1.47
Factor de forma:	F <sub>f</sub> =	0.30	0.18	0.21	0.20	0.29	0.10	0.21	0.16
Pendiente media de la cuenca (m/m):	S <sub>m</sub> =	0.16	0.25	0.34	0.34	0.35	0.51	0.34	0.42
Elevación media de la cuenca (msnm):	H <sub>m</sub> =	3936.527	3673.816	3232.245	3123.146	3136.209	3037.140	2908.205	3057.320
Longitud del cauce principal (km):	L=	5.85	8.10	7.95	2.52	2.71	1.61	1.35	1.56
Pendiente del cauce principal (m/m):	S <sub>c<sub>s</sub></sub> =	0.0398	0.0860	0.0966	0.1336	0.1759	0.2468	0.1793	0.2136
	S <sub>c<sub>11</sub></sub> =	-	-	-	0.0571	-	0.1348	-	-
	S <sub>c<sub>12</sub></sub> =	-	-	-	-	-	0.0565	-	-
Tiempo de concentración (h):	T <sub>c</sub> =	1.379	1.424	1.289	0.525	0.568	0.301	0.248	0.360

## A.2. Evaluación de información pluviométrica

A continuación, se muestran la información de precipitación máxima en 24 horas proporcionados por SENAMHI

ESTACIONES	La Quinua	Huamanga	San Pedro de Cachi	Wayllapampa
ALTITUD (msnm)	3240	2761	2990	2470
LATITUD (S)	13° 3' 6"	13° 9' 1"	13° 5' 14.72"	13° 4' 36"
LONGITUD (W)	74° 8' 32"	74° 13' 1"	74° 23' 26.4"	74° 13' 1"
DEPARTAMENTO	Ayacucho	Ayacucho	Ayacucho	Ayacucho
CUENCA	Mantaro	Mantaro	Mantaro	Mantaro
AÑOS DE INF.	51	35	45	42

AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS			
	LA QUINUA	HUAMANGA	SAN PEDRO DE CACHI	WAYLLAPAMPA
	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)
1963		40.4		
1964		19.8		
1965	25.0	25.8		
1966	31.0	37.7		27.5
1967	40.0	22.9		25.9
1968	27.9	38.0		60.8
1969	20.2	38.0		31.2
1970	33.1	29.0		40.2
1971	55.8	46.6		27.0
1972	26.6	20.2		18.7
1973	41.0	32.0		42.8
1974	41.2	26.0		31.4
1975	25.9	23.0	19.2	
1976	31.1	30.5	41.6	
1977	36.9	26.0	26.8	
1978	40.9	18.4	25.2	
1979	32.1		26.2	
1980	19.9	44.4	25.8	18.0
1981	36.7	19.9	31.4	28.2
1982	38.0	44.5	22.1	23.0
1983	28.7	18.7	38.3	
1984		48.0	27.1	
1985		25.8	20.6	

1986		30.0	42.3	12.5
1987		24.2	28.8	23.6
1988	31.5	23.0	18.5	31.5
1989	29.9	26.0	19.4	
1990	26.2	23.0	18.5	
1991	21.9		15.3	
1992	16.2		15.0	
1993	37.3		17.5	14.4
1994	36.7		26.0	15.5
1995	35.2	36.4	23.9	17.7
1996	29.7		35.0	27.8
1997	37.8		46.1	25.4
1998	43.6	16.8	38.4	22.9
1999	28.4	24.8	28.0	26.4
2000	26.7	35.2	35.0	34.2
2001	28.7	39.0	33.7	23.6
2002	27.0	29.1	26.1	31.2
2003	32.4	30.0	32.0	50.8
2004	23.0		28.2	40.8
2005	31.0		33.2	21.8
2006	21.1		29.3	32.3
2007	33.2		47.5	19.6
2008	24.6	31.5	27.8	23.6
2009	46.8		35.5	29.7
2010	28.5		31.2	18.7
2011	32.1		45.0	35.9
2012	28.8		29.6	27.6
2013	37.9		32.4	37.7
2014	31.2		35.2	34.4
2015	22.3		29.9	33.0
2016	32.0		26.2	33.1
2017	31.7		30.5	23.8
2018	36.7		26.0	25.8
2019	33.0		41.4	32.5
<b>Altitud (msnm):</b>	3240	2761	2990	2470
<b>N° datos:</b>	51	35	45	42
<b>Media:</b>	31.7	29.8	29.6	28.6
<b>Desviación estándar:</b>	7.4	8.7	8.1	9.5

Se realiza el análisis de datos dudosos, donde se observa que no existe datos dudosos, como se detalla en el siguiente cuadro.

AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS							
	LA QUINUA		HUAMANGA		SAN PEDRO DE CACHI		WAYLLPAMPA	
	P24 (mm)	LOGP24	P24 (mm)	LOGP24	P24 (mm)	LOGP24	P24 (mm)	LOGP24
1963			40.4	1.6064				
1964			19.8	1.2967				
1965	25.0	1.3979	25.8	1.4116				
1966	31.0	1.4914	37.7	1.5763			27.5	1.4393
1967	40.0	1.6021	22.9	1.3598			25.9	1.4133
1968	27.9	1.4456	38.0	1.5798			<b>60.8</b>	<b>1.7839</b>
1969	20.2	1.3054	38.0	1.5798			31.2	1.4942
1970	33.1	1.5198	29.0	1.4624			40.2	1.6042
1971	<b>55.8</b>	<b>1.7466</b>	46.6	1.6684			27.0	1.4314
1972	26.6	1.4249	20.2	1.3054			18.7	1.2718
1973	41.0	1.6128	32.0	1.5051			42.8	1.6314
1974	41.2	1.6149	26.0	1.4150			31.4	1.4969
1975	25.9	1.4133	23.0	1.3617	19.2	1.2833		
1976	31.1	1.4928	30.5	1.4843	41.6	1.6191		
1977	36.9	1.5670	26.0	1.4150	26.8	1.4281		
1978	40.9	1.6117	18.4	1.2648	25.2	1.4014		
1979	32.1	1.5065			26.2	1.4183		
1980	19.9	1.2989	44.4	1.6474	25.8	1.4116	18.0	1.2553
1981	36.7	1.5647	19.9	1.2989	31.4	1.4969	28.2	1.4502
1982	38.0	1.5798	44.5	1.6484	22.1	1.3444	23.0	1.3617
1983	28.7	1.4579	18.7	1.2718	38.3	1.5832		
1984			<b>48.0</b>	<b>1.6812</b>	27.1	1.4330		
1985			25.8	1.4116	20.6	1.3139		
1986			30.0	1.4771	42.3	1.6263	<b>12.5</b>	<b>1.0969</b>
1987			24.2	1.3838	28.8	1.4594	23.6	1.3729
1988	31.5	1.4983	23.0	1.3617	18.5	1.2672	31.5	1.4983
1989	29.9	1.4757	26.0	1.4150	19.4	1.2878		
1990	26.2	1.4183	23.0	1.3617	18.5	1.2672		
1991	21.9	1.3404			15.3	1.1847		
1992	<b>16.2</b>	<b>1.2095</b>			<b>15.0</b>	<b>1.1761</b>		
1993	37.3	1.5717			17.5	1.2430	14.4	1.1584
1994	36.7	1.5647			26.0	1.4150	15.5	1.1903
1995	35.2	1.5465	36.4	1.5611	23.9	1.3784	17.7	1.2480
1996	29.7	1.4728			35.0	1.5441	27.8	1.4440
1997	37.8	1.5775			46.1	1.6637	25.4	1.4048
1998	43.6	1.6395	<b>16.8</b>	<b>1.2253</b>	38.4	1.5843	22.9	1.3598
1999	28.4	1.4533	24.8	1.3945	28.0	1.4472	26.4	1.4216
2000	26.7	1.4265	35.2	1.5465	35.0	1.5441	34.2	1.5340
2001	28.7	1.4579	39.0	1.5911	33.7	1.5276	23.6	1.3729
2002	27.0	1.4314	29.1	1.4639	26.1	1.4166	31.2	1.4942
2003	32.4	1.5105	30.0	1.4771	32.0	1.5051	50.8	1.7059



2004	23.0	1.3617			28.2	1.4502	40.8	1.6107
2005	31.0	1.4914			33.2	1.5211	21.8	1.3385
2006	21.1	1.3243			29.3	1.4669	32.3	1.5092
2007	33.2	1.5211			47.5	1.6767	19.6	1.2923
2008	24.6	1.3909	31.5	1.4983	27.8	1.4440	23.6	1.3729
2009	46.8	1.6702			35.5	1.5502	29.7	1.4728
2010	28.5	1.4548			31.2	1.4942	18.7	1.2718
2011	32.1	1.5065			45.0	1.6532	35.9	1.5551
2012	28.8	1.4594			29.6	1.4713	27.6	1.4409
2013	37.9	1.5786			32.4	1.5105	37.7	1.5763
2014	31.2	1.4942			35.2	1.5465	34.4	1.5366
2015	22.3	1.3483			29.9	1.4757	33.0	1.5185
2016	32.0	1.5051			26.2	1.4183	33.1	1.5198
2017	31.7	1.5011			30.5	1.4843	23.8	1.3766
2018	36.7	1.5647			26.0	1.4150	25.8	1.4116
2019	33.0	1.5185			41.4	1.6170	32.5	1.5119
<b>N</b>	51	51	35	35	45	45	42	42
<b>Máximo</b>	55.8	1.7466	48.0	1.6812	47.5	1.6767	60.8	1.7839
<b>Mínimo</b>	16.2	1.2095	16.8	1.2253	15.0	1.1761	12.5	1.0969
<b>Media</b>	31.7	1.4890	29.8	1.4574	29.6	1.4548	28.6	1.4346
<b>D. Estándar</b>	7.4	0.1023	8.7	0.1250	8.1	0.1240	9.5	0.1413
<b>C. Asimetría</b>	0.6041	-0.2426	0.5271	0.0831	0.304 4	-0.3592	1.087 8	-0.0926
<b>Conclusión</b>	Realizar prueba de datos dudosos altos y bajos		Realizar prueba de datos dudosos altos y bajos		Realizar prueba de datos dudosos altos y bajos		Realizar prueba de datos dudosos altos y bajos	
<b>**FCM</b>	1.000	1.000	1.003	1.003	1.000	1.000	1.001	1.001
<b>**FCS</b>	1.000	1.000	1.023	1.023	1.004	1.004	1.003	1.003
<b>Media Corregida</b>	31.7	1.4890	29.9	1.4618	29.6	1.4548	28.7	1.4360
<b>D. Estándar Corregida</b>	7.4	0.1023	8.9	0.1278	8.2	0.1245	9.5	0.1418
<b>*K<sub>n</sub></b>	2.775		2.628		2.727		2.700	
<b>Y<sub>H</sub></b>	1.773		1.798		1.794		1.819	
<b>P<sub>H</sub></b>	59.3		62.8		62.3		65.9	
<b>Conclusión</b>	No hay datos dudosos altos		No hay datos dudosos altos		No hay datos dudosos altos		No hay datos dudosos altos	
<b>Y<sub>L</sub></b>	1.205		1.126		1.115		1.053	
<b>P<sub>L</sub></b>	16.0		13.4		13.0		11.3	
<b>Conclusión</b>	No hay datos dudosos bajos		No hay datos dudosos bajos		No hay datos dudosos bajos		No hay datos dudosos bajos	

Donde: N es el número de datos

K<sub>n</sub> es un valor recomendado para un nivel de significancia del 10 %

FCM es el factor de corrección por longitud de registro de la media

FCS es el factor de corrección por longitud de registro de la desviación estándar

Y<sub>H</sub> es el umbral de datos dudosos altos

P<sub>H</sub> es la precipitación máxima aceptada

$Y_L$  es el umbral de datos dudosos bajos

$P_L$  es la precipitación mínima aceptada

\*Referencia: Tabla 12.5.3. Hidrología Aplicada, Chow et al. (1994)

\*\*Referencia: Figura 4.4. Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP). OMM (2009)

Posteriormente se realiza el análisis de tendencia en la media, donde se eliminó el dato de la estación San Pedro de Cachi correspondiente al año 2019, tal como se muestra a continuación:

AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS			
	LA QUINUA	HUAMANGA	SAN PEDRO DE CACHI	WAYLLAPAMPA
	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)
1963		40.4		
1964		19.8		
1965	25.0	25.8		
1966	31.0	37.7		27.5
1967	40.0	22.9		25.9
1968	27.9	38.0		60.8
1969	20.2	38.0		31.2
1970	33.1	29.0		40.2
1971	55.8	46.6		27.0
1972	26.6	20.2		18.7
1973	41.0	32.0		42.8
1974	41.2	26.0		31.4
1975	25.9	23.0	19.2	
1976	31.1	30.5	41.6	
1977	36.9	26.0	26.8	
1978	40.9	18.4	25.2	
1979	32.1		26.2	
1980	19.9	44.4	25.8	18.0
1981	36.7	19.9	31.4	28.2
1982	38.0	44.5	22.1	23.0
1983	28.7	18.7	38.3	
1984		48.0	27.1	
1985		25.8	20.6	
1986		30.0	42.3	12.5
1987		24.2	28.8	23.6
1988	31.5	23.0	18.5	31.5
1989	29.9	26.0	19.4	
1990	26.2	23.0	18.5	
1991	21.9		15.3	

1992	16.2		15.0	
1993	37.3		17.5	14.4
1994	36.7		26.0	15.5
1995	35.2	36.4	23.9	17.7
1996	29.7		35.0	27.8
1997	37.8		46.1	25.4
1998	43.6	16.8	38.4	22.9
1999	28.4	24.8	28.0	26.4
2000	26.7	35.2	35.0	34.2
2001	28.7	39.0	33.7	23.6
2002	27.0	29.1	26.1	31.2
2003	32.4	30.0	32.0	50.8
2004	23.0		28.2	40.8
2005	31.0		33.2	21.8
2006	21.1		29.3	32.3
2007	33.2		47.5	19.6
2008	24.6	31.5	27.8	23.6
2009	46.8		35.5	29.7
2010	28.5		31.2	18.7
2011	32.1		45.0	35.9
2012	28.8		29.6	27.6
2013	37.9		32.4	37.7
2014	31.2		35.2	34.4
2015	22.3		29.9	33.0
2016	32.0		26.2	33.1
2017	31.7		30.5	23.8
2018	36.7		26.0	25.8
2019	33.0			32.5
<b>N</b>	51	35	44	42
<b>r</b>	-0.098	-0.057	0.278	-0.056
<b>a</b>	-0.044	-0.038	0.174	-0.032
<b>b</b>	118.972	105.863	-317.205	92.536
<b>tc</b>	-0.689	-0.327	1.874	-0.356
<b>α</b>	5 %	5 %	5 %	5 %
<b>GL</b>	49	33	42	40
<b>tr</b>	2.010	2.035	2.018	2.021
<b>Conclusión</b>	No hay tendencia en la media	No hay tendencia en la media	No hay tendencia en la media	No hay tendencia en la media

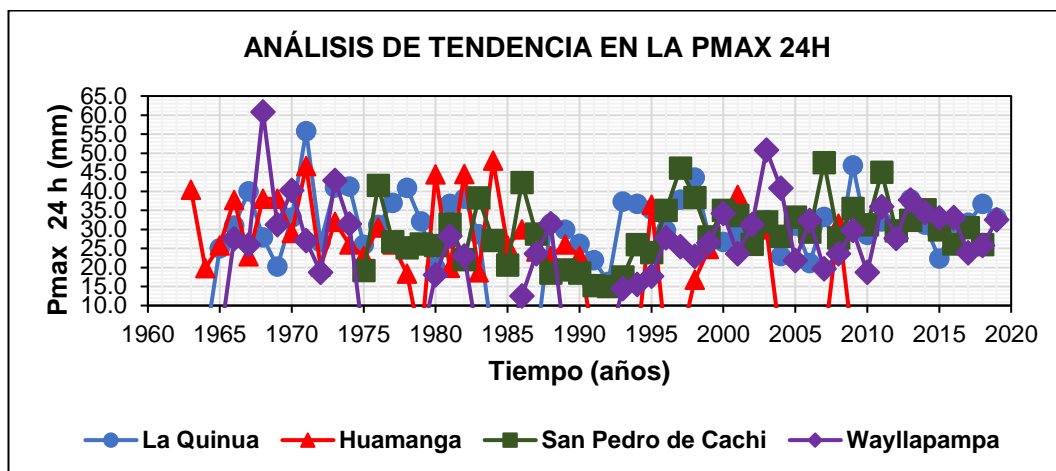
Donde: N es el número de datos  
r es el coeficiente de correlación  
a es la pendiente de la recta de regresión  
b es el coeficiente libre de la recta de regresión

$t_c$  es el estadístico calculado "t" de Student

$\alpha$  es el nivel de significancia

GL es el número de grados de libertad

$t_r$  es el estadístico teórico "t" de Student

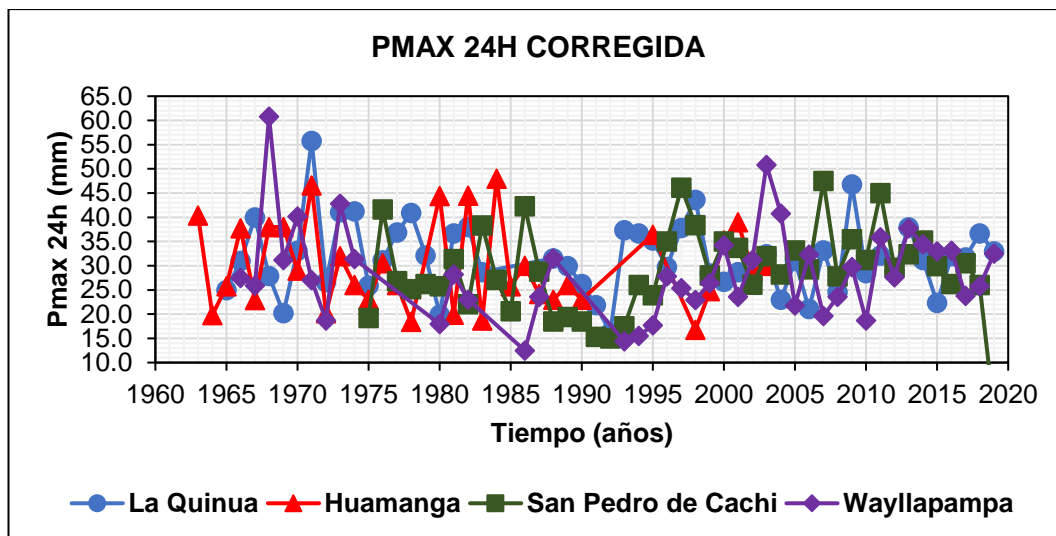


A continuación, se muestran la información pluviométrica corregida.

AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS			
	LA QUINUA	HUAMANGA	SAN PEDRO DE CACHI	WAYLLAPAMPA
	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)	P24 (mm)
1963		40.4		
1964		19.8		
1965	25.0	25.8		
1966	31.0	37.7		27.5
1967	40.0	22.9		25.9
1968	27.9	38.0		60.8
1969	20.2	38.0		31.2
1970	33.1	29.0		40.2
1971	55.8	46.6		27.0
1972	26.6	20.2		18.7
1973	41.0	32.0		42.8
1974	41.2	26.0		31.4
1975	25.9	23.0	19.2	
1976	31.1	30.5	41.6	
1977	36.9	26.0	26.8	
1978	40.9	18.4	25.2	
1979	32.1		26.2	
1980	19.9	44.4	25.8	18.0
1981	36.7	19.9	31.4	28.2
1982	38.0	44.5	22.1	23.0

1983	28.7	18.7	38.3	
1984		48.0	27.1	
1985		25.8	20.6	
1986		30.0	42.3	12.5
1987		24.2	28.8	23.6
1988	31.5	23.0	18.5	31.5
1989	29.9	26.0	19.4	
1990	26.2	23.0	18.5	
1991	21.9		15.3	
1992	16.2		15.0	
1993	37.3		17.5	14.4
1994	36.7		26.0	15.5
1995	35.2	36.4	23.9	17.7
1996	29.7		35.0	27.8
1997	37.8		46.1	25.4
1998	43.6	16.8	38.4	22.9
1999	28.4	24.8	28.0	26.4
2000	26.7	35.2	35.0	34.2
2001	28.7	39.0	33.7	23.6
2002	27.0	29.1	26.1	31.2
2003	32.4	30.0	32.0	50.8
2004	23.0		28.2	40.8
2005	31.0		33.2	21.8
2006	21.1		29.3	32.3
2007	33.2		47.5	19.6
2008	24.6	31.5	27.8	23.6
2009	46.8		35.5	29.7
2010	28.5		31.2	18.7
2011	32.1		45.0	35.9
2012	28.8		29.6	27.6
2013	37.9		32.4	37.7
2014	31.2		35.2	34.4
2015	22.3		29.9	33.0
2016	32.0		26.2	33.1
2017	31.7		30.5	23.8
2018	36.7		26.0	25.8
2019	33.0			32.5
<b>Altitud (msnm):</b>	3240	2761	2990	2470
<b>N° datos:</b>	51	35	44	42
<b>Media:</b>	31.7	29.8	29.3	28.6
<b>Desviación estándar:</b>	7.4	8.7	8.0	9.5
<b>FCM</b>	1.000	1.003	1.000	1.001
<b>FCS</b>	1.000	1.023	1.006	1.003

<b>Media corregida:</b>	31.7	29.9	29.3	28.7
<b>Desviación estándar corregida:</b>	7.4	8.9	8.1	9.5



### A.3. Análisis de frecuencia

Se realiza la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov para identificar la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos.

Se muestra el formato completo para la prueba de bondad de ajuste de la estación La Quinua. Para las demás estaciones, solo se muestra un cuadro resumen.

#### ANALISIS DE FRECUENCIA DE LA ESTACIÓN LA QUINUA

N°	AÑO	ORDEN	P24	Log(P24)
1	1965	43	25.0	1.3979
2	1966	28	31.0	1.4914
3	1967	7	40.0	1.6021
4	1968	37	27.9	1.4456
5	1969	49	20.2	1.3054
6	1970	18	33.1	1.5198
7	1971	1	55.8	1.7466
8	1972	40	26.6	1.4249
9	1973	5	41.0	1.6128
10	1974	4	41.2	1.6149
11	1975	42	25.9	1.4133
12	1976	27	31.1	1.4928
13	1977	12	36.9	1.5670
14	1978	6	40.9	1.6117
15	1979	21	32.1	1.5065
16	1980	50	19.9	1.2989
17	1981	13	36.7	1.5647
18	1982	8	38.0	1.5798
19	1983	33	28.7	1.4579
20	1988	25	31.5	1.4983
21	1989	30	29.9	1.4757
22	1990	41	26.2	1.4183
23	1991	47	21.9	1.3404
24	1992	51	16.2	1.2095
25	1993	11	37.3	1.5717
26	1994	14	36.7	1.5647
27	1995	16	35.2	1.5465
28	1996	31	29.7	1.4728
29	1997	10	37.8	1.5775
30	1998	3	43.6	1.6395
31	1999	36	28.4	1.4533

32	2000	39	26.7	1.4265
33	2001	34	28.7	1.4579
34	2002	38	27.0	1.4314
35	2003	20	32.4	1.5105
36	2004	45	23.0	1.3617
37	2005	29	31.0	1.4914
38	2006	48	21.1	1.3243
39	2007	17	33.2	1.5211
40	2008	44	24.6	1.3909
41	2009	2	46.8	1.6702
42	2010	35	28.5	1.4548
43	2011	22	32.1	1.5065
44	2012	32	28.8	1.4594
45	2013	9	37.9	1.5786
46	2014	26	31.2	1.4942
47	2015	46	22.3	1.3483
48	2016	23	32.0	1.5051
49	2017	24	31.7	1.5011
50	2018	15	36.7	1.5647
51	2019	19	33.0	1.5185
<b>Altitud (msnm):</b>			3240	
<b>N° de datos:</b>			51	51
<b>Suma <math>\Sigma</math>:</b>			1615.1	75.9393
<b>Máximo:</b>			55.8	1.7466
<b>Mínimo:</b>			16.2	1.2095
<b>FCM:</b>			1.000	1.000
<b>FCS:</b>			1.000	1.000
<b>Media Corregida:</b>			31.7	1.4890
<b>Desviación estandar Corregida:</b>			7.4	0.1023
<b>Coficiente de asimetría:</b>			0.6041	-0.2426

		<b>P24</b>	<b>log(P24)</b>
<b>Número de datos:</b>	<b>n</b>	51	51
<b>Media:</b>	<b><math>\bar{x}</math></b>	31.7	1.4890
<b>Desviación estándar:</b>	<b>S</b>	7.4	0.1023
<b>Coficiente de asimetría:</b>	<b>C<sub>s</sub></b>	0.6041	-0.2426
<b>C<sub>s</sub>/6:</b>	<b>k</b>	0.1007	-0.0404

N°	T	P(X≥X <sub>T</sub> )	VALOR OBSERVADO		NORMAL		LOG NORMAL		PEARSON III		LOG PEARSON III		GUMBEL	
			P24	log(P24)	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO	K <sub>T</sub>	ESPERADO
1	52.00	1.92 %	55.8	1.7466	2.0699	47.0	2.0699	50.2	2.3855	49.3	1.9354	48.6	2.6232	51.1



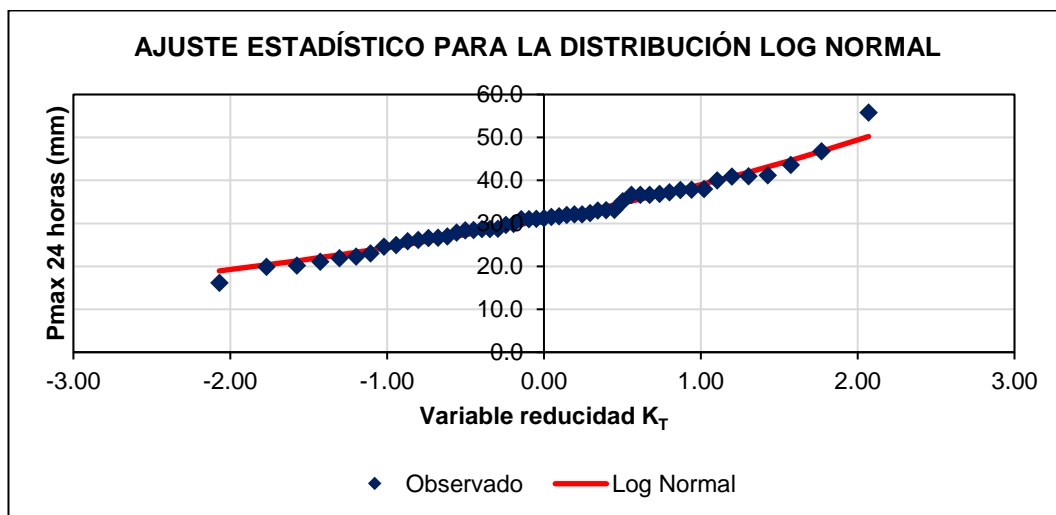
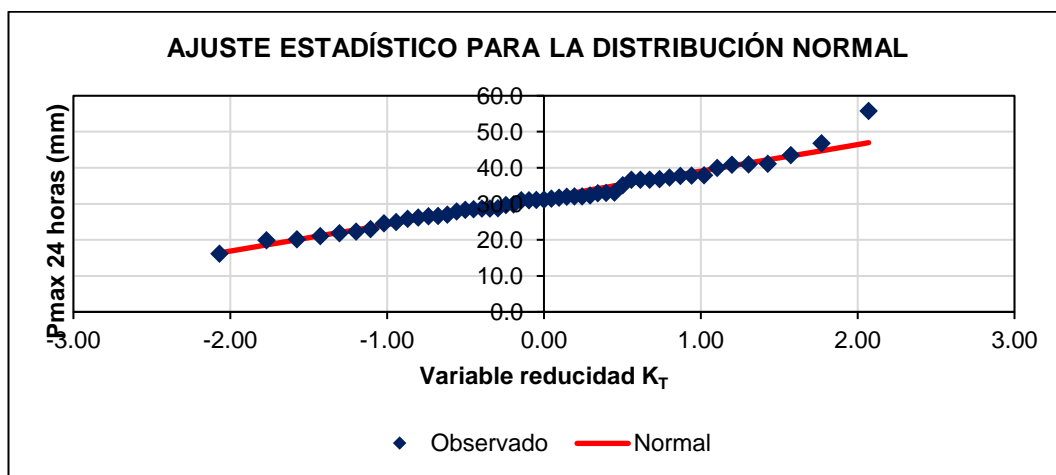
2	26.00	3.85 %	46.8	1.6702	1.7688	44.8	1.7688	46.8	1.9640	46.2	1.6801	45.8	2.0750	47.0
3	17.33	5.77 %	43.6	1.6395	1.5744	43.3	1.5744	44.7	1.7033	44.3	1.5117	44.0	1.7511	44.6
4	13.00	7.69 %	41.2	1.6149	1.4261	42.2	1.4261	43.1	1.5101	42.8	1.3813	42.7	1.5188	42.9
5	10.40	9.62 %	41.0	1.6128	1.3038	41.3	1.3038	41.9	1.3547	41.7	1.2725	41.6	1.3368	41.6
6	8.67	11.54 %	40.9	1.6117	1.1984	40.5	1.1984	40.9	1.2235	40.7	1.1778	40.7	1.1864	40.4
7	7.43	13.46 %	40.0	1.6021	1.1048	39.8	1.1048	40.0	1.1091	39.9	1.0931	39.9	1.0578	39.5
8	6.50	15.38 %	38.0	1.5798	1.0201	39.2	1.0201	39.2	1.0071	39.1	1.0157	39.2	0.9452	38.7
9	5.78	17.31 %	37.9	1.5786	0.9421	38.6	0.9421	38.5	0.9147	38.4	0.9440	38.5	0.8446	37.9
10	5.20	19.23 %	37.8	1.5775	0.8694	38.1	0.8694	37.8	0.8298	37.8	0.8768	37.9	0.7536	37.2
11	4.73	21.15 %	37.3	1.5717	0.8011	37.6	0.8011	37.2	0.7510	37.2	0.8132	37.3	0.6703	36.6
12	4.33	23.08 %	36.9	1.5670	0.7363	37.1	0.7363	36.7	0.6772	36.7	0.7526	36.8	0.5932	36.1
13	4.00	25.00 %	36.7	1.5647	0.6745	36.7	0.6745	36.1	0.6076	36.2	0.6945	36.3	0.5214	35.5
14	3.71	26.92 %	36.7	1.5647	0.6151	36.2	0.6151	35.6	0.5416	35.7	0.6384	35.8	0.4540	35.0
15	3.47	28.85 %	36.7	1.5647	0.5579	35.8	0.5579	35.2	0.4786	35.2	0.5840	35.4	0.3904	34.6
16	3.25	30.77 %	35.2	1.5465	0.5024	35.4	0.5024	34.7	0.4182	34.8	0.5310	34.9	0.3300	34.1
17	3.06	32.69 %	33.2	1.5211	0.4484	35.0	0.4484	34.3	0.3601	34.3	0.4793	34.5	0.2724	33.7
18	2.89	34.62 %	33.1	1.5198	0.3957	34.6	0.3957	33.8	0.3039	33.9	0.4285	34.1	0.2173	33.3
19	2.74	36.54 %	33.0	1.5185	0.3441	34.2	0.3441	33.4	0.2494	33.5	0.3786	33.7	0.1644	32.9
20	2.60	38.46 %	32.4	1.5105	0.2934	33.8	0.2934	33.0	0.1965	33.1	0.3293	33.3	0.1133	32.5
21	2.48	40.38 %	32.1	1.5065	0.2434	33.5	0.2434	32.7	0.1448	32.7	0.2806	32.9	0.0639	32.1
22	2.36	42.31 %	32.1	1.5065	0.1940	33.1	0.1940	32.3	0.0942	32.4	0.2322	32.6	0.0160	31.8
23	2.26	44.23 %	32.0	1.5051	0.1451	32.7	0.1451	31.9	0.0446	32.0	0.1842	32.2	-0.0306	31.4
24	2.17	46.15 %	31.7	1.5011	0.0966	32.4	0.0966	31.5	-0.0041	31.6	0.1362	31.8	-0.0761	31.1
25	2.08	48.08 %	31.5	1.4983	0.0482	32.0	0.0482	31.2	-0.0522	31.3	0.0883	31.5	-0.1206	30.8
26	2.00	50.00 %	31.2	1.4942	0.0000	31.7	0.0000	30.8	-0.0997	30.9	0.0404	31.1	-0.1643	30.5
27	1.93	51.92 %	31.1	1.4928	-0.0482	31.3	-0.0482	30.5	-0.1467	30.6	-0.0078	30.8	-0.2072	30.1
28	1.86	53.85 %	31.0	1.4914	-0.0966	31.0	-0.0966	30.1	-0.1933	30.2	-0.0563	30.4	-0.2495	29.8
29	1.79	55.77 %	31.0	1.4914	-0.1451	30.6	-0.1451	29.8	-0.2398	29.9	-0.1051	30.1	-0.2913	29.5
30	1.73	57.69 %	29.9	1.4757	-0.1940	30.2	-0.1940	29.5	-0.2861	29.6	-0.1545	29.7	-0.3326	29.2
31	1.68	59.62 %	29.7	1.4728	-0.2434	29.9	-0.2434	29.1	-0.3323	29.2	-0.2046	29.4	-0.3737	28.9
32	1.63	61.54 %	28.8	1.4594	-0.2934	29.5	-0.2934	28.8	-0.3786	28.9	-0.2555	29.0	-0.4146	28.6
33	1.58	63.46 %	28.7	1.4579	-0.3441	29.1	-0.3441	28.4	-0.4252	28.5	-0.3074	28.7	-0.4553	28.3
34	1.53	65.38 %	28.7	1.4579	-0.3957	28.7	-0.3957	28.1	-0.4720	28.2	-0.3604	28.3	-0.4961	28.0
35	1.49	67.31 %	28.5	1.4548	-0.4484	28.4	-0.4484	27.7	-0.5193	27.8	-0.4148	28.0	-0.5370	27.7
36	1.44	69.23 %	28.4	1.4533	-0.5024	28.0	-0.5024	27.4	-0.5672	27.5	-0.4707	27.6	-0.5782	27.4
37	1.41	71.15 %	27.9	1.4456	-0.5579	27.5	-0.5579	27.0	-0.6159	27.1	-0.5284	27.2	-0.6198	27.1
38	1.37	73.08 %	27.0	1.4314	-0.6151	27.1	-0.6151	26.7	-0.6655	26.7	-0.5882	26.8	-0.6619	26.8
39	1.33	75.00 %	26.7	1.4265	-0.6745	26.7	-0.6745	26.3	-0.7162	26.4	-0.6505	26.5	-0.7047	26.5
40	1.30	76.92 %	26.6	1.4249	-0.7363	26.2	-0.7363	25.9	-0.7684	26.0	-0.7156	26.0	-0.7485	26.1
41	1.27	78.85 %	26.2	1.4183	-0.8011	25.7	-0.8011	25.5	-0.8224	25.6	-0.7843	25.6	-0.7934	25.8
42	1.24	80.77 %	25.9	1.4133	-0.8694	25.2	-0.8694	25.1	-0.8784	25.2	-0.8571	25.2	-0.8399	25.5
43	1.21	82.69 %	25.0	1.3979	-0.9421	24.7	-0.9421	24.7	-0.9371	24.7	-0.9349	24.7	-0.8882	25.1
44	1.18	84.62 %	24.6	1.3909	-1.0201	24.1	-1.0201	24.2	-0.9990	24.3	-1.0190	24.3	-0.9388	24.7
45	1.16	86.54 %	23.0	1.3617	-1.1048	23.5	-1.1048	23.8	-1.0651	23.8	-1.1109	23.7	-0.9926	24.3
46	1.13	88.46 %	22.3	1.3483	-1.1984	22.8	-1.1984	23.2	-1.1366	23.3	-1.2130	23.2	-1.0503	23.9

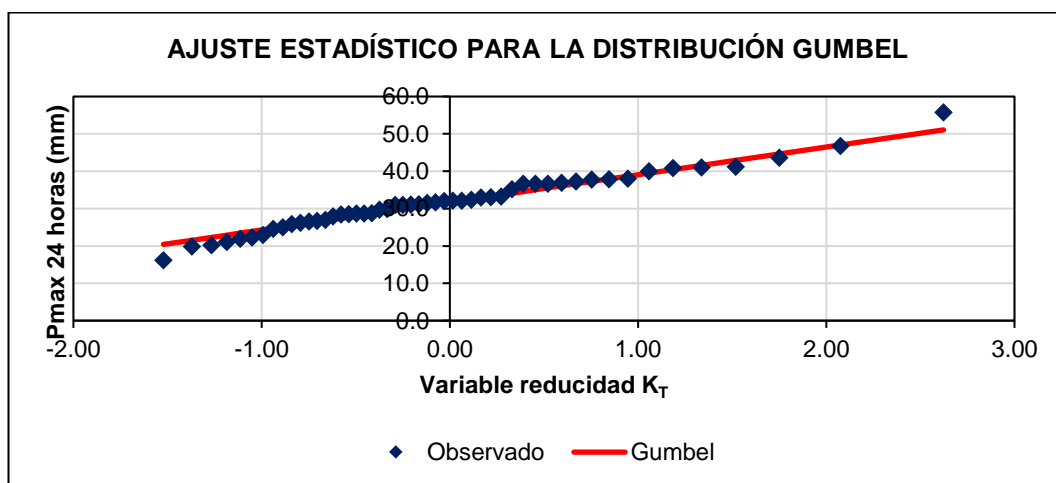
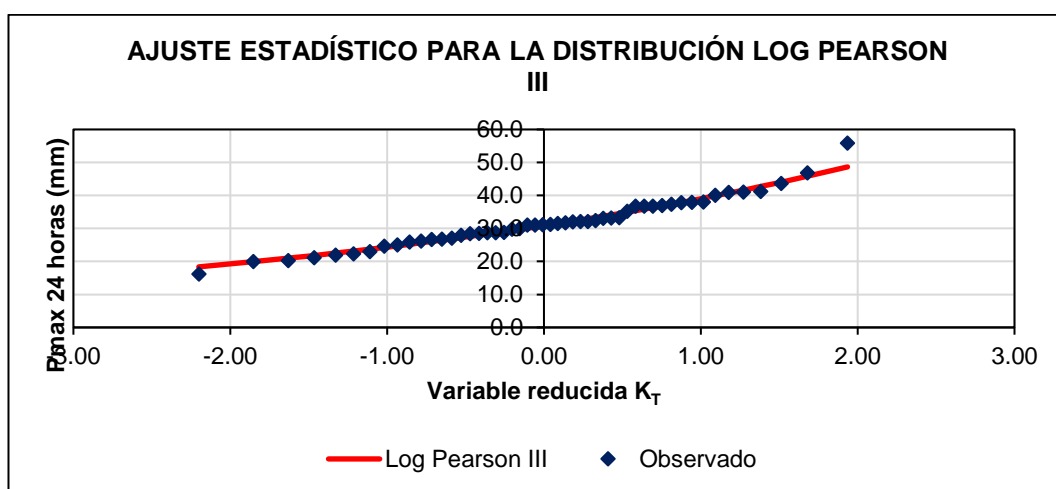
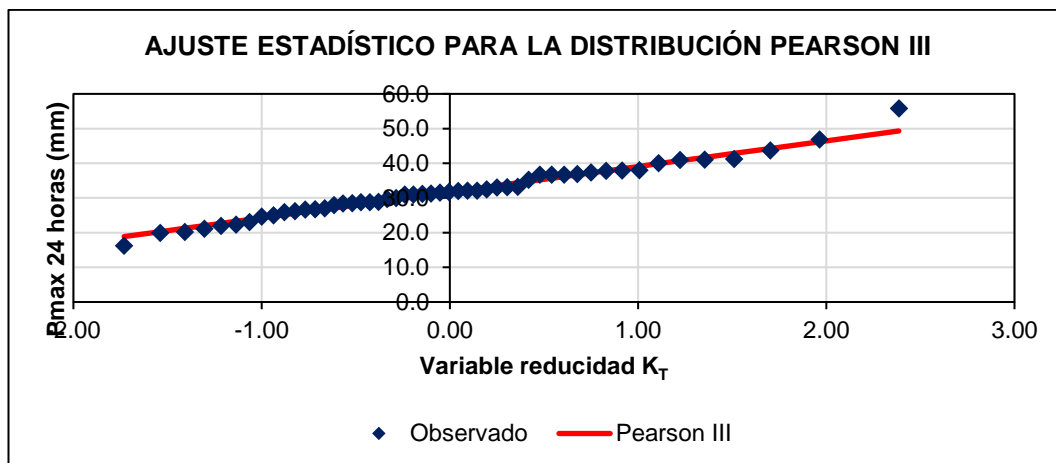
47	1.11	90.38 %	21.9	1.3404	-1.3038	22.0	-1.3038	22.7	-1.2152	22.7	-1.3290	22.5	-1.1135	23.4
48	1.08	92.31 %	21.1	1.3243	-1.4261	21.1	-1.4261	22.0	-1.3041	22.0	-1.4647	21.8	-1.1845	22.9
49	1.06	94.23 %	20.2	1.3054	-1.5744	20.0	-1.5744	21.3	-1.4085	21.3	-1.6311	21.0	-1.2674	22.3
50	1.04	96.15 %	19.9	1.2989	-1.7688	18.6	-1.7688	20.3	-1.5397	20.3	-1.8520	19.9	-1.3710	21.5
51	1.02	98.08 %	16.2	1.2095	-2.0699	16.4	-2.0699	18.9	-1.7308	18.9	-2.2006	18.4	-1.5214	20.4

T: Período de retorno en años

P: Probabilidad de ocurrencia

Se verifica gráficamente el ajuste a las funciones de distribución de probabilidad.





Se evalúa el ajuste de los datos mediante la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov.

PARÁMETROS		PEARSON III	LOG PEARSON III
Parámetro de posición:	$x_o$	7.181	0.645
Parámetro de escala:	$\beta$	2.234	0.012
Parámetro de forma:	$\gamma$	10.960	67.961

PARÁMETROS		GUMBEL
Parámetro de posición:	$\mu$	28.340
Parámetro de escala:	$\alpha$	5.767

m	$x_m$	$y_m$	$F_o(x_m)$	NORMAL		LOG NORMAL		PEARSON III		LOG PEARSON III		GUMBEL	
				$F(x_m)$	$ F_o(x_m) - F(x_m) $	$F(y_m)$	$ F_o(x_m) - F(y_m) $	$F(x_m)$	$ F_o(x_m) - F(x_m) $	$F(y_m)$	$ F_o(x_m) - F(y_m) $	$F(x_m)$	$ F_o(x_m) - F(x_m) $
1	55.8	1.7466	0.9808	0.9994	0.0187	0.9941	0.0133	0.9961	0.0153	0.9903	0.0096	0.9915	0.0107
2	46.8	1.6702	0.9615	0.9796	0.0181	0.9617	0.0002	0.9662	0.0047	0.9552	0.0063	0.9601	0.0015
3	43.6	1.6395	0.9423	0.9466	0.0043	0.9293	0.0130	0.9338	0.0086	0.9238	0.0185	0.9315	0.0108
4	41.2	1.6149	0.9231	0.9012	0.0219	0.8907	0.0324	0.8942	0.0288	0.8876	0.0355	0.8980	0.0250
5	41.0	1.6128	0.9038	0.8964	0.0074	0.8868	0.0171	0.8902	0.0136	0.8839	0.0199	0.8946	0.0092
6	40.9	1.6117	0.8846	0.8940	0.0094	0.8848	0.0002	0.8881	0.0035	0.8821	0.0025	0.8929	0.0083
7	40.0	1.6021	0.8654	0.8700	0.0046	0.8654	0.0000	0.8681	0.0027	0.8641	0.0013	0.8760	0.0106
8	38.0	1.5798	0.8462	0.8040	0.0422	0.8125	0.0337	0.8134	0.0327	0.8152	0.0310	0.8292	0.0170
9	37.9	1.5786	0.8269	0.8002	0.0267	0.8095	0.0175	0.8103	0.0166	0.8124	0.0145	0.8265	0.0005
10	37.8	1.5775	0.8077	0.7964	0.0113	0.8064	0.0013	0.8071	0.0006	0.8096	0.0019	0.8237	0.0160
11	37.3	1.5717	0.7885	0.7768	0.0117	0.7905	0.0020	0.7907	0.0022	0.7948	0.0064	0.8094	0.0209
12	36.9	1.5670	0.7692	0.7603	0.0089	0.7771	0.0079	0.7768	0.0076	0.7824	0.0131	0.7972	0.0279
13	36.7	1.5647	0.7500	0.7518	0.0018	0.7701	0.0201	0.7697	0.0197	0.7759	0.0259	0.7908	0.0408
14	36.7	1.5647	0.7308	0.7518	0.0210	0.7701	0.0394	0.7697	0.0389	0.7759	0.0451	0.7908	0.0601
15	36.7	1.5647	0.7115	0.7518	0.0403	0.7701	0.0586	0.7697	0.0581	0.7759	0.0644	0.7908	0.0793
16	35.2	1.5465	0.6923	0.6835	0.0088	0.7130	0.0207	0.7109	0.0186	0.7225	0.0302	0.7376	0.0453
17	33.2	1.5211	0.6731	0.5820	0.0911	0.6232	0.0498	0.6192	0.0539	0.6370	0.0361	0.6501	0.0229
18	33.1	1.5198	0.6538	0.5767	0.0771	0.6184	0.0355	0.6142	0.0396	0.6323	0.0216	0.6453	0.0086
19	33.0	1.5185	0.6346	0.5714	0.0632	0.6135	0.0212	0.6092	0.0254	0.6276	0.0071	0.6403	0.0057
20	32.4	1.5105	0.6154	0.5394	0.0760	0.5834	0.0320	0.5787	0.0367	0.5983	0.0170	0.6098	0.0056
21	32.1	1.5065	0.5962	0.5233	0.0729	0.5679	0.0283	0.5631	0.0331	0.5832	0.0129	0.5939	0.0022
22	32.1	1.5065	0.5769	0.5233	0.0537	0.5679	0.0090	0.5631	0.0139	0.5832	0.0063	0.5939	0.0170
23	32.0	1.5051	0.5577	0.5179	0.0398	0.5627	0.0050	0.5578	0.0001	0.5781	0.0205	0.5885	0.0308
24	31.7	1.5011	0.5385	0.5017	0.0368	0.5469	0.0084	0.5419	0.0034	0.5626	0.0242	0.5721	0.0336
25	31.5	1.4983	0.5192	0.4909	0.0283	0.5362	0.0170	0.5311	0.0119	0.5521	0.0329	0.5609	0.0417
26	31.2	1.4942	0.5000	0.4747	0.0253	0.5201	0.0201	0.5149	0.0149	0.5361	0.0361	0.5439	0.0439
27	31.1	1.4928	0.4808	0.4694	0.0114	0.5146	0.0339	0.5094	0.0287	0.5307	0.0499	0.5381	0.0573
28	31.0	1.4914	0.4615	0.4640	0.0024	0.5092	0.0476	0.5039	0.0424	0.5253	0.0638	0.5323	0.0708
29	31.0	1.4914	0.4423	0.4640	0.0217	0.5092	0.0669	0.5039	0.0616	0.5253	0.0830	0.5323	0.0900
30	29.9	1.4757	0.4231	0.4055	0.0176	0.4482	0.0251	0.4429	0.0198	0.4639	0.0409	0.4663	0.0432

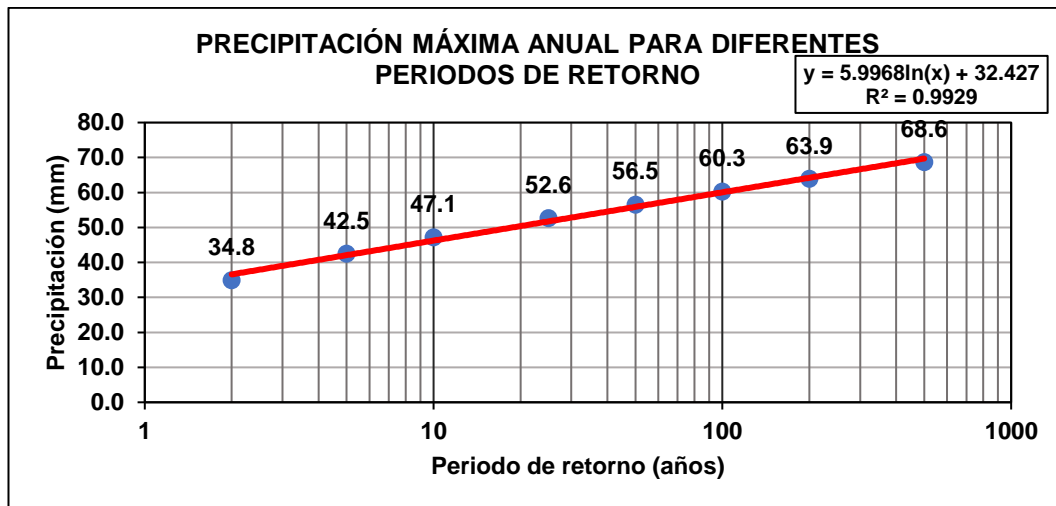
31	29.7	1.4728	0.4038	0.3951	0.0088	0.4369	0.0331	0.4317	0.0279	0.4525	0.0487	0.4539	0.0500				
32	28.8	1.4594	0.3846	0.3491	0.0355	0.3861	0.0015	0.3813	0.0034	0.4004	0.0158	0.3972	0.0126				
33	28.7	1.4579	0.3654	0.3441	0.0213	0.3805	0.0151	0.3757	0.0103	0.3946	0.0292	0.3908	0.0254				
34	28.7	1.4579	0.3462	0.3441	0.0021	0.3805	0.0344	0.3757	0.0295	0.3946	0.0484	0.3908	0.0447				
35	28.5	1.4548	0.3269	0.3342	0.0073	0.3693	0.0423	0.3645	0.0376	0.3829	0.0560	0.3781	0.0512				
36	28.4	1.4533	0.3077	0.3293	0.0216	0.3636	0.0560	0.3590	0.0513	0.3771	0.0694	0.3717	0.0640				
37	27.9	1.4456	0.2885	0.3052	0.0167	0.3357	0.0473	0.3314	0.0430	0.3479	0.0594	0.3398	0.0514				
38	27.0	1.4314	0.2692	0.2640	0.0053	0.2866	0.0174	0.2830	0.0138	0.2960	0.0268	0.2832	0.0140				
39	26.7	1.4265	0.2500	0.2509	0.0009	0.2707	0.0207	0.2674	0.0174	0.2790	0.0290	0.2648	0.0148				
40	26.6	1.4249	0.2308	0.2466	0.0158	0.2655	0.0347	0.2622	0.0315	0.2734	0.0426	0.2587	0.0279				
41	26.2	1.4183	0.2115	0.2299	0.0183	0.2448	0.0333	0.2420	0.0304	0.2513	0.0397	0.2347	0.0232				
42	25.9	1.4133	0.1923	0.2177	0.0254	0.2297	0.0374	0.2272	0.0349	0.2350	0.0427	0.2173	0.0250				
43	25.0	1.3979	0.1731	0.1837	0.0106	0.1868	0.0137	0.1851	0.0120	0.1886	0.0155	0.1679	0.0052				
44	24.6	1.3909	0.1538	0.1696	0.0158	0.1690	0.0151	0.1676	0.0138	0.1692	0.0154	0.1477	0.0062				
45	23.0	1.3617	0.1346	0.1206	0.0140	0.1068	0.0278	0.1067	0.0279	0.1018	0.0328	0.0801	0.0545				
46	22.3	1.3483	0.1154	0.1027	0.0127	0.0846	0.0308	0.0848	0.0305	0.0780	0.0374	0.0579	0.0575				
47	21.9	1.3404	0.0962	0.0933	0.0028	0.0733	0.0229	0.0737	0.0225	0.0661	0.0301	0.0471	0.0490				
48	21.1	1.3243	0.0769	0.0765	0.0004	0.0537	0.0232	0.0543	0.0226	0.0458	0.0311	0.0299	0.0470				
49	20.2	1.3054	0.0577	0.0605	0.0028	0.0364	0.0213	0.0370	0.0207	0.0285	0.0292	0.0165	0.0411				
50	19.9	1.2989	0.0385	0.0558	0.0173	0.0316	0.0069	0.0322	0.0063	0.0239	0.0145	0.0133	0.0252				
51	16.2	1.2095	0.0192	0.0183	0.0010	0.0032	0.0161	0.0032	0.0161	0.0011	0.0182	0.0003	0.0190				
n	51			$\Delta$	0.0911			0.0669			0.0616			0.0830			0.0900
$\alpha$	0.05			$\Delta_o > \Delta$	Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta			Si se ajusta
$\Delta_o$	0.190			Mejor ajuste	5			2			1			3			4

Se selecciona a la distribución Log Normal.

Coeficiente de corrección de Pmax por N° de lecturas (OMM)

$$f(2 \text{ lecturas}) = 1.13$$

T	P(X≥X <sub>T</sub> )	NORMAL		LOG NORMAL			PEARSON III		LOG PEARSON III		GUMBEL		P <sub>MAX</sub> (mm)	P <sub>MAX</sub> CORREGIDA (mm)
		K <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	Y <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>	K <sub>T</sub>	X <sub>T</sub>		
2	0.500	0.0000	31.7	0.0000	1.4890	30.8	-0.0997	30.9	0.0404	31.1	-0.1643	30.5	30.8	34.8
5	0.200	0.8416	37.9	0.8416	1.5751	37.6	0.7976	37.6	0.8510	37.7	0.7195	37.0	37.6	42.5
10	0.100	1.2816	41.1	1.2816	1.6202	41.7	1.3268	41.5	1.2526	41.4	1.3046	41.3	41.7	47.1
25	0.040	1.7507	44.6	1.7507	1.6682	46.6	1.9393	46.0	1.6645	45.6	2.0438	46.8	46.6	52.6
50	0.020	2.0537	46.9	2.0537	1.6992	50.0	2.3623	49.1	1.9219	48.5	2.5923	50.8	50.0	56.5
100	0.010	2.3263	48.9	2.3263	1.7271	53.3	2.7617	52.1	2.1475	51.1	3.1367	54.9	53.3	60.3
200	0.005	2.5758	50.7	2.5758	1.7526	56.6	3.1432	54.9	2.3493	53.6	3.6791	58.9	56.6	63.9
500	0.002	2.8782	53.0	2.8782	1.7835	60.7	3.6266	58.5	2.5877	56.7	4.3947	64.2	60.7	68.6



Desarrollando el mismo proceso para todas las estaciones, se concluye lo siguiente:

ESTACIÓN	VALOR CRÍTICO ( $\Delta_c$ )	1° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	2° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	3° FUNCIÓN DE DISTRIB.	VALOR CALCULADO ( $\Delta$ )	FUNCIÓN DE DISTRIB. ELEGIDA
La Quinua	0.190	Pearson III	0.062	Log Normal	0.067	Log Pearson III	0.083	Log Normal
Huamanga	0.224	Gumbel	0.102	Log Pearson III	0.111	Log Normal	0.115	Log Normal
San Pedro de Cachi	0.205	Normal	0.064	Pearson III	0.081	Gumbel	0.106	Normal
Wayllapampa	0.210	Log Normal	0.063	Gumbel	0.066	Log Pearson III	0.067	Log Normal

## A.4. Análisis de regionalización

En este apartado se determina las expresiones que permitan calcular los parámetros estadísticos de media y desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas.

AÑOS	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS			
	LA QUINUA	HUAMANGA	SAN PEDRO DE CACHI	WAYLLAPAMPA
	LOG P24 (mm)	LOG P24 (mm)	LOG P24 (mm)	LOG P24 (mm)
1963		1.6064		
1964		1.2967		
1965	1.3979	1.4116		
1966	1.4914	1.5763		1.4393
1967	1.6021	1.3598		1.4133
1968	1.4456	1.5798		1.7839
1969	1.3054	1.5798		1.4942
1970	1.5198	1.4624		1.6042
1971	1.7466	1.6684		1.4314
1972	1.4249	1.3054		1.2718
1973	1.6128	1.5051		1.6314
1974	1.6149	1.4150		1.4969
1975	1.4133	1.3617	1.3718	
1976	1.4928	1.4843	1.6603	
1977	1.5670	1.4150	1.4878	
1978	1.6117	1.2648	1.4616	
1979	1.5065		1.4735	
1980	1.2989	1.6474	1.4647	1.2553
1981	1.5647	1.2989	1.5385	1.4502
1982	1.5798	1.6484	1.3989	1.3617
1983	1.4579	1.2718	1.6134	
1984		1.6812	1.4722	
1985		1.4116	1.3611	
1986		1.4771	1.6481	1.0969
1987		1.3838	1.4882	1.3729
1988	1.4983	1.3617	1.3070	1.4983
1989	1.4757	1.4150	1.3218	
1990	1.4183	1.3617	1.2984	
1991	1.3404		1.2170	
1992	1.2095		1.2037	
1993	1.5717		1.2622	1.1584
1994	1.5647		1.4247	1.1903
1995	1.5465	1.5611	1.3855	1.2480

1996	1.4728		1.5465	1.4440
1997	1.5775		1.6637	1.4048
1998	1.6395	1.2253	1.5821	1.3598
1999	1.4533	1.3945	1.4410	1.4216
2000	1.4265	1.5465	1.5367	1.5340
2001	1.4579	1.5911	1.5173	1.3729
2002	1.4314	1.4639	1.3999	1.4942
2003	1.5105	1.4771	1.4888	1.7059
2004	1.3617		1.4285	1.6107
2005	1.4914		1.5000	1.3385
2006	1.3243		1.4397	1.5092
2007	1.5211		1.6583	1.2923
2008	1.3909	1.4983	1.4088	1.3729
2009	1.6702		1.5203	1.4728
2010	1.4548		1.4569	1.2718
2011	1.5065		1.6257	1.5551
2012	1.4594		1.4256	1.4409
2013	1.5786		1.4661	1.5763
2014	1.4942		1.5031	1.5366
2015	1.3483		1.4208	1.5185
2016	1.5051		1.3513	1.5198
2017	1.5011		1.4242	1.3766
2018	1.5647		1.3396	1.4116
2019	1.5185		1.5689	1.5119
<b>Altitud (msnm):</b>	3240	2761	2990	2470
<b>N° datos:</b>	51	35	45	42
<b>FCM:</b>	1.000	1.003	1.000	1.001
<b>FCS:</b>	1.000	1.023	1.006	1.003
<b>M:</b>	1.4890	1.4618	1.4572	1.4360
<b>S:</b>	0.1023	0.1278	0.1140	0.1418

Donde:

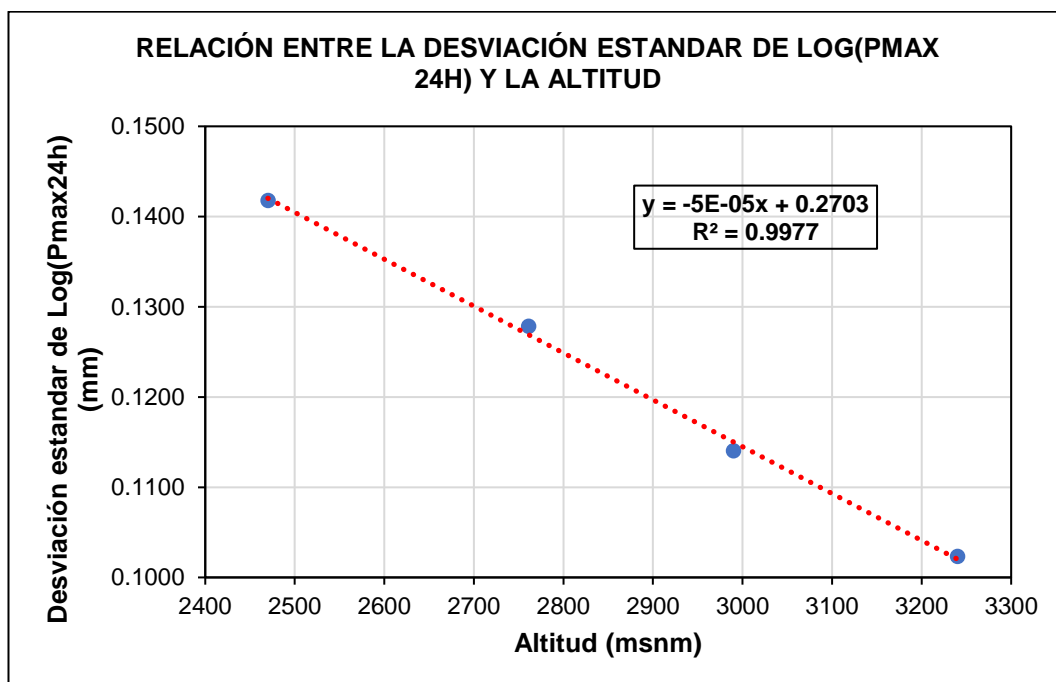
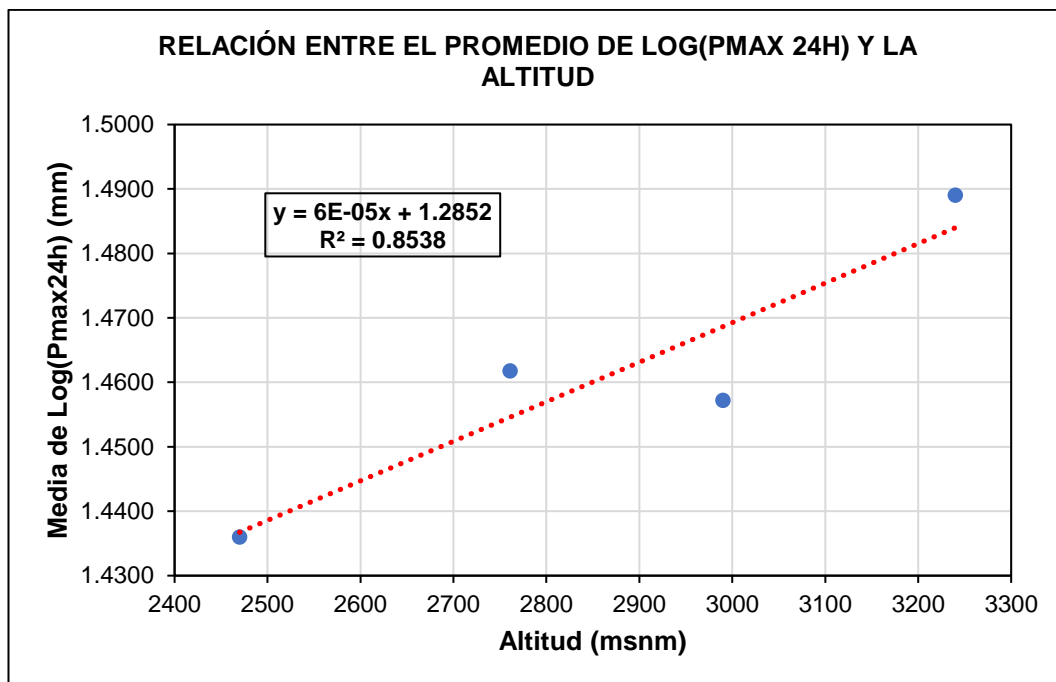
Donde FCM es el factor de corrección por longitud de registro de la media

Donde FCS es el factor de corrección por longitud de registro de la desviación estándar

Donde M es la media corregida de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas

Donde S es la desviación estándar corregida de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas





**EXPRESIONES DE REGIONALIZACIÓN**

$$M_{\text{Log}(P_{\text{max}24\text{h}})} = 6.13658\text{E-}05 \quad H + 1.2852$$

$$S_{\text{Log}(P_{\text{max}24\text{h}})} = -5.19396\text{E-}05 \quad H + 0.2703$$

Donde:

$M_{\text{Log}(P_{\text{max}24\text{h}})}$  es la media de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (en mm)

$S_{\text{Log}(P_{\text{max}24\text{h}})}$  es la desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (en mm)

H es la altitud (en msnm)

### A.5. Hietograma de diseño

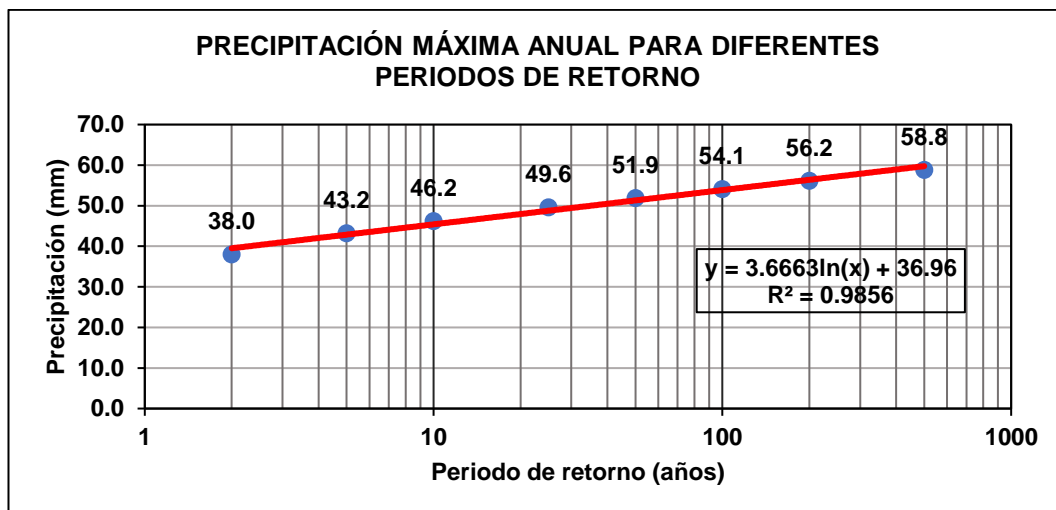
Previamente se determina con las expresiones de regionalización la media y desviación estándar que caractericen a las cuencas de cabecera. Luego se construye los hietogramas de diseño según el método IILA-SENAMHI-UNI y los bloques alternos. El proceso se explica detalladamente para la subcuenca Alameda Alta. Para las demás cuencas y la zona de estudio se muestra los hietogramas de diseño.

#### HIETOGRAMA DE LA SUBCUENCA ALAMEDA ALTA

<b>ELEVACIÓN MEDIA DE LA CUENCA (<math>H_m</math>):</b>	3936.527	msnm
---	----------	------

<b>MEDIA (M):</b>	$\bar{y} =$	1.5267
<b>DESVIACIÓN ESTANDAR (S):</b>	$S_y =$	0.0658
<b>DISTR. DE PROBABILIDAD:</b>	LOG NORMAL	

T	P( $X \geq X_T$ )	LOG NORMAL			$P_{MAX}$ (mm)	$P_{MAX}$ CORREGIDA (mm)
		$K_T$	$Y_T$	$X_T$		
2	0.500	0.0000	1.5267	33.6	33.6	38.0
5	0.200	0.8416	1.5822	38.2	38.2	43.2
10	0.100	1.2816	1.6111	40.8	40.8	46.2
25	0.040	1.7507	1.6420	43.9	43.9	49.6
50	0.020	2.0537	1.6620	45.9	45.9	51.9
100	0.010	2.3263	1.6799	47.9	47.9	54.1
200	0.005	2.5758	1.6963	49.7	49.7	56.2
500	0.002	2.8782	1.7163	52.0	52.0	58.8



### DETERMINACIÓN DE COEFICIENTES REGIONALES MÉTODO IILA - SENAMHI - UNI

#### Formulaciones hidrológicas

Para  $t < 3$  horas

$$P_{t,T} = a (1 + K \log T)(t + b)^n$$

$$I_{t,T} = a (1 + K \log T)(t + b)^{n-1}$$

Para  $t$  entre 3 - 24 horas

$$P_{t,T} = a (1 + K \log T) t^n$$

$$I_{t,T} = a (1 + K \log T) t^{n-1}$$

Siendo:

$t$ : Duración de lluvia (horas)

$T$ : Periodo de retorno (años)

$P_{t,T}$ : Precipitación en  $t$  horas para un determinado periodo de retorno  $T$  (mm)

$I_{t,T}$ : Intensidad de precipitación en  $t$  horas para un determinado periodo de retorno  $T$  (mm/hora)

$K$ : Parámetro de frecuencia (adimensional)

$a$ : Parametro de intensidad (mm)

$n$ : Parametro de duración (mm)

$b$ : Parametro de duración por región (h)

Relacionando  $P_{t,T}$  con  $P_{24h,T}$ , se obtiene las siguientes expresiones:

#### Precipitación

Para  $t < 3$  horas

$$\frac{P_{t,T}}{P_{24h,T}} = \left(\frac{t + b}{15}\right)^n$$

Para  $t \geq 3$  horas

$$\frac{P_{t,T}}{P_{24h,T}} = \left(\frac{t}{15}\right)^n$$

**Intensidad**

Para  $t < 3$  horas

$$\frac{I_{t,T}}{I_{24h,T}} = \left(\frac{t+b}{15}\right)^{n-1}$$

Para  $t \geq 3$  horas

$$\frac{I_{t,T}}{I_{24h,T}} = \left(\frac{t}{15}\right)^{n-1}$$

**Subzona y parámetros**

<b>Subzona pluviométrica</b>	123 8	Sierra
<b>Parámetro de duración:</b>	<b>n =</b>	0.232 (adimensional) **
<b>Parámetro de duración por region:</b>	<b>b =</b>	0.4 horas

**Coefficientes regionales para determinar precipitaciones e intensidades para diferentes periodos de retorno**

<b>Tiempo duración (horas)</b>	<b>Coefficientes Regionales</b>	
	<b>P<sub>t</sub> / P<sub>24H</sub></b>	<b>I<sub>t</sub> / I<sub>24H</sub></b>
0.5	0.521	8.677
1.0	0.577	6.180
1.5	0.619	4.888
2.0	0.654	4.085
2.5	0.683	3.533
3.0	0.688	3.442
3.5	0.713	3.058
4.0	0.736	2.760
4.5	0.756	2.521
5.0	0.775	2.325
5.5	0.792	2.161
6.0	0.808	2.021
6.5	0.824	1.901
7.0	0.838	1.796
7.5	0.851	1.703
8.0	0.864	1.621
8.5	0.877	1.547
9.0	0.888	1.480
9.5	0.899	1.420
10.0	0.910	1.365
10.5	0.921	1.315
11.0	0.931	1.269
11.5	0.940	1.226
12.0	0.950	1.187

12.5	0.959	1.150
13.0	0.967	1.116
13.5	0.976	1.084
14.0	0.984	1.054
14.5	0.992	1.026
15.0	1.000	1.000

\* Normas Legales OS. 060- Anexo N°1 Hidrología Tabla 3.a

\*\* Normas Legales OS. 060- Anexo N°1 Hidrología Tabla 3.b

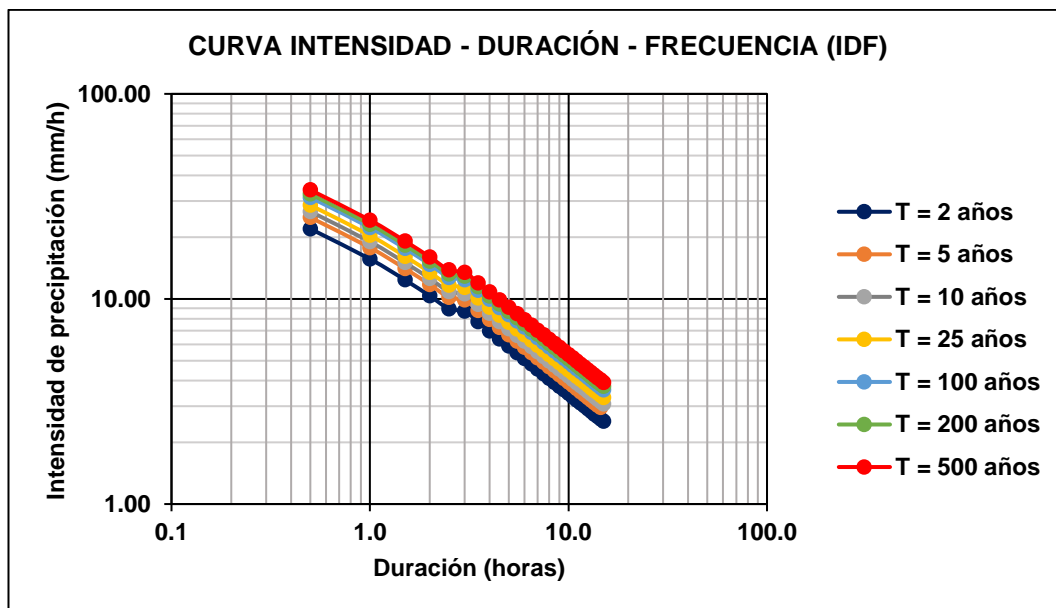
### PRECIPITACIÓN MÁXIMA PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS (mm)

DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
Horas	Minutos	2	5	10	25	50	100	200	500
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.5	30.0	19.8	22.5	24.0	25.8	27.0	28.2	29.2	30.6
1.0	60.0	21.9	24.9	26.6	28.6	29.9	31.2	32.4	33.9
1.5	90.0	23.5	26.7	28.6	30.7	32.1	33.5	34.8	36.4
2.0	120.0	24.8	28.2	30.2	32.4	33.9	35.3	36.7	38.4
2.5	150.0	26.0	29.5	31.5	33.8	35.4	36.9	38.4	40.2
3.0	180.0	26.2	29.7	31.8	34.1	35.7	37.2	38.7	40.5
3.5	210.0	27.1	30.8	32.9	35.4	37.0	38.6	40.1	41.9
4.0	240.0	28.0	31.8	34.0	36.5	38.2	39.8	41.3	43.3
4.5	270.0	28.7	32.7	34.9	37.5	39.2	40.9	42.5	44.5
5.0	300.0	29.5	33.5	35.8	38.4	40.2	41.9	43.5	45.6
5.5	330.0	30.1	34.2	36.6	39.3	41.1	42.8	44.5	46.6
6.0	360.0	30.7	34.9	37.3	40.1	41.9	43.7	45.4	47.5
6.5	390.0	31.3	35.6	38.0	40.8	42.7	44.5	46.3	48.4
7.0	420.0	31.8	36.2	38.7	41.5	43.5	45.3	47.1	49.3
7.5	450.0	32.4	36.8	39.3	42.2	44.2	46.0	47.8	50.1
8.0	480.0	32.8	37.3	39.9	42.8	44.8	46.7	48.5	50.8
8.5	510.0	33.3	37.8	40.5	43.4	45.5	47.4	49.2	51.5
9.0	540.0	33.8	38.3	41.0	44.0	46.1	48.0	49.9	52.2
9.5	570.0	34.2	38.8	41.5	44.6	46.7	48.6	50.5	52.9
10.0	600.0	34.6	39.3	42.0	45.1	47.2	49.2	51.1	53.5
10.5	630.0	35.0	39.7	42.5	45.6	47.8	49.8	51.7	54.1
11.0	660.0	35.4	40.2	42.9	46.1	48.3	50.3	52.3	54.7
11.5	690.0	35.7	40.6	43.4	46.6	48.8	50.8	52.8	55.3
12.0	720.0	36.1	41.0	43.8	47.1	49.3	51.3	53.3	55.8
12.5	750.0	36.4	41.4	44.2	47.5	49.7	51.8	53.8	56.4
13.0	780.0	36.8	41.8	44.6	47.9	50.2	52.3	54.3	56.9
13.5	810.0	37.1	42.1	45.0	48.4	50.6	52.8	54.8	57.4
14.0	840.0	37.4	42.5	45.4	48.8	51.1	53.2	55.3	57.9
14.5	870.0	37.7	42.8	45.8	49.2	51.5	53.7	55.7	58.3

15.0	900.0	38.0	43.2	46.2	49.6	51.9	54.1	56.2	58.8
------	-------	------	------	------	------	------	------	------	------

**INTENSIDAD MÁXIMA PARA DURACIONES MENORES A 24 HORAS (mm/h)**

DURACIÓN		PERIODO DE RETORNO (AÑOS)							
Horas	Minutos	2	5	10	25	50	100	200	500
0.5	30.0	21.98	24.98	26.70	28.67	30.01	31.28	32.49	34.01
1.0	60.0	15.66	17.79	19.02	20.42	21.38	22.28	23.14	24.22
1.5	90.0	12.38	14.07	15.04	16.15	16.91	17.62	18.30	19.16
2.0	120.0	10.35	11.76	12.57	13.50	14.13	14.73	15.30	16.01
2.5	150.0	8.95	10.17	10.87	11.67	12.22	12.74	13.23	13.85
3.0	180.0	8.72	9.91	10.59	11.37	11.91	12.41	12.89	13.49
3.5	210.0	7.75	8.80	9.41	10.10	10.58	11.02	11.45	11.98
4.0	240.0	6.99	7.94	8.49	9.12	9.55	9.95	10.33	10.82
4.5	270.0	6.39	7.26	7.76	8.33	8.72	9.09	9.44	9.88
5.0	300.0	5.89	6.69	7.15	7.68	8.04	8.38	8.70	9.11
5.5	330.0	5.47	6.22	6.65	7.14	7.47	7.79	8.09	8.47
6.0	360.0	5.12	5.82	6.22	6.68	6.99	7.29	7.57	7.92
6.5	390.0	4.82	5.47	5.85	6.28	6.57	6.85	7.12	7.45
7.0	420.0	4.55	5.17	5.52	5.93	6.21	6.47	6.72	7.04
7.5	450.0	4.31	4.90	5.24	5.63	5.89	6.14	6.38	6.67
8.0	480.0	4.11	4.66	4.99	5.35	5.61	5.84	6.07	6.35
8.5	510.0	3.92	4.45	4.76	5.11	5.35	5.58	5.79	6.06
9.0	540.0	3.75	4.26	4.55	4.89	5.12	5.34	5.54	5.80
9.5	570.0	3.60	4.09	4.37	4.69	4.91	5.12	5.32	5.57
10.0	600.0	3.46	3.93	4.20	4.51	4.72	4.92	5.11	5.35
10.5	630.0	3.33	3.79	4.05	4.34	4.55	4.74	4.92	5.15
11.0	660.0	3.21	3.65	3.90	4.19	4.39	4.57	4.75	4.97
11.5	690.0	3.11	3.53	3.77	4.05	4.24	4.42	4.59	4.81
12.0	720.0	3.01	3.42	3.65	3.92	4.11	4.28	4.44	4.65
12.5	750.0	2.91	3.31	3.54	3.80	3.98	4.15	4.31	4.51
13.0	780.0	2.83	3.21	3.43	3.69	3.86	4.02	4.18	4.37
13.5	810.0	2.75	3.12	3.34	3.58	3.75	3.91	4.06	4.25
14.0	840.0	2.67	3.03	3.24	3.48	3.65	3.80	3.95	4.13
14.5	870.0	2.60	2.95	3.16	3.39	3.55	3.70	3.84	4.02
15.0	900.0	2.53	2.88	3.08	3.30	3.46	3.60	3.74	3.92

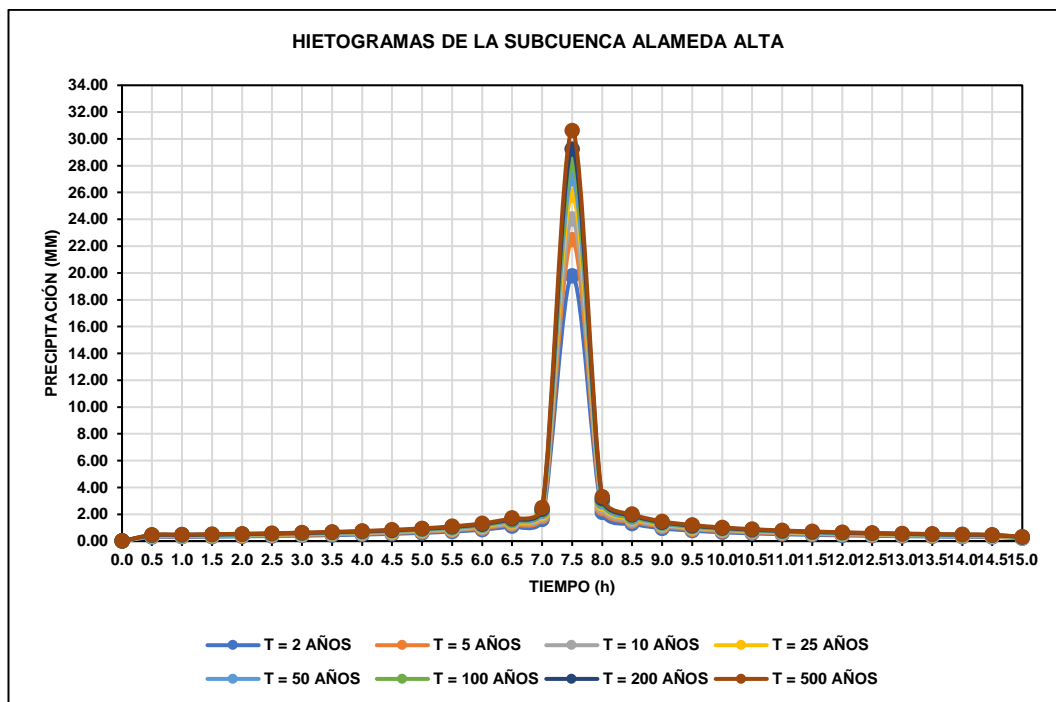


DURACIÓN h	INCREMENTO DE PRECIPITACIÓN							
	T = 2 AÑOS	T = 5 AÑOS	T = 10 AÑOS	T = 25 AÑOS	T = 50 AÑOS	T = 100 AÑOS	T = 200 AÑOS	T = 500 AÑOS
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	19.79	22.48	24.03	25.80	27.01	28.15	29.24	30.61
1.0	2.14	2.43	2.59	2.78	2.92	3.04	3.16	3.30
1.5	1.61	1.83	1.95	2.10	2.20	2.29	2.38	2.49
2.0	1.31	1.49	1.59	1.71	1.79	1.86	1.94	2.03
2.5	1.11	1.27	1.35	1.45	1.52	1.59	1.65	1.72
3.0	0.20	0.23	0.25	0.27	0.28	0.29	0.30	0.32
3.5	0.95	1.08	1.16	1.24	1.30	1.36	1.41	1.47
4.0	0.85	0.97	1.04	1.11	1.16	1.21	1.26	1.32
4.5	0.77	0.88	0.94	1.01	1.06	1.10	1.14	1.20
5.0	0.71	0.81	0.86	0.93	0.97	1.01	1.05	1.10
5.5	0.66	0.75	0.80	0.86	0.90	0.94	0.97	1.02
6.0	0.61	0.70	0.75	0.80	0.84	0.87	0.91	0.95
6.5	0.58	0.65	0.70	0.75	0.79	0.82	0.85	0.89
7.0	0.54	0.62	0.66	0.71	0.74	0.77	0.80	0.84
7.5	0.51	0.58	0.62	0.67	0.70	0.73	0.76	0.79
8.0	0.49	0.55	0.59	0.64	0.67	0.69	0.72	0.76
8.5	0.47	0.53	0.57	0.61	0.64	0.66	0.69	0.72
9.0	0.44	0.51	0.54	0.58	0.61	0.63	0.66	0.69
9.5	0.43	0.48	0.52	0.56	0.58	0.61	0.63	0.66
10.0	0.41	0.46	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.63
10.5	0.39	0.45	0.48	0.51	0.54	0.56	0.58	0.61
11.0	0.38	0.43	0.46	0.50	0.52	0.54	0.56	0.59
11.5	0.37	0.42	0.45	0.48	0.50	0.52	0.54	0.57
12.0	0.35	0.40	0.43	0.46	0.48	0.50	0.52	0.55

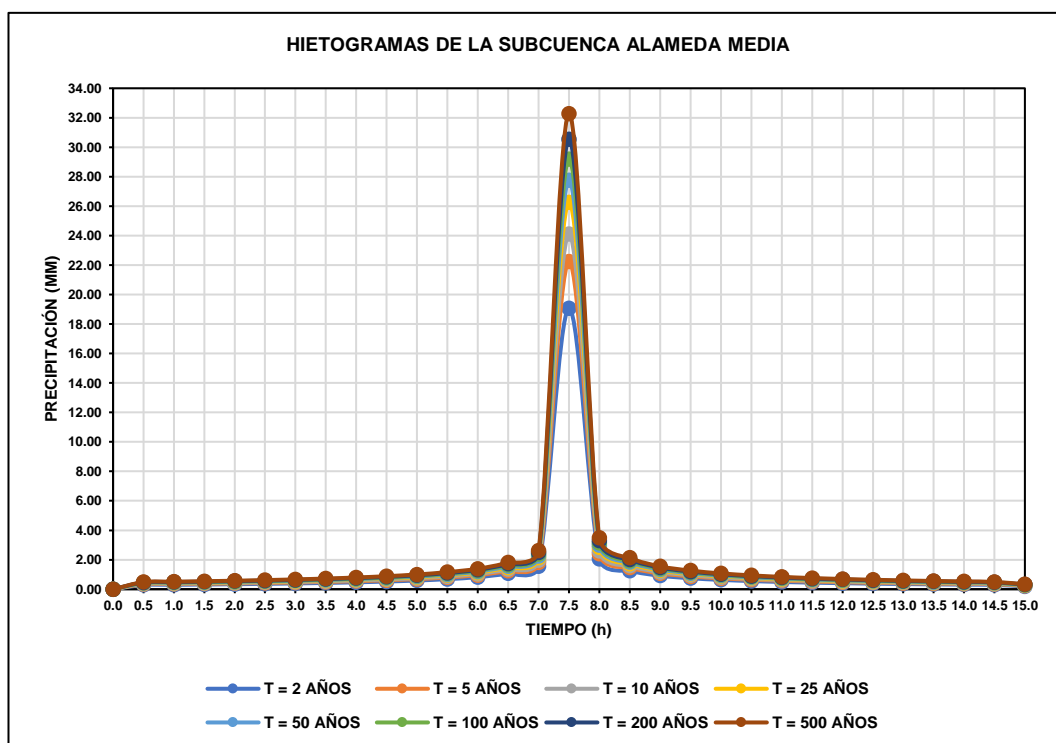


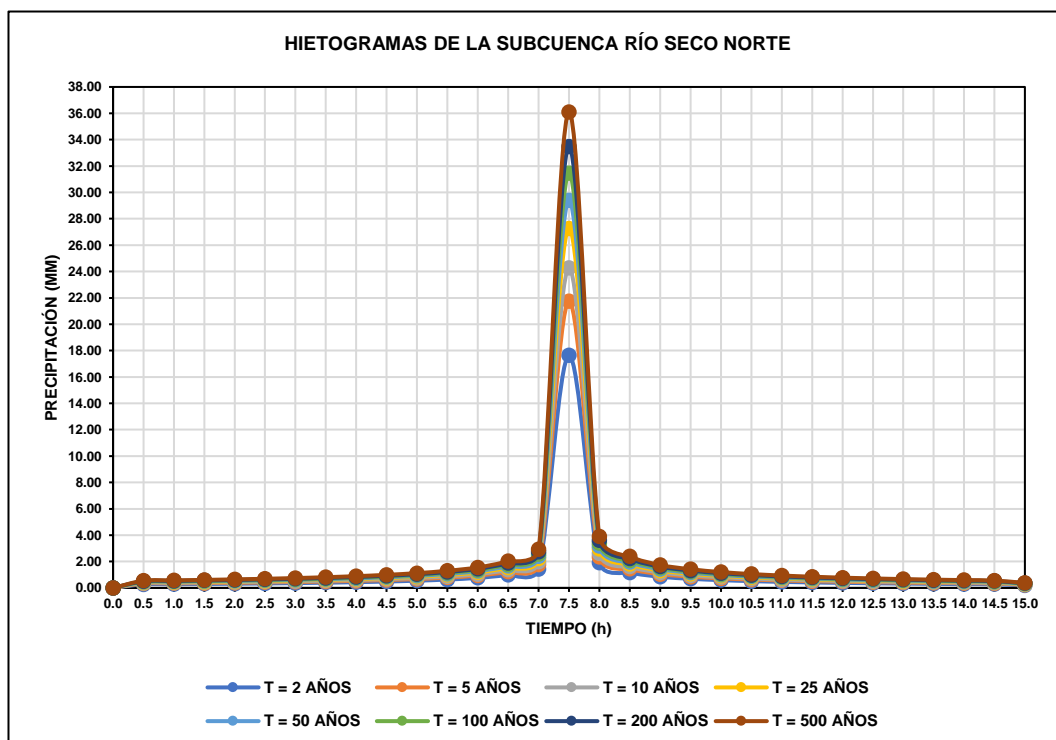
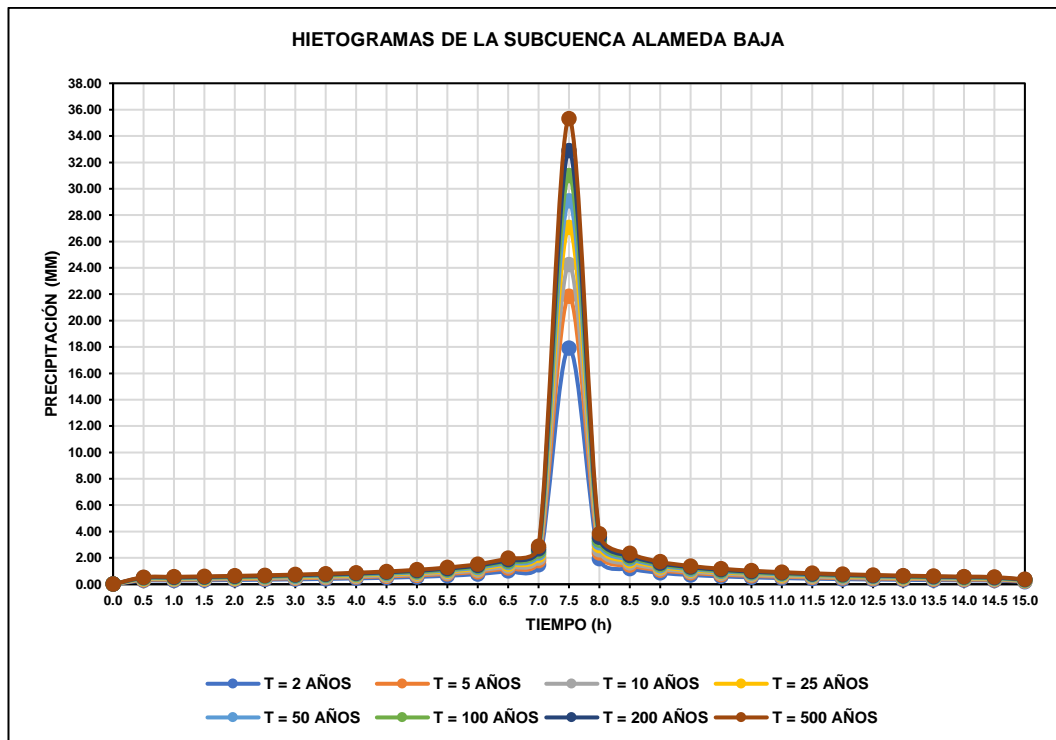
12.5	0.34	0.39	0.42	0.45	0.47	0.49	0.51	0.53
13.0	0.33	0.38	0.40	0.43	0.45	0.47	0.49	0.52
13.5	0.32	0.37	0.39	0.42	0.44	0.46	0.48	0.50
14.0	0.31	0.36	0.38	0.41	0.43	0.45	0.46	0.49
14.5	0.31	0.35	0.37	0.40	0.42	0.44	0.45	0.47
15.0	0.30	0.34	0.36	0.39	0.41	0.42	0.44	0.46

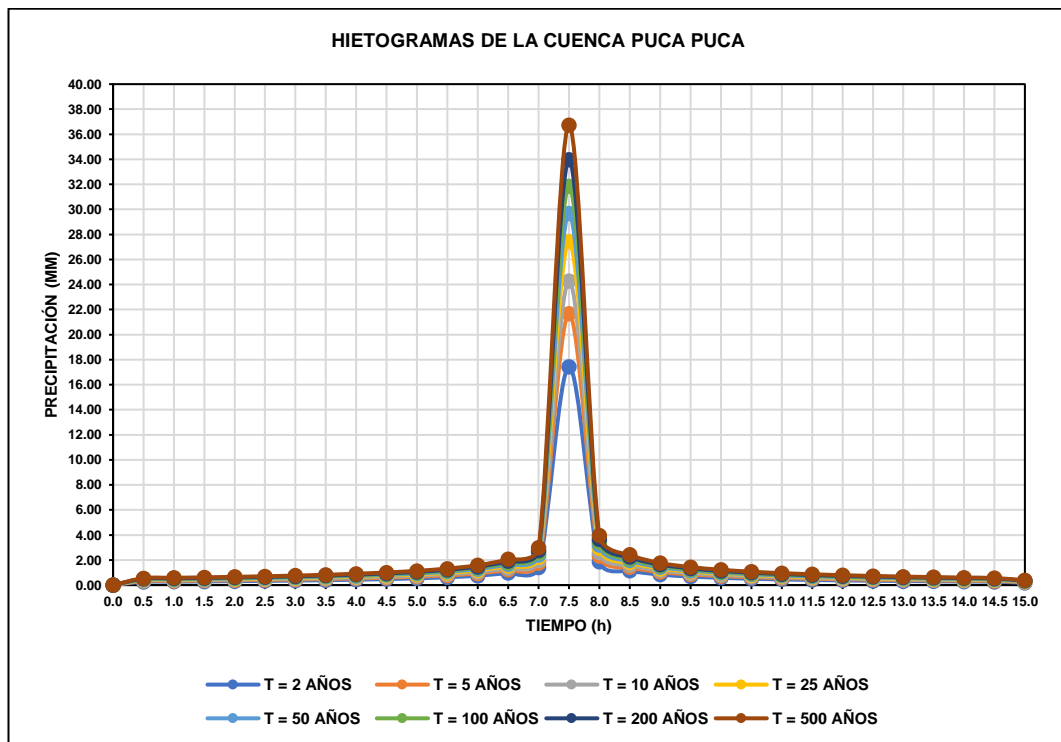
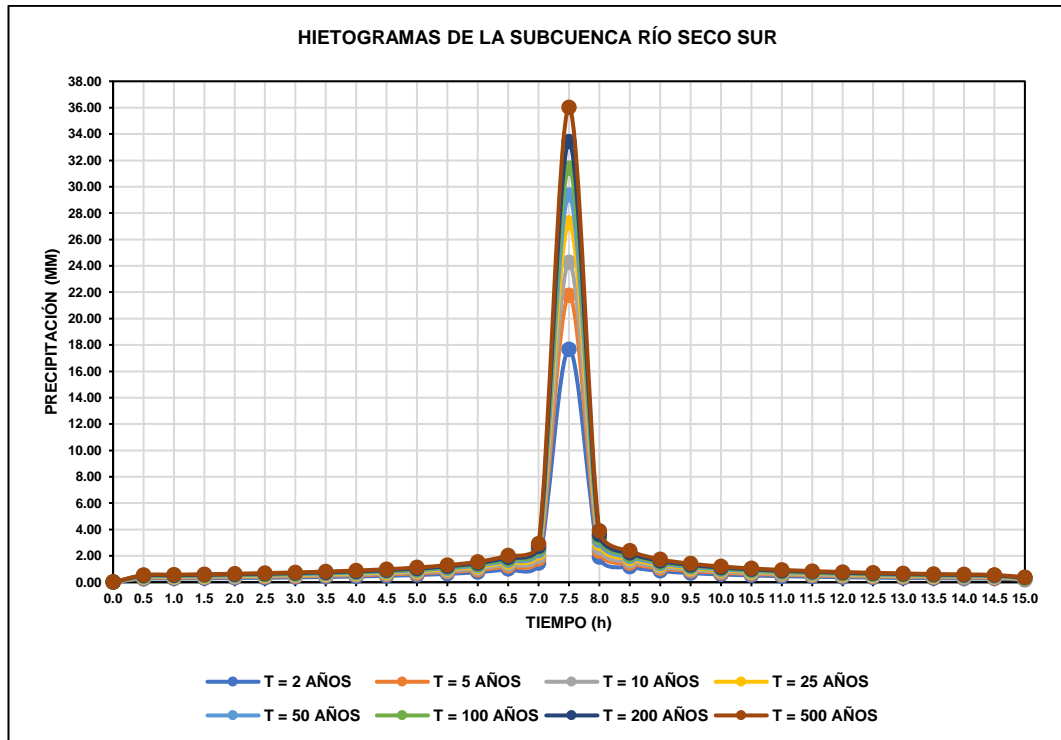
DURACIÓN h	INCREMENTO DE PRECIPITACIÓN ORDENADA							
	T = 2 AÑOS	T = 5 AÑOS	T = 10 AÑOS	T = 25 AÑOS	T = 50 AÑOS	T = 100 AÑOS	T = 200 AÑOS	T = 500 AÑOS
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.30	0.34	0.36	0.39	0.41	0.42	0.44	0.46
1.0	0.31	0.36	0.38	0.41	0.43	0.45	0.46	0.49
1.5	0.33	0.38	0.40	0.43	0.45	0.47	0.49	0.52
2.0	0.35	0.40	0.43	0.46	0.48	0.50	0.52	0.55
2.5	0.38	0.43	0.46	0.50	0.52	0.54	0.56	0.59
3.0	0.41	0.46	0.50	0.53	0.56	0.58	0.60	0.63
3.5	0.44	0.51	0.54	0.58	0.61	0.63	0.66	0.69
4.0	0.49	0.55	0.59	0.64	0.67	0.69	0.72	0.76
4.5	0.54	0.62	0.66	0.71	0.74	0.77	0.80	0.84
5.0	0.61	0.70	0.75	0.80	0.84	0.87	0.91	0.95
5.5	0.71	0.81	0.86	0.93	0.97	1.01	1.05	1.10
6.0	0.85	0.97	1.04	1.11	1.16	1.21	1.26	1.32
6.5	1.11	1.27	1.35	1.45	1.52	1.59	1.65	1.72
7.0	1.61	1.83	1.95	2.10	2.20	2.29	2.38	2.49
7.5	<b>19.79</b>	<b>22.48</b>	<b>24.03</b>	<b>25.80</b>	<b>27.01</b>	<b>28.15</b>	<b>29.24</b>	<b>30.61</b>
8.0	2.14	2.43	2.59	2.78	2.92	3.04	3.16	3.30
8.5	1.31	1.49	1.59	1.71	1.79	1.86	1.94	2.03
9.0	0.95	1.08	1.16	1.24	1.30	1.36	1.41	1.47
9.5	0.77	0.88	0.94	1.01	1.06	1.10	1.14	1.20
10.0	0.66	0.75	0.80	0.86	0.90	0.94	0.97	1.02
10.5	0.58	0.65	0.70	0.75	0.79	0.82	0.85	0.89
11.0	0.51	0.58	0.62	0.67	0.70	0.73	0.76	0.79
11.5	0.47	0.53	0.57	0.61	0.64	0.66	0.69	0.72
12.0	0.43	0.48	0.52	0.56	0.58	0.61	0.63	0.66
12.5	0.39	0.45	0.48	0.51	0.54	0.56	0.58	0.61
13.0	0.37	0.42	0.45	0.48	0.50	0.52	0.54	0.57
13.5	0.34	0.39	0.42	0.45	0.47	0.49	0.51	0.53
14.0	0.32	0.37	0.39	0.42	0.44	0.46	0.48	0.50
14.5	0.31	0.35	0.37	0.40	0.42	0.44	0.45	0.47
15.0	0.20	0.23	0.25	0.27	0.28	0.29	0.30	0.32

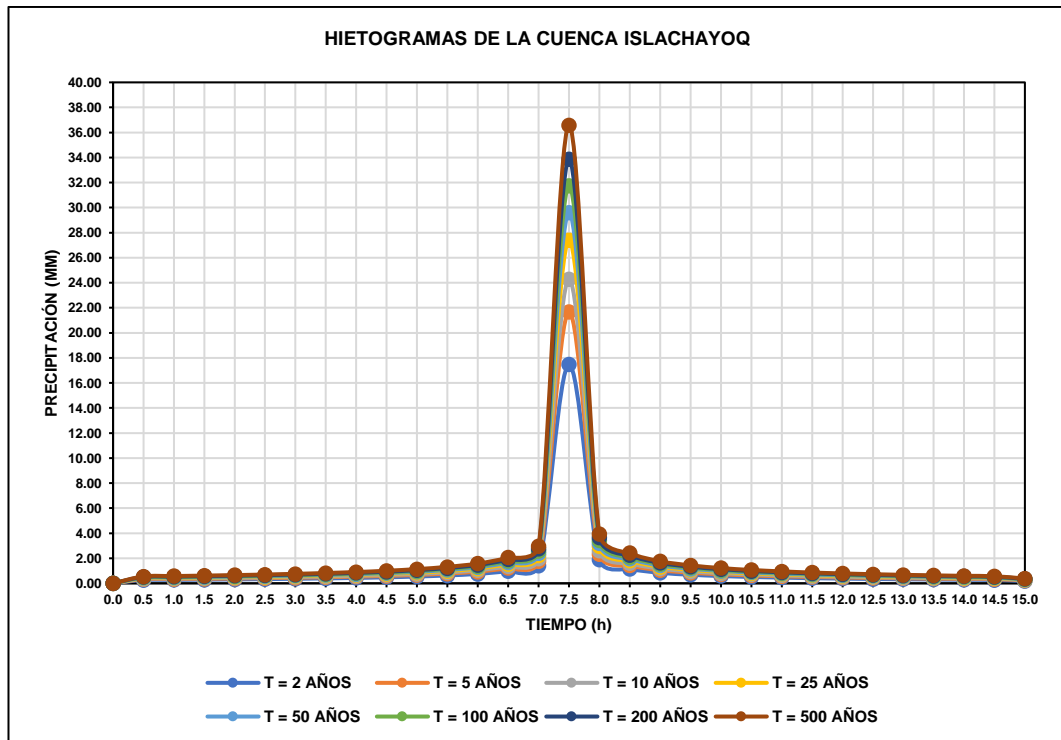
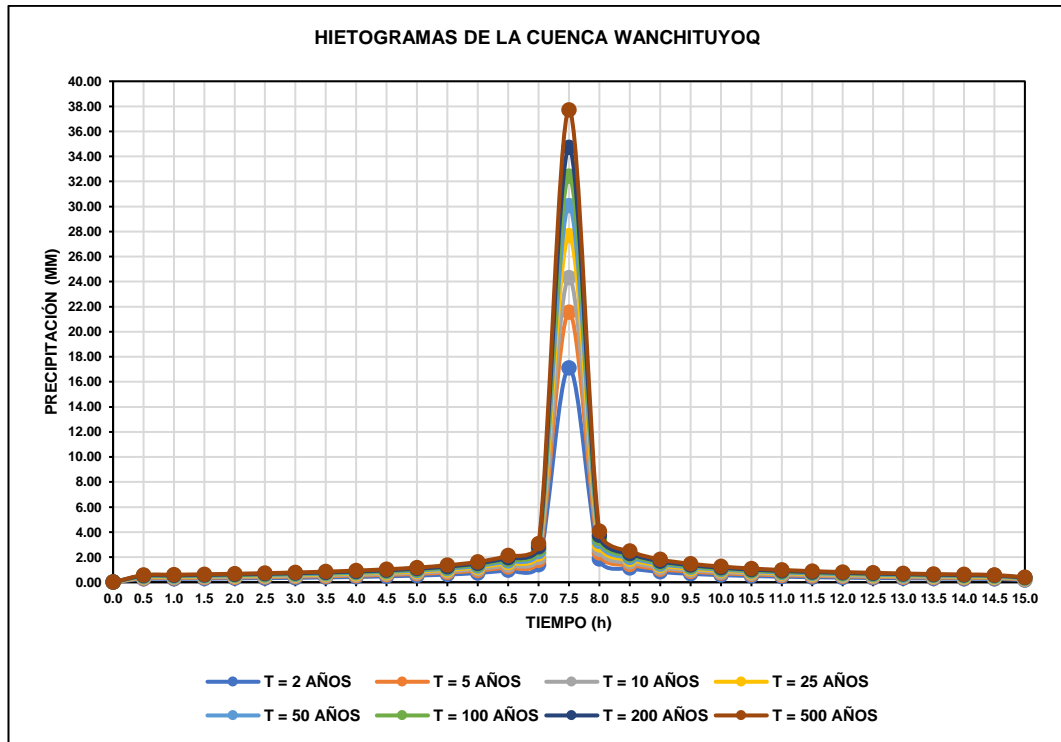


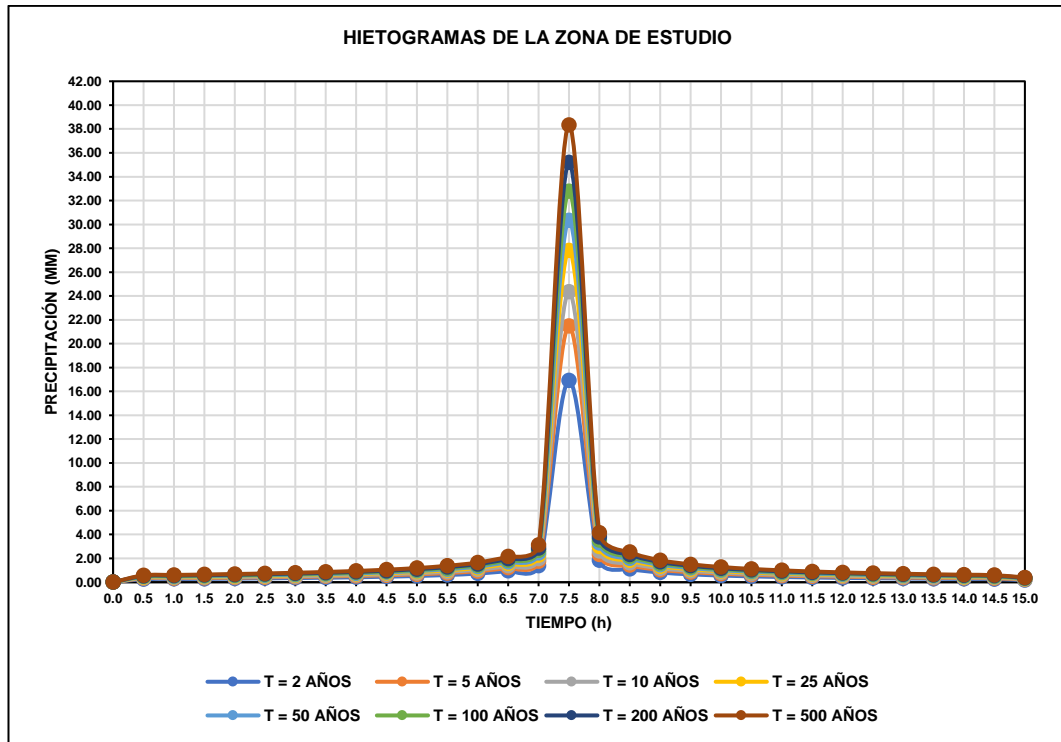
Realizando el mismo proceso para las demás cuencas y la zona de estudio, se obtiene los siguientes hietogramas de diseño:











### A.6. Parámetros sin calibrar de modelo hidrológico en HEC-HMS

Se muestran los parámetros de subcuencas y quebradas del modelo hidrológico de las cuencas de cabecera en HEC-HMS.

#### PARAMETROS SIN CALIBRAR DE ELEMENTOS SUBCUENCAS

PARAMETROS DEL MODELO SIN CALIBRAR		CUENCA ALAMEDA			CUENCA RÍO SECO		CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYO Q	CUENCA ISLACHAYO Q
		S. Alameda Alta	S. Alameda Media	S. Alameda Baja	S. Río Seco Norte	S. Río Seco Sur			
Área de la cuenca (km <sup>2</sup> ):	Ac=	10.18	11.66	13.22	1.28	2.10	0.25	0.39	0.40
Tiempo de concentración (h):	T <sub>c</sub> =	1.379	1.424	1.289	0.525	0.568	0.301	0.248	0.360
Tiempo de retardo (min):	T <sub>p</sub> =	49.64	51.26	46.41	18.88	20.43	10.85	8.92	12.94
Número de curva para AMC II:	CN (II)=	77.36	78.49	73.82	71.07	72.46	66.52	66.00	66.00
Número de curva para AMC III:	CN (III)=	88.71	89.35	86.64	84.96	85.82	82.05	81.70	81.70
Capacidad máxima de retención (mm):	S=	32.33	30.26	39.16	44.96	41.97	55.57	56.89	56.89
Abstracción inicial (mm):	I <sub>a</sub> =	6.47	6.05	7.83	8.99	8.39	11.11	11.38	11.38
Impermeabilidad (%):	Imp=	0.00 %	0.00 %	0.78 %	1.62 %	4.11 %	2.76 %	0.00 %	0.00 %

#### PARÁMETROS DE ELEMENTO RÍO

PARAMETROS DEL MODELO SIN CALIBRAR		CUENCA ALAMEDA	
		Tramo A. Media	Tramo A. Baja
Muskingum K (h):	K=	0.6	0.6
Muskingum X:	X=	0.2	0.2

### A.7. Calibración del modelo hidrológico en HEC-HMS

Para calibrar el modelo, se realizó un modelamiento de las cuencas de cabecera para un periodo de retorno de 10 años. Los resultados se contrastaron con información en campo para obtener los parámetros calibrados.

#### HIETOGRAMAS DE CUENCAS DE CABECERA

DURACIÓN (h)	T = 10 AÑOS							
	CUENCA ALAMEDA			CUENCA RÍO SECO		CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
	S. Alameda Alta	S. Alameda Media	S. Alameda Baja	S. Río Seco Norte	S. Río Seco Sur			
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.36	0.36	0.36	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37
1.0	0.38	0.38	0.38	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
1.5	0.40	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
2.0	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.44	0.44	0.44
2.5	0.46	0.46	0.46	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
3.0	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
3.5	0.54	0.54	0.54	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
4.0	0.59	0.59	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
4.5	0.66	0.66	0.66	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67
5.0	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
5.5	0.86	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
6.0	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
6.5	1.35	1.36	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37
7.0	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.98	1.98	1.98
7.5	24.03	24.10	24.23	24.26	24.26	24.29	24.33	24.28
8.0	2.59	2.60	2.62	2.62	2.62	2.62	2.63	2.62
8.5	1.59	1.60	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61	1.61
9.0	1.16	1.16	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
9.5	0.94	0.94	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
10.0	0.80	0.80	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81
10.5	0.70	0.70	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71	0.71
11.0	0.62	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
11.5	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
12.0	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
12.5	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
13.0	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
13.5	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
14.0	0.39	0.39	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
14.5	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.38	0.38	0.38
15.0	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25

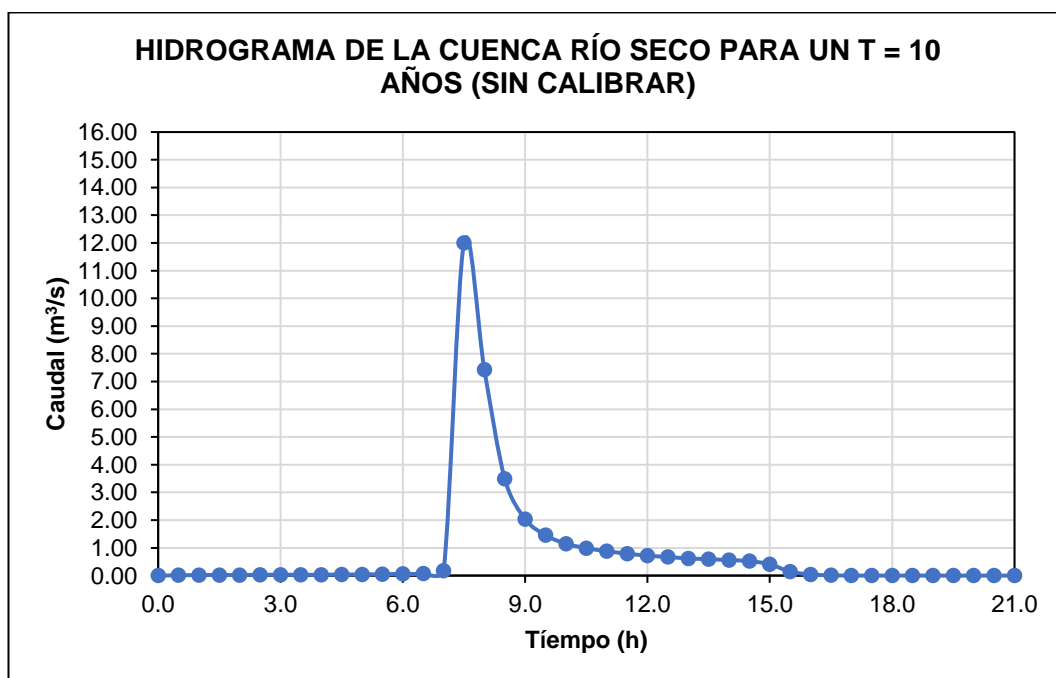
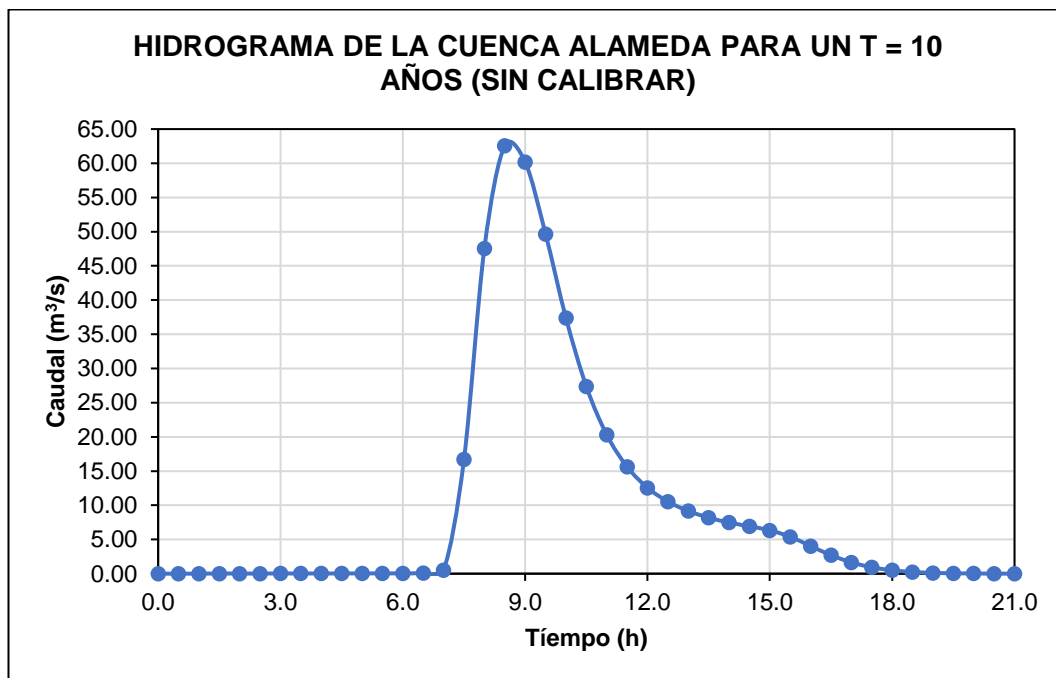


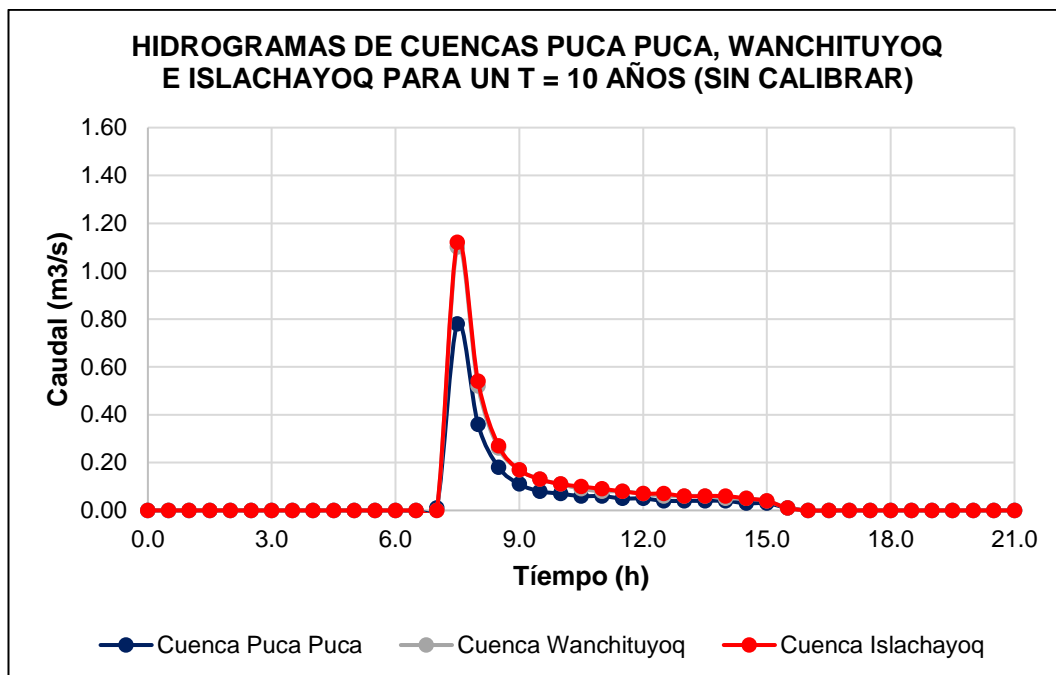
Para este modelamiento inicial se muestra los siguientes resultados:

**HIDROGRAMAS DE CUENCAS DE CABECERA (SIN CALIBRAR)**

DURACIÓN (h)	CAUDAL PRODUCIDO (m <sup>3</sup> /s)				
	T=10 AÑOS				
	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00
1.0	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00
1.5	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
2.0	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
2.5	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
3.0	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
3.5	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
4.0	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
4.5	0.03	0.04	0.00	0.00	0.00
5.0	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00
5.5	0.04	0.05	0.00	0.00	0.00
6.0	0.05	0.06	0.00	0.00	0.00
6.5	0.11	0.07	0.00	0.00	0.00
7.0	0.52	0.18	0.01	0.00	0.00
7.5	16.69	12.00	0.78	1.10	1.12
8.0	47.55	7.43	0.36	0.52	0.54
8.5	62.59	3.49	0.18	0.26	0.27
9.0	60.18	2.04	0.11	0.17	0.17
9.5	49.67	1.46	0.08	0.13	0.13
10.0	37.40	1.15	0.07	0.11	0.11
10.5	27.38	0.99	0.06	0.09	0.10
11.0	20.31	0.88	0.06	0.08	0.09
11.5	15.64	0.79	0.05	0.08	0.08
12.0	12.56	0.72	0.05	0.07	0.07
12.5	10.55	0.67	0.04	0.06	0.07
13.0	9.16	0.62	0.04	0.06	0.06
13.5	8.19	0.59	0.04	0.06	0.06
14.0	7.48	0.56	0.04	0.05	0.06
14.5	6.92	0.52	0.03	0.05	0.05
15.0	6.34	0.41	0.03	0.04	0.04
15.5	5.40	0.14	0.01	0.01	0.01
16.0	4.04	0.04	0.00	0.00	0.00
16.5	2.71	0.01	0.00	0.00	0.00
17.0	1.65	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00

18.0	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
19.0	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
19.5	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
20.0	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
21.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Qmax=</b>	62.59	12.00	0.78	1.10	1.12





Se calibraron los parámetros de las subcuencas, que se muestran a continuación:

**PARÁMETROS DE ELEMENTOS SUBCUENCAS (CALIBRADO)**

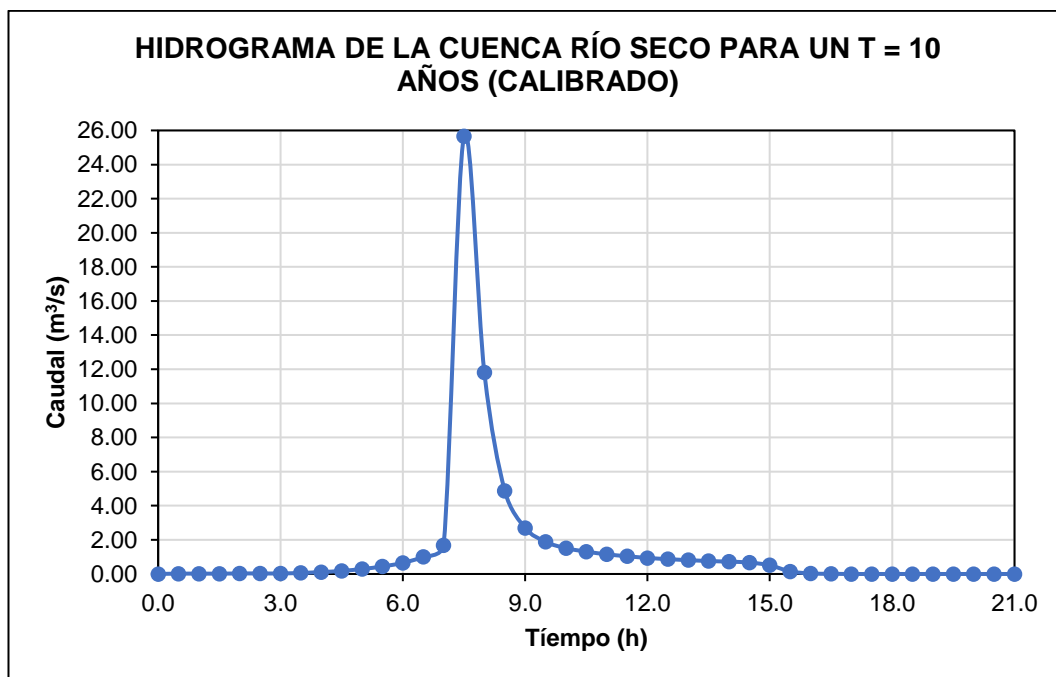
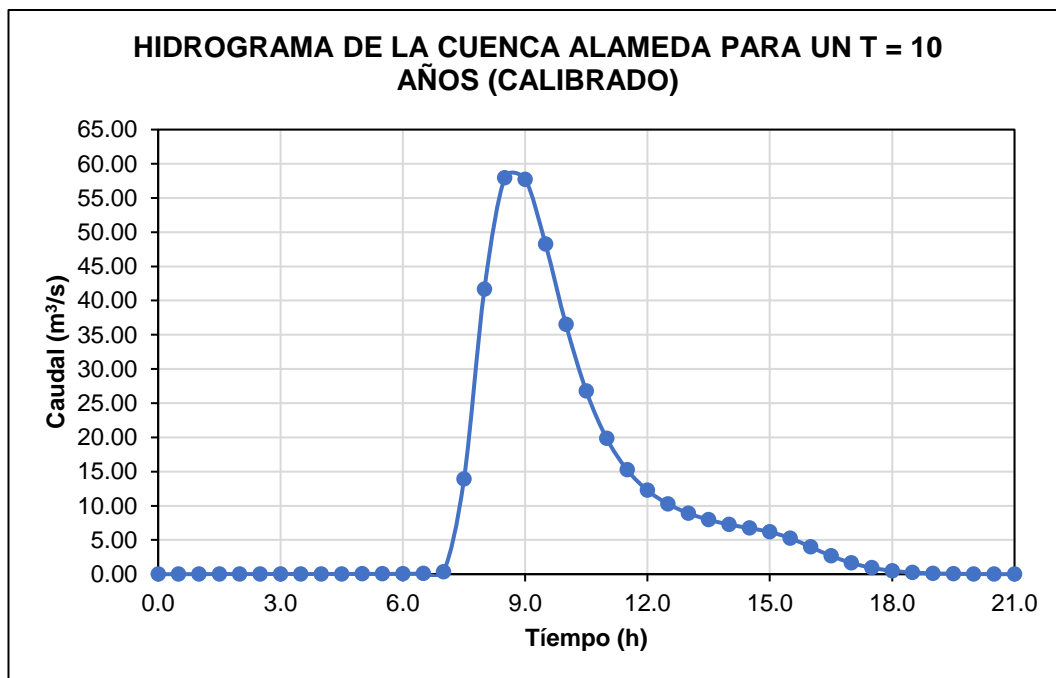
PARAMETROS DEL MODELO CALIBRADO		CUENCA ALAMEDA			CUENCA RÍO SECO		CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYO Q	CUENCA ISLACHAYO Q
		S. Alameda Alta	S. Alameda Media	S. Alameda Baja	S. Río Seco Norte	S. Río Seco Sur			
Área de la cuenca (km²):	Ac=	10.18	11.66	13.22	1.28	2.10	0.25	0.39	0.40
Tiempo de concentración (h):	T <sub>c</sub> =	1.379	1.424	1.289	0.450	0.480	0.250	0.200	0.300
Tiempo de retardo (min):	T <sub>p</sub> =	49.64	51.26	46.41	16.20	17.28	9.00	7.20	10.80
Número de curva para AMC II:	CN (II)=	77.36	78.49	70.00	85.00	90.00	76.00	70.00	75.00
Número de curva para AMC III:	CN (III)=	88.71	89.35	84.29	92.87	95.39	87.93	84.29	87.34
Capacidad máxima de retención (mm):	S=	32.33	30.26	47.33	19.49	12.27	34.87	47.33	36.81
Abstracción inicial (mm):	I <sub>a</sub> =	6.47	6.05	9.47	3.90	2.45	6.97	9.47	7.36
Impermeabilidad (%):	Imp=	0.00 %	0.00 %	0.78 %	1.62 %	4.11 %	2.76 %	0.00 %	0.00 %

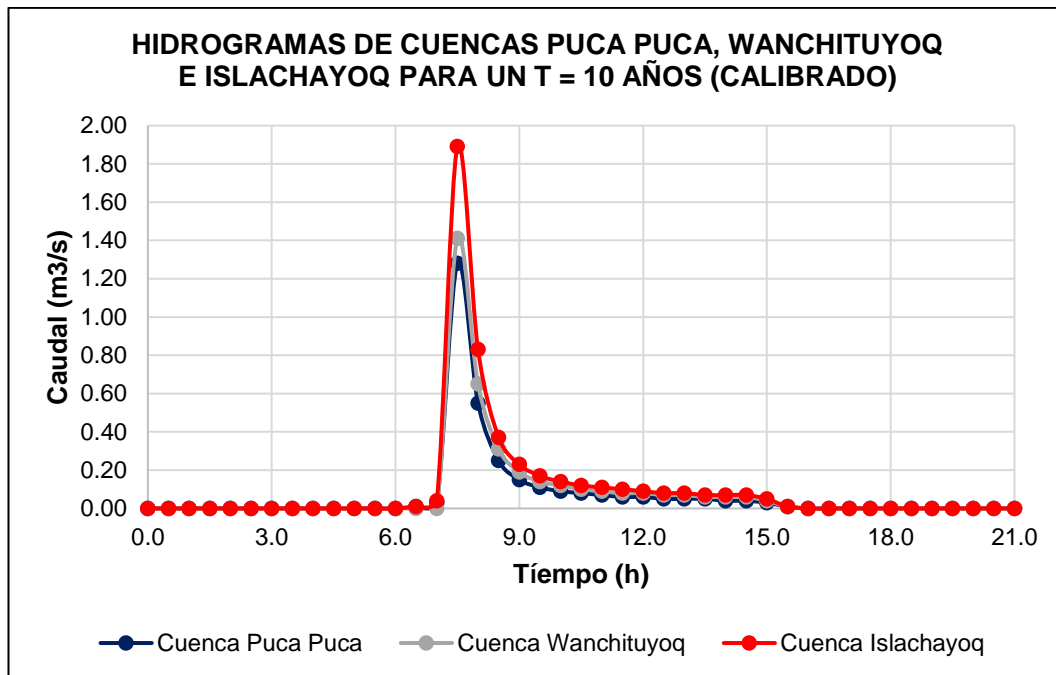
Para el modelo calibrado, se muestra los hidrogramas resultantes:

**HIDROGRAMAS DE CUENCAS DE CABECERA (CALIBRADO)**

DURACIÓN (h)	CAUDAL PRODUCIDO (m <sup>3</sup> /s)				
	T=10 AÑOS				
	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.0	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00
1.5	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00
2.0	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
2.5	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
3.0	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
3.5	0.03	0.06	0.00	0.00	0.00
4.0	0.03	0.11	0.00	0.00	0.00
4.5	0.03	0.18	0.00	0.00	0.00
5.0	0.04	0.29	0.00	0.00	0.00
5.5	0.04	0.44	0.00	0.00	0.00
6.0	0.05	0.65	0.00	0.00	0.00
6.5	0.11	1.01	0.01	0.00	0.01
7.0	0.35	1.68	0.03	0.00	0.04
7.5	13.89	25.66	1.28	1.41	1.89
8.0	41.65	11.81	0.55	0.65	0.83
8.5	57.95	4.88	0.25	0.31	0.37
9.0	57.73	2.70	0.15	0.19	0.23
9.5	48.24	1.89	0.11	0.14	0.17
10.0	36.50	1.51	0.09	0.12	0.14
10.5	26.76	1.31	0.08	0.10	0.12
11.0	19.84	1.15	0.07	0.09	0.11
11.5	15.27	1.04	0.06	0.08	0.10
12.0	12.25	0.94	0.06	0.08	0.09
12.5	10.28	0.87	0.05	0.07	0.08
13.0	8.91	0.81	0.05	0.07	0.08
13.5	7.96	0.76	0.05	0.06	0.07
14.0	7.27	0.72	0.04	0.06	0.07
14.5	6.73	0.67	0.04	0.06	0.07
15.0	6.17	0.51	0.03	0.04	0.05
15.5	5.27	0.15	0.01	0.01	0.01
16.0	3.98	0.03	0.00	0.00	0.00
16.5	2.68	0.01	0.00	0.00	0.00
17.0	1.64	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00
18.0	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00

19.0	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00
19.5	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
20.0	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
21.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Qmax=</b>	<b>57.95</b>	<b>25.66</b>	<b>1.28</b>	<b>1.41</b>	<b>1.89</b>





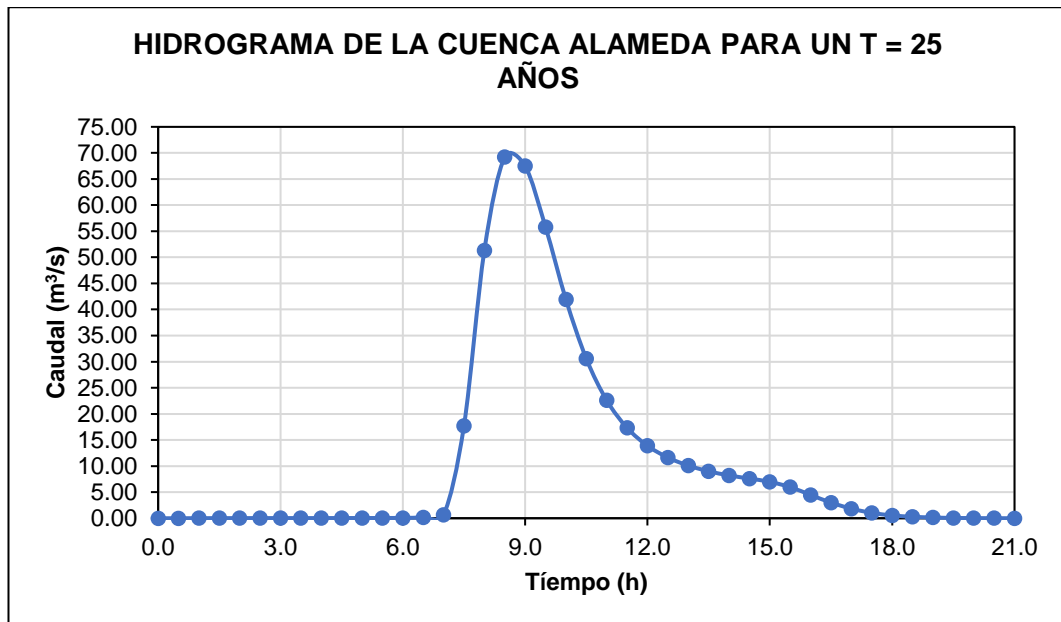
## A.8. Hidrograma de cuencas de cabecera para T=25 años

A continuación, se muestra los hidrogramas calibrados de las cuencas de cabecera para un periodo de retorno de 25 años.

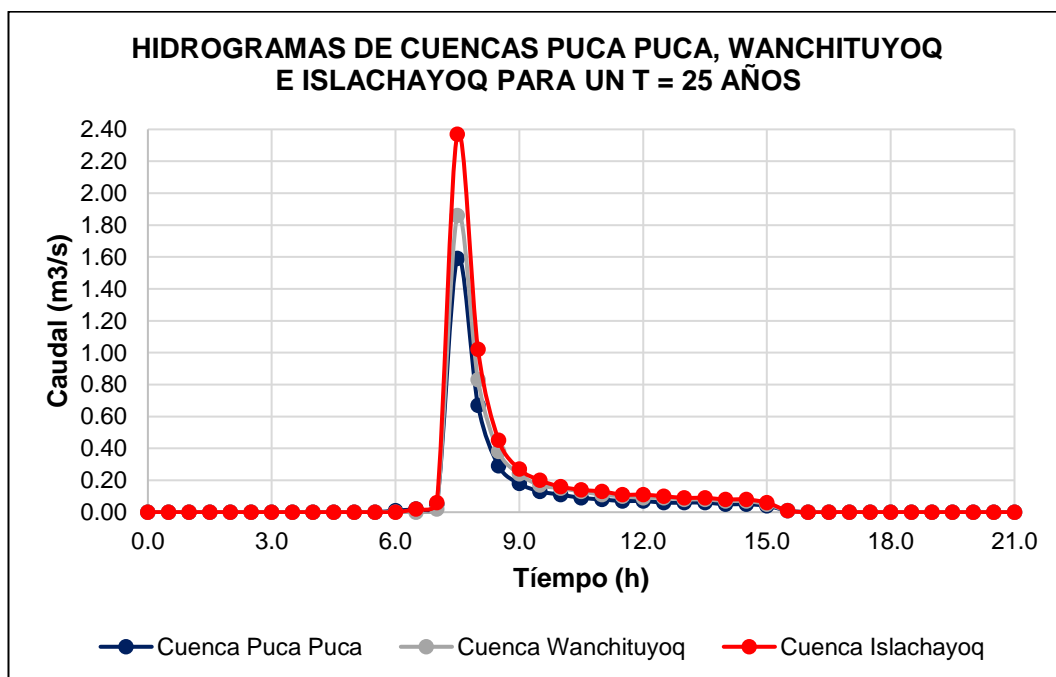
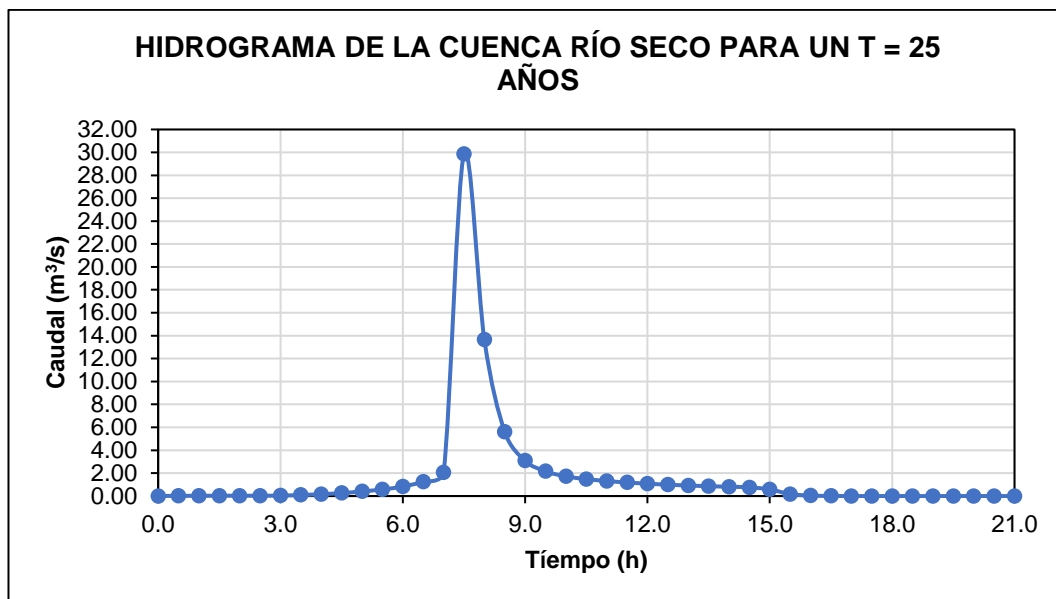
## HIDROGRAMAS DE CUENCAS DE CABECERA (CALIBRADO)

DURACIÓN (h)	CAUDAL PRODUCIDO (m <sup>3</sup> /s)				
	T=25 AÑOS				
	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.0	0.01	0.02	0.00	0.00	0.00
1.5	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
2.0	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
2.5	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
3.0	0.03	0.04	0.00	0.00	0.00
3.5	0.03	0.09	0.00	0.00	0.00
4.0	0.03	0.16	0.00	0.00	0.00
4.5	0.04	0.26	0.00	0.00	0.00
5.0	0.04	0.40	0.00	0.00	0.00
5.5	0.05	0.58	0.00	0.00	0.00
6.0	0.07	0.83	0.01	0.00	0.00
6.5	0.18	1.26	0.02	0.00	0.02
7.0	0.64	2.07	0.05	0.02	0.06
7.5	17.73	29.86	1.59	1.86	2.37
8.0	51.34	13.66	0.67	0.83	1.02
8.5	69.24	5.60	0.29	0.38	0.45
9.0	67.48	3.08	0.18	0.24	0.27
9.5	55.78	2.16	0.13	0.17	0.20
10.0	41.91	1.72	0.11	0.15	0.16
10.5	30.58	1.48	0.09	0.13	0.14
11.0	22.59	1.31	0.08	0.11	0.13
11.5	17.33	1.18	0.07	0.10	0.11
12.0	13.88	1.08	0.07	0.09	0.11
12.5	11.63	0.99	0.06	0.09	0.10
13.0	10.09	0.92	0.06	0.08	0.09
13.5	9.00	0.86	0.06	0.08	0.09
14.0	8.21	0.81	0.05	0.07	0.08
14.5	7.60	0.76	0.05	0.07	0.08
15.0	6.98	0.58	0.04	0.05	0.06
15.5	5.96	0.17	0.01	0.01	0.01

16.0	4.47	0.04	0.00	0.00	0.00
16.5	3.00	0.01	0.00	0.00	0.00
17.0	1.83	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
18.0	0.55	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00
19.0	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00
19.5	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
20.0	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
21.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Qmax=</b>	<b>69.24</b>	<b>29.86</b>	<b>1.59</b>	<b>1.86</b>	<b>2.37</b>







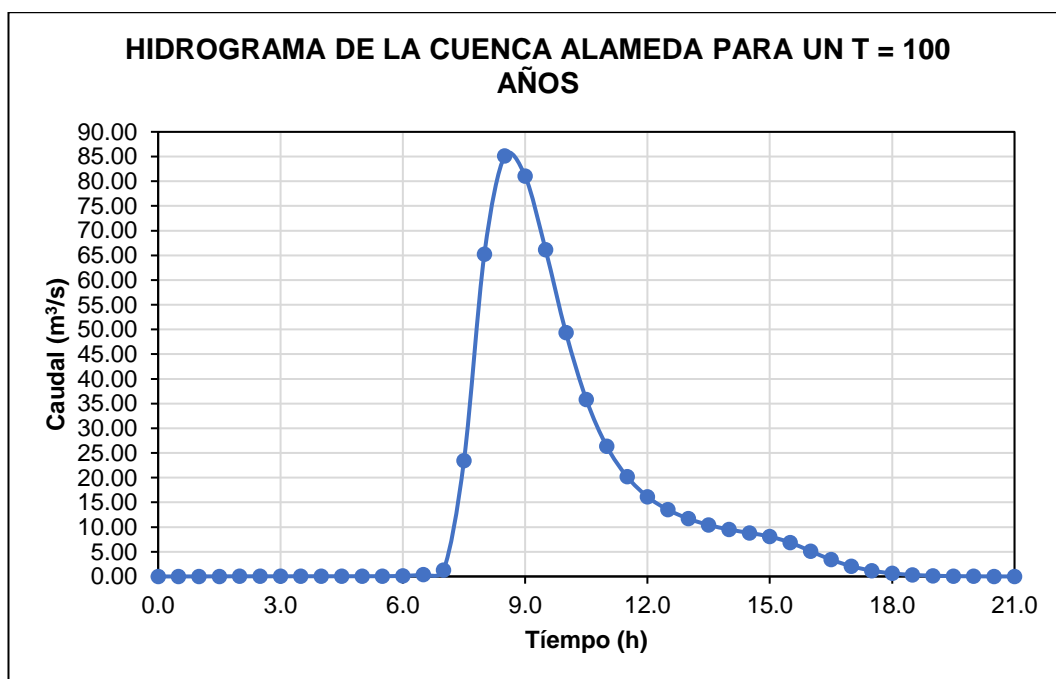
A.9. Hidrogramas de cuencas de cabecera para T=100 años

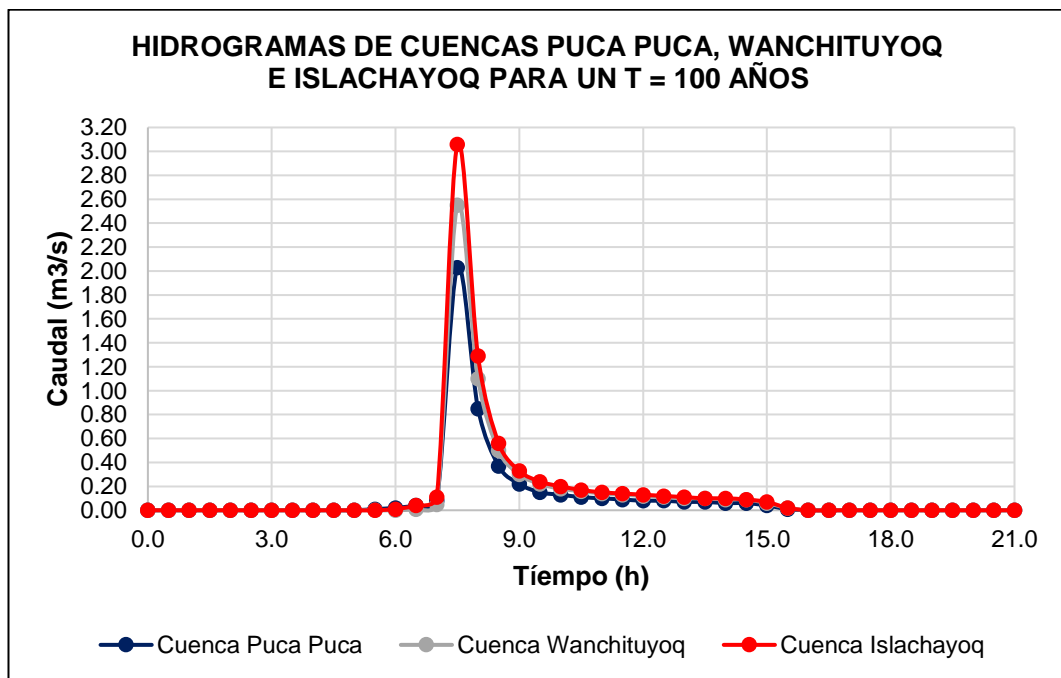
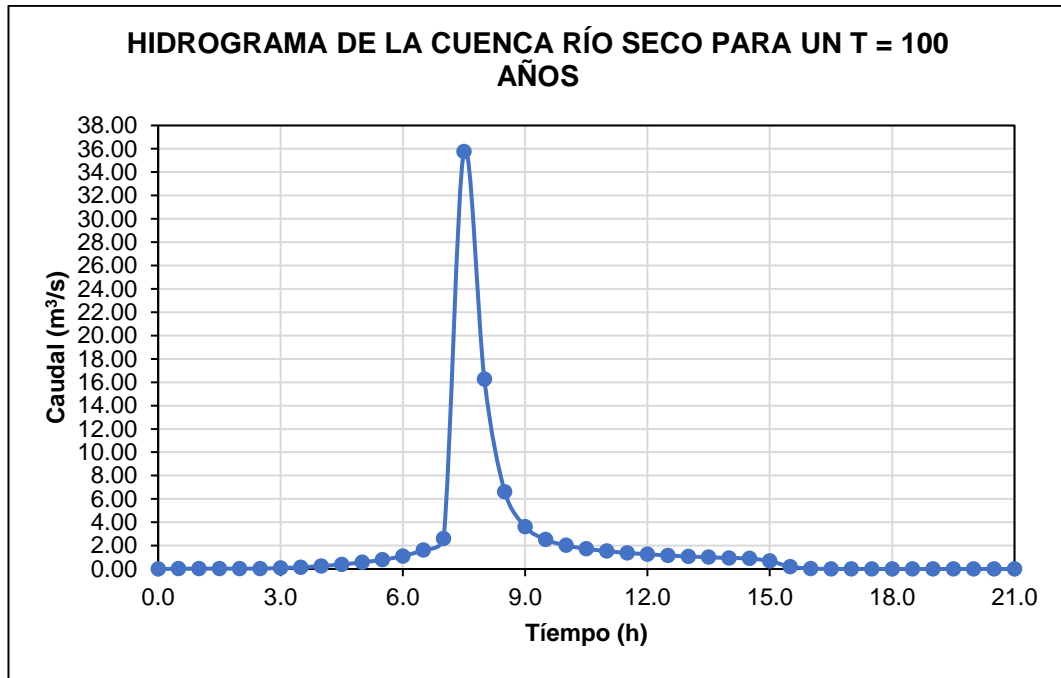
A continuación, se muestra los hidrogramas calibrados de las cuencas de cabecera para un periodo de retorno de 100 años.

**HIDROGRAMAS DE CUENCAS DE CABECERA (CALIBRADO)**

DURACIÓN (h)	CAUDAL PRODUCIDO (m <sup>3</sup> /s)				
	T=100 AÑOS				
	CUENCA ALAMEDA	CUENCA RÍO SECO	CUENCA PUCA PUCA	CUENCA WANCHITUYOQ	CUENCA ISLACHAYOQ
0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.5	0.00	0.02	0.00	0.00	0.00
1.0	0.01	0.03	0.00	0.00	0.00
1.5	0.02	0.03	0.00	0.00	0.00
2.0	0.03	0.03	0.00	0.00	0.00
2.5	0.03	0.04	0.00	0.00	0.00
3.0	0.03	0.08	0.00	0.00	0.00
3.5	0.04	0.15	0.00	0.00	0.00
4.0	0.04	0.25	0.00	0.00	0.00
4.5	0.04	0.39	0.00	0.00	0.00
5.0	0.05	0.57	0.00	0.00	0.00
5.5	0.06	0.79	0.01	0.00	0.00
6.0	0.12	1.11	0.02	0.00	0.01
6.5	0.38	1.63	0.04	0.01	0.04
7.0	1.27	2.62	0.08	0.05	0.11
7.5	23.47	35.75	2.03	2.55	3.06
8.0	65.26	16.26	0.85	1.10	1.29
8.5	85.15	6.62	0.37	0.50	0.56
9.0	81.03	3.62	0.22	0.30	0.33
9.5	66.17	2.52	0.15	0.22	0.24
10.0	49.35	2.02	0.13	0.18	0.20
10.5	35.82	1.73	0.11	0.16	0.17
11.0	26.36	1.53	0.10	0.14	0.15
11.5	20.20	1.38	0.09	0.13	0.14
12.0	16.14	1.26	0.08	0.12	0.13
12.5	13.51	1.16	0.08	0.11	0.12
13.0	11.70	1.07	0.07	0.10	0.11
13.5	10.42	1.01	0.07	0.10	0.10
14.0	9.51	0.94	0.06	0.09	0.10
14.5	8.80	0.90	0.06	0.09	0.09
15.0	8.08	0.68	0.04	0.06	0.07
15.5	6.86	0.20	0.01	0.02	0.02

16.0	5.12	0.04	0.00	0.00	0.00
16.5	3.41	0.01	0.00	0.00	0.00
17.0	2.07	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	1.17	0.00	0.00	0.00	0.00
18.0	0.62	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	0.32	0.00	0.00	0.00	0.00
19.0	0.15	0.00	0.00	0.00	0.00
19.5	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00
20.0	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00
20.5	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
21.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>Qmax=</b>	<b>85.15</b>	<b>35.75</b>	<b>2.03</b>	<b>2.55</b>	<b>3.06</b>





## ANEXO B: DRENAJE URBANO

### B.1. Peligrosidad en calles del sistema de drenaje actual (1º Escenario)

A continuación, se muestra el grado de peligro al deslizamiento y vuelco de las calles en el sistema de drenaje actual de la zona de estudio.

Nº	COLECTOR	$Y_{max}/Y_{total}$	$Y_{total}$ (m)	$Y_{max}$ (m)	v (m/s)	ALTURA CUNETETA (m)	$Y'_{max}$ (m)	$v^2y$ (m <sup>3</sup> /s <sup>2</sup> )	$vy$ (m <sup>2</sup> /s)	PELIGRO AL DESLIZAMIENTO	PELIGRO AL VUELCO
1	Colec28deJulioll_1	0.10	0.20	0.020	0.54	0.00	0.020	0.006	0.011	BAJO	BAJO
2	ColecAncash_1	0.19	0.20	0.038	2.15	0.00	0.038	0.176	0.082	BAJO	BAJO
3	ColecAncash_2	0.18	0.20	0.036	0.99	0.00	0.036	0.035	0.036	BAJO	BAJO
4	ColecArroyoSeco_1	0.13	0.20	0.026	0.75	0.00	0.026	0.015	0.020	BAJO	BAJO
5	ColecArroyoSeco_3	0.00	0.20	0.000	0	0.00	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
6	ColecArroyoSeco_4	0.12	0.20	0.024	0.73	0.00	0.024	0.013	0.018	BAJO	BAJO
7	ColecArroyoSeco_5	0.17	0.20	0.034	0.66	0.00	0.034	0.015	0.022	BAJO	BAJO
8	ColecArroyoSeco_6	0.17	0.20	0.034	1.37	0.00	0.034	0.064	0.047	BAJO	BAJO
9	ColecArroyoSeco_7	0.20	0.20	0.040	0.66	0.00	0.040	0.017	0.026	BAJO	BAJO
10	ColecBolognesi_1	0.11	0.20	0.022	1.37	0.00	0.022	0.041	0.030	BAJO	BAJO
11	ColecBolognesi_2	0.05	0.20	0.010	0	0.00	0.010	0.000	0.000	BAJO	BAJO
12	ColecCultura_1	0.36	0.20	0.072	2.18	0.00	0.072	0.342	0.157	BAJO	BAJO
13	ColecEspaña_2	0.26	0.20	0.052	0.96	0.00	0.052	0.048	0.050	BAJO	BAJO
14	ColecEspaña_3	0.36	0.20	0.072	1.36	0.00	0.072	0.133	0.098	BAJO	BAJO
15	ColecEspaña_4	0.40	0.20	0.080	2.37	0.00	0.080	0.449	0.190	BAJO	BAJO
16	ColecEspaña_5	0.40	0.20	0.080	2.34	0.00	0.080	0.438	0.187	BAJO	BAJO
17	ColecFranciscoPizarro_3	0.14	0.20	0.028	0.97	0.00	0.028	0.026	0.027	BAJO	BAJO
18	ColecHuancayo_2	0.23	0.20	0.046	3.23	0.00	0.046	0.480	0.149	BAJO	BAJO
19	ColecHuancayo_3	0.23	0.20	0.046	3.44	0.00	0.046	0.544	0.158	BAJO	BAJO
20	ColecHuancayo_4	0.27	0.20	0.054	2.34	0.00	0.054	0.296	0.126	BAJO	BAJO
21	ColecJoseCarlosMariategui_1	0.54	0.20	0.108	1.22	0.00	0.108	0.161	0.132	BAJO	BAJO
22	ColecLasPalmeras_1	0.17	0.20	0.034	1.29	0.00	0.034	0.057	0.044	BAJO	BAJO
23	ColecLasPalmeras_2	0.21	0.20	0.042	1.37	0.00	0.042	0.079	0.058	BAJO	BAJO
24	ColecLasPalmeras_3	0.21	0.20	0.042	1.57	0.00	0.042	0.104	0.066	BAJO	BAJO
25	ColecLasPalmeras_4	0.21	0.20	0.042	1.68	0.00	0.042	0.119	0.071	BAJO	BAJO
26	ColecLasPalmeras_5	0.21	0.20	0.042	1.69	0.00	0.042	0.120	0.071	BAJO	BAJO
27	ColecLasPalmeras_6	0.22	0.20	0.044	1.71	0.00	0.044	0.129	0.075	BAJO	BAJO
28	ColecLasPalmeras_7	0.22	0.20	0.044	1.72	0.00	0.044	0.130	0.076	BAJO	BAJO
29	ColecLasPalmeras_8	0.50	0.20	0.100	0.55	0.00	0.100	0.030	0.055	BAJO	BAJO
30	ColecLibertadores_1	0.50	0.28	0.140	2.33	0.08	0.060	0.326	0.140	BAJO	BAJO
31	ColecLibertadores_10	0.43	0.28	0.120	1.89	0.08	0.040	0.144	0.076	BAJO	BAJO
32	ColecLibertadores_11	0.48	0.28	0.134	3.86	0.08	0.054	0.811	0.210	BAJO	BAJO
33	ColecLibertadores_12	0.33	0.28	0.092	3.34	0.08	0.012	0.138	0.041	BAJO	BAJO
34	ColecLibertadores_13	0.47	0.20	0.094	2.19	0.00	0.094	0.451	0.206	BAJO	BAJO

35	ColecLibertadores_14	0.28	0.20	0.056	1.49	0.00	0.056	0.124	0.083	BAJO	BAJO
36	ColecLibertadores_15	0.47	0.20	0.094	2.36	0.00	0.094	0.524	0.222	BAJO	BAJO
37	ColecLibertadores_16	0.29	0.20	0.058	1.61	0.00	0.058	0.150	0.093	BAJO	BAJO
38	ColecLibertadores_17	0.46	0.20	0.092	2.55	0.00	0.092	0.598	0.235	BAJO	BAJO
39	ColecLibertadores_18	0.29	0.20	0.058	1.84	0.00	0.058	0.196	0.107	BAJO	BAJO
40	ColecLibertadores_2	0.19	0.28	0.053	0.79	0.08	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
41	ColecLibertadores_21	0.26	0.20	0.052	1.68	0.00	0.052	0.147	0.087	BAJO	BAJO
42	ColecLibertadores_22	0.08	0.20	0.016	0	0.00	0.016	0.000	0.000	BAJO	BAJO
43	ColecLibertadores_23	0.54	0.20	0.108	0.73	0.00	0.108	0.058	0.079	BAJO	BAJO
44	ColecLibertadores_24	0.50	0.20	0.100	1.26	0.00	0.100	0.159	0.126	BAJO	BAJO
45	ColecLibertadores_25	0.14	0.40	0.056	2.44	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
46	ColecLibertadores_26	0.18	0.40	0.072	2.47	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
47	ColecLibertadores_27	0.16	0.40	0.064	2.64	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
48	ColecLibertadores_28	0.25	0.40	0.100	2.57	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
49	ColecLibertadores_29	0.22	0.40	0.088	2.16	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
50	ColecLibertadores_3	0.50	0.28	0.140	2.62	0.08	0.060	0.412	0.157	BAJO	BAJO
51	ColecLibertadores_30	0.39	0.40	0.156	2.46	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
52	ColecLibertadores_31	0.30	0.40	0.120	2.1	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
53	ColecLibertadores_32	0.56	0.40	0.224	2.45	0.20	0.024	0.144	0.059	BAJO	BAJO
54	ColecLibertadores_33	0.26	0.40	0.104	3.1	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
55	ColecLibertadores_34	0.54	0.40	0.216	3.16	0.20	0.016	0.160	0.051	BAJO	BAJO
56	ColecLibertadores_4	0.30	0.28	0.084	2.04	0.08	0.004	0.017	0.008	BAJO	BAJO
57	ColecLibertadores_5	0.51	0.28	0.143	2.44	0.08	0.063	0.374	0.153	BAJO	BAJO
58	ColecLibertadores_6	0.36	0.28	0.101	2.37	0.08	0.021	0.117	0.049	BAJO	BAJO
59	ColecLibertadores_7	0.54	0.28	0.151	2.29	0.08	0.071	0.373	0.163	BAJO	BAJO
60	ColecLibertadores_8	0.39	0.28	0.109	2.12	0.08	0.029	0.131	0.062	BAJO	BAJO
61	ColecLibertadores_9	0.60	0.28	0.168	2.16	0.08	0.088	0.411	0.190	BAJO	BAJO
62	ColecLosAmantes_1	0.30	0.20	0.060	0.6	0.00	0.060	0.022	0.036	BAJO	BAJO
63	ColecLosAmantes_2	0.32	0.20	0.064	1.31	0.00	0.064	0.110	0.084	BAJO	BAJO
64	ColecLucanas_10	0.51	0.38	0.194	2.77	0.15	0.044	0.336	0.121	BAJO	BAJO
65	ColecLucanas_11	0.51	0.38	0.194	2.84	0.15	0.044	0.353	0.124	BAJO	BAJO
66	ColecLucanas_12	0.51	0.38	0.194	3.09	0.15	0.044	0.418	0.135	BAJO	BAJO
67	ColecLucanas_13	0.51	0.38	0.194	2.96	0.15	0.044	0.384	0.130	BAJO	BAJO
68	ColecLucanas_2	0.11	0.20	0.022	0.11	0.00	0.022	0.000	0.002	BAJO	BAJO
69	ColecLucanas_3	0.20	0.20	0.040	1.21	0.00	0.040	0.059	0.048	BAJO	BAJO
70	ColecLucanas_4	0.24	0.20	0.048	2.05	0.00	0.048	0.202	0.098	BAJO	BAJO
71	ColecLucanas_5	0.24	0.20	0.048	2.32	0.00	0.048	0.258	0.111	BAJO	BAJO
72	ColecLucanas_6	0.25	0.20	0.050	2.22	0.00	0.050	0.246	0.111	BAJO	BAJO
73	ColecLucanas_7	0.25	0.20	0.050	2.31	0.00	0.050	0.267	0.116	BAJO	BAJO
74	ColecLucanas_8	0.61	0.20	0.122	0.94	0.00	0.122	0.108	0.115	BAJO	BAJO
75	ColecMarianoBellido_1	0.20	0.20	0.040	1.97	0.00	0.040	0.155	0.079	BAJO	BAJO
76	ColecMarianoBellido_2	0.20	0.20	0.040	2.17	0.00	0.040	0.188	0.087	BAJO	BAJO
77	ColecMarianoBellido_3	0.20	0.20	0.040	2.13	0.00	0.040	0.181	0.085	BAJO	BAJO
78	ColecMarianoBellido_4	0.22	0.20	0.044	1.86	0.00	0.044	0.152	0.082	BAJO	BAJO
79	ColecMarianoBellido_5	0.25	0.20	0.050	1.87	0.00	0.050	0.175	0.094	BAJO	BAJO

80	ColecMarianoBellido_6	0.34	0.20	0.068	1.53	0.00	0.068	0.159	0.104	BAJO	BAJO
81	ColecMarioRamos_1	0.04	0.20	0.008	0.34	0.00	0.008	0.001	0.003	BAJO	BAJO
82	ColecMarioRamos_2	0.04	0.20	0.008	0.41	0.00	0.008	0.001	0.003	BAJO	BAJO
83	ColecMarioRamos_3	0.07	0.20	0.014	0.18	0.00	0.014	0.000	0.003	BAJO	BAJO
84	ColecMarioRamos_4	0.07	0.20	0.014	0.19	0.00	0.014	0.001	0.003	BAJO	BAJO
85	ColecMarioRamos_5	0.09	0.20	0.018	0.56	0.00	0.018	0.006	0.010	BAJO	BAJO
86	ColecMarioRamos_7	0.11	0.20	0.022	0.51	0.00	0.022	0.006	0.011	BAJO	BAJO
87	ColecMarioRamos_8	0.11	0.20	0.022	0.71	0.00	0.022	0.011	0.016	BAJO	BAJO
88	ColecMarioRamos_9	0.14	0.20	0.028	0.96	0.00	0.028	0.026	0.027	BAJO	BAJO
89	ColecMariscalCaceres_1	0.50	0.40	0.200	3.6	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
90	ColecMariscalCaceres_2	0.13	0.40	0.052	2.02	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
91	ColecMariscalCaceres_3	0.61	0.40	0.244	3.09	0.20	0.044	0.420	0.136	BAJO	BAJO
92	ColecMariscalCaceres_4	0.17	0.40	0.068	2.56	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
93	ColecMariscalCaceres_5	0.66	0.40	0.264	3.32	0.20	0.064	0.705	0.212	BAJO	BAJO
94	ColecMariscalCaceres_6	0.22	0.40	0.088	2.29	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
95	ColecMariscalCaceres_7	0.26	0.40	0.104	2.79	0.20	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
96	ColecMariscalCaceres_8	0.67	0.40	0.268	3.51	0.20	0.068	0.838	0.239	BAJO	BAJO
97	ColecMariscalCastilla_1	0.02	0.20	0.004	0	0.00	0.004	0.000	0.000	BAJO	BAJO
98	ColecMariscalCastilla_10	0.28	0.20	0.056	0.68	0.00	0.056	0.026	0.038	BAJO	BAJO
99	ColecMariscalCastilla_11	0.26	0.20	0.052	1	0.00	0.052	0.052	0.052	BAJO	BAJO
100	ColecMariscalCastilla_12	0.26	0.20	0.052	0.64	0.00	0.052	0.021	0.033	BAJO	BAJO
101	ColecMariscalCastilla_13	0.14	0.20	0.028	0.43	0.00	0.028	0.005	0.012	BAJO	BAJO
102	ColecMariscalCastilla_14	0.10	0.20	0.020	0.07	0.00	0.020	0.000	0.001	BAJO	BAJO
103	ColecMariscalCastilla_15	0.45	0.25	0.113	0.27	0.05	0.063	0.005	0.017	BAJO	BAJO
104	ColecMariscalCastilla_17	0.47	0.25	0.118	0.39	0.05	0.068	0.010	0.026	BAJO	BAJO
105	ColecMariscalCastilla_18	0.30	0.25	0.075	0.76	0.05	0.025	0.014	0.019	BAJO	BAJO
106	ColecMariscalCastilla_19	0.63	0.25	0.158	1.63	0.05	0.108	0.286	0.175	BAJO	BAJO
107	ColecMariscalCastilla_2	0.29	0.25	0.073	1.22	0.05	0.023	0.033	0.027	BAJO	BAJO
108	ColecMariscalCastilla_20	0.32	0.25	0.080	0.71	0.05	0.030	0.015	0.021	BAJO	BAJO
109	ColecMariscalCastilla_21	0.46	0.25	0.115	4.14	0.05	0.065	1.114	0.269	BAJO	BAJO
110	ColecMariscalCastilla_22	0.29	0.25	0.073	1.14	0.05	0.023	0.029	0.026	BAJO	BAJO
111	ColecMariscalCastilla_3	0.29	0.25	0.073	0.89	0.05	0.023	0.018	0.020	BAJO	BAJO
112	ColecMariscalCastilla_4	0.35	0.25	0.088	0.88	0.05	0.038	0.029	0.033	BAJO	BAJO
113	ColecMariscalCastilla_5	0.36	0.25	0.090	1.09	0.05	0.040	0.048	0.044	BAJO	BAJO
114	ColecMariscalCastilla_6	0.31	0.25	0.078	0.65	0.05	0.028	0.012	0.018	BAJO	BAJO
115	ColecMariscalCastilla_7	0.29	0.25	0.073	0.36	0.05	0.023	0.003	0.008	BAJO	BAJO
116	ColecMariscalCastilla_8	0.29	0.25	0.073	0.85	0.05	0.023	0.016	0.019	BAJO	BAJO
117	ColecMariscalCastilla_9	0.28	0.25	0.070	0.83	0.05	0.020	0.014	0.017	BAJO	BAJO
118	ColecMiguelAstete_1	0.35	0.20	0.070	1.44	0.00	0.070	0.145	0.101	BAJO	BAJO
119	ColecMiguelAstete_2	0.36	0.20	0.072	2.07	0.00	0.072	0.309	0.149	BAJO	BAJO
120	ColecMiguelGrau_3	0.37	0.20	0.074	2.45	0.00	0.074	0.444	0.181	BAJO	BAJO
121	ColecMiguelGrau_4	0.39	0.20	0.078	2.52	0.00	0.078	0.495	0.197	BAJO	BAJO
122	ColecMontevideo_1	0.27	0.20	0.054	0.84	0.00	0.054	0.038	0.045	BAJO	BAJO
123	ColecMoore_1	0.33	0.20	0.066	1.92	0.00	0.066	0.243	0.127	BAJO	BAJO
124	ColecMunive_1	0.34	0.20	0.068	2.55	0.00	0.068	0.442	0.173	BAJO	BAJO

125	ColecMunive_2	0.34	0.20	0.068	2.48	0.00	0.068	0.418	0.169	BAJO	BAJO
126	ColecMunive_3	0.45	0.20	0.090	1.58	0.00	0.090	0.225	0.142	BAJO	BAJO
127	ColecMunive_4	0.45	0.20	0.090	1.54	0.00	0.090	0.213	0.139	BAJO	BAJO
128	ColecMunive_5	0.79	0.20	0.158	2.5	0.00	0.158	0.988	0.395	BAJO	BAJO
129	ColecRamonCastilla_1	0.32	0.20	0.064	1.3	0.00	0.064	0.108	0.083	BAJO	BAJO
130	ColecRamonCastilla_1 0	0.46	0.20	0.092	2.02	0.00	0.092	0.375	0.186	BAJO	BAJO
131	ColecRamonCastilla_1 1	0.73	0.20	0.146	1.91	0.00	0.146	0.533	0.279	BAJO	BAJO
132	ColecRamonCastilla_2	0.35	0.20	0.070	1.39	0.00	0.070	0.135	0.097	BAJO	BAJO
133	ColecRamonCastilla_3	0.38	0.20	0.076	1.9	0.00	0.076	0.274	0.144	BAJO	BAJO
134	ColecRamonCastilla_4	0.36	0.20	0.072	2.12	0.00	0.072	0.324	0.153	BAJO	BAJO
135	ColecRamonCastilla_5	0.36	0.20	0.072	2.42	0.00	0.072	0.422	0.174	BAJO	BAJO
136	ColecRamonCastilla_6	0.35	0.20	0.070	2.56	0.00	0.070	0.459	0.179	BAJO	BAJO
137	ColecRamonCastilla_7	0.35	0.20	0.070	2.55	0.00	0.070	0.455	0.179	BAJO	BAJO
138	ColecRamonCastilla_8	0.39	0.20	0.078	2.33	0.00	0.078	0.423	0.182	BAJO	BAJO
139	ColecRamonCastilla_9	0.45	0.20	0.090	2.09	0.00	0.090	0.393	0.188	BAJO	BAJO
140	ColecSanJuan_1	0.59	0.20	0.118	2.01	0.00	0.118	0.477	0.237	BAJO	BAJO
141	ColecSanJuan_2	0.55	0.20	0.110	2.24	0.00	0.110	0.552	0.246	BAJO	BAJO
142	ColecSanLorenzo_1	0.06	0.20	0.012	0	0.00	0.012	0.000	0.000	BAJO	BAJO
143	ColecSanLorenzo_10	0.26	0.20	0.052	0.97	0.00	0.052	0.049	0.050	BAJO	BAJO
144	ColecSanLorenzo_11	0.26	0.20	0.052	0.98	0.00	0.052	0.050	0.051	BAJO	BAJO
145	ColecSanLorenzo_12	0.28	0.20	0.056	0.91	0.00	0.056	0.046	0.051	BAJO	BAJO
146	ColecSanLorenzo_13	0.29	0.20	0.058	0.98	0.00	0.058	0.056	0.057	BAJO	BAJO
147	ColecSanLorenzo_14	0.30	0.20	0.060	0.83	0.00	0.060	0.041	0.050	BAJO	BAJO
148	ColecSanLorenzo_15	0.31	0.20	0.062	0.86	0.00	0.062	0.046	0.053	BAJO	BAJO
149	ColecSanLorenzo_16	0.30	0.20	0.060	1.12	0.00	0.060	0.075	0.067	BAJO	BAJO
150	ColecSanLorenzo_17	0.33	0.20	0.066	1.14	0.00	0.066	0.086	0.075	BAJO	BAJO
151	ColecSanLorenzo_18	0.29	0.20	0.058	1.36	0.00	0.058	0.107	0.079	BAJO	BAJO
152	ColecSanLorenzo_19	0.35	0.20	0.070	1.17	0.00	0.070	0.096	0.082	BAJO	BAJO
153	ColecSanLorenzo_2	0.16	0.20	0.032	0	0.00	0.032	0.000	0.000	BAJO	BAJO
154	ColecSanLorenzo_20	0.29	0.20	0.058	1.47	0.00	0.058	0.125	0.085	BAJO	BAJO
155	ColecSanLorenzo_21	0.69	0.20	0.138	0.91	0.00	0.138	0.114	0.126	BAJO	BAJO
156	ColecSanLorenzo_22	0.28	0.20	0.056	0.96	0.00	0.056	0.052	0.054	BAJO	BAJO
157	ColecSanLorenzo_23	0.26	0.20	0.052	0.67	0.00	0.052	0.023	0.035	BAJO	BAJO
158	ColecSanLorenzo_24	0.24	0.20	0.048	1	0.00	0.048	0.048	0.048	BAJO	BAJO
159	ColecSanLorenzo_25	0.04	0.20	0.008	0	0.00	0.008	0.000	0.000	BAJO	BAJO
160	ColecSanLorenzo_26	0.00	0.20	0.000	0	0.00	0.000	0.000	0.000	BAJO	BAJO
161	ColecSanLorenzo_3	0.11	0.20	0.022	0.39	0.00	0.022	0.003	0.009	BAJO	BAJO
162	ColecSanLorenzo_4	0.27	0.20	0.054	0.75	0.00	0.054	0.030	0.041	BAJO	BAJO
163	ColecSanLorenzo_5	0.11	0.20	0.022	0.57	0.00	0.022	0.007	0.013	BAJO	BAJO
164	ColecSanLorenzo_6	0.17	0.20	0.034	1.85	0.00	0.034	0.116	0.063	BAJO	BAJO
165	ColecSanLorenzo_7	0.21	0.20	0.042	0.52	0.00	0.042	0.011	0.022	BAJO	BAJO
166	ColecSanLorenzo_8	0.27	0.20	0.054	0.88	0.00	0.054	0.042	0.048	BAJO	BAJO
167	ColecSanLorenzo_9	0.27	0.20	0.054	0.92	0.00	0.054	0.046	0.050	BAJO	BAJO
168	ColecSanMartinII_1	0.14	0.20	0.028	0.87	0.00	0.028	0.021	0.024	BAJO	BAJO
169	ColecSanMartinII_3	0.04	0.20	0.008	0	0.00	0.008	0.000	0.000	BAJO	BAJO



170	ColecSanMartinII_4	0.38	0.20	0.076	0.24	0.00	0.076	0.004	0.018	BAJO	BAJO
171	ColecSN1_1	0.12	0.20	0.024	0.53	0.00	0.024	0.007	0.013	BAJO	BAJO
172	ColecSN1_2	0.17	0.20	0.034	0.93	0.00	0.034	0.029	0.032	BAJO	BAJO
173	ColecSN1_3	0.21	0.20	0.042	1.33	0.00	0.042	0.074	0.056	BAJO	BAJO
174	ColecSN2_1	0.56	0.20	0.112	0.38	0.00	0.112	0.016	0.043	BAJO	BAJO
175	ColecSN2_3	0.06	0.20	0.012	0.24	0.00	0.012	0.001	0.003	BAJO	BAJO
176	ColecSN2_4	0.08	0.20	0.016	0.25	0.00	0.016	0.001	0.004	BAJO	BAJO
177	ColecSol_1	0.13	0.20	0.026	0.22	0.00	0.026	0.001	0.006	BAJO	BAJO
178	ColecUnion_1	0.51	0.20	0.102	3.75	0.00	0.102	1.434	0.383	ALTO	BAJO
179	ColecUnion_2	0.44	0.20	0.088	4.5	0.00	0.088	1.782	0.396	ALTO	BAJO

## B.2. Peligrosidad en alcantarillas del sistema de drenaje actual (1º Escenario)

A continuación, se muestra el grado de peligro de colapso de las alcantarillas existentes en el sistema de drenaje pluvial actual.

Nº	COLECTOR	$Y_{max}/Y_{total}$ (%)	PELIGRO
1	Colec28deJulio_1	7.0 %	BAJO
2	Colec28deJulio_2	10.0 %	BAJO
3	Colec28deJulio_3	10.0 %	BAJO
4	Colec28deJulio_4	54.0 %	BAJO
5	Colec7Vueltas_1	15.0 %	BAJO
6	Colec7Vueltas_10	10.0 %	BAJO
7	Colec7Vueltas_11	10.0 %	BAJO
8	Colec7Vueltas_12	9.0 %	BAJO
9	Colec7Vueltas_13	11.0 %	BAJO
10	Colec7Vueltas_14	8.0 %	BAJO
11	Colec7Vueltas_2	19.0 %	BAJO
12	Colec7Vueltas_3	21.0 %	BAJO
13	Colec7Vueltas_4	21.0 %	BAJO
14	Colec7Vueltas_5	15.0 %	BAJO
15	Colec7Vueltas_6	17.0 %	BAJO
16	Colec7Vueltas_7	16.0 %	BAJO
17	Colec7Vueltas_8	13.0 %	BAJO
18	Colec7Vueltas_9	12.0 %	BAJO
19	ColecArroyoSeco_2	46.0 %	BAJO
20	ColecBolognesi_3	40.0 %	BAJO
21	ColecCangalio_1	5.0 %	BAJO
22	ColecCangalio_2	6.0 %	BAJO
23	ColecCangalio_3	6.0 %	BAJO
24	ColecCangalio_4	7.0 %	BAJO
25	ColecCangalio_5	16.0 %	BAJO
26	ColecCarmenAlto_1	3.0 %	BAJO
27	ColecCarmenAlto_2	7.0 %	BAJO
28	ColecCarmenAlto_3	15.0 %	BAJO
29	ColecCarmenAlto_4	40.0 %	BAJO
30	ColecCarmenAlto_5	48.0 %	BAJO
31	ColecCarmenAlto_6	56.0 %	BAJO
32	ColecSanMartinII_2	68.0 %	BAJO
33	ColecFranciscoPizarro_7	51.0 %	BAJO
34	ColecSol_2	46.0 %	BAJO
35	ColecLasPalmeras_9	70.0 %	BAJO
36	ColecLibertadores_19	79.0 %	BAJO

37	ColecLibertadores_20	100.0 %	ALTO
38	ColecLibertadores_35	31.0 %	BAJO
39	ColecLibertadores_36	100.0 %	ALTO
40	ColecLibertadores_37	100.0 %	ALTO
41	ColecLuchaLlucha_1	18.0 %	BAJO
42	ColecLuchaLlucha_2	17.0 %	BAJO
43	ColecVivanco_6	23.0 %	BAJO
44	ColecMariscalCaceres_10	15.0 %	BAJO
45	ColecMariscalCaceres_9	14.0 %	BAJO
46	ColecVivanco_5	22.0 %	BAJO
47	ColecMunive_6	100.0 %	ALTO
48	ColecPeru_1	13.0 %	BAJO
49	ColecPeru_2	5.0 %	BAJO
50	ColecPeru_3	13.0 %	BAJO
51	ColecPeru_4	18.0 %	BAJO
52	ColecPeru_5	18.0 %	BAJO
53	ColecPeru_6	18.0 %	BAJO
54	ColecPeru_7	17.0 %	BAJO
55	ColecPokras_1	0.0 %	BAJO
56	ColecPokras_2	2.0 %	BAJO
57	ColecVivanco_4	18.0 %	BAJO
58	ColecSanLorenzo_27	8.0 %	BAJO
59	ColecVivanco_3	15.0 %	BAJO
60	ColecFranciscoPizarro_4	14.0 %	BAJO
61	ColecFranciscoPizarro_2	13.0 %	BAJO
62	ColecSanLorenzo_28	8.0 %	BAJO
63	ColecVivanco_2	13.0 %	BAJO
64	ColecSanMartin_15	11.0 %	BAJO
65	ColecSanMartin_16	11.0 %	BAJO
66	ColecSanMartin_11	10.0 %	BAJO
67	ColecSanMartin_12	10.0 %	BAJO
68	ColecSanMartin_14	10.0 %	BAJO
69	ColecMarioRamos_6	9.0 %	BAJO
70	ColecSanMartin_10	9.0 %	BAJO
71	ColecSanMartin_13	9.0 %	BAJO
72	ColecVivanco_1	9.0 %	BAJO
73	ColecSanMartin_7	8.0 %	BAJO
74	ColecSanMartin_9	8.0 %	BAJO
75	ColecSanMartin_6	7.0 %	BAJO
76	ColecSanMartin_8	7.0 %	BAJO
77	ColecTahuantinsuyo_7	28.0 %	BAJO
78	ColecTahuantinsuyo_2	23.0 %	BAJO
79	ColecTahuantinsuyo_4	18.0 %	BAJO
80	ColecTahuantinsuyo_6	17.0 %	BAJO
81	ColecTahuantinsuyo_5	16.0 %	BAJO

82	ColecTahuantinsuyo_1	7.0 %	BAJO
83	ColecTahuantinsuyo_3	5.0 %	BAJO
84	ColecVallejo_1	7.0 %	BAJO
85	ColecVallejo_10	7.0 %	BAJO
86	ColecVallejo_11	6.0 %	BAJO
87	ColecVallejo_2	7.0 %	BAJO
88	ColecVallejo_3	8.0 %	BAJO
89	ColecVallejo_4	7.0 %	BAJO
90	ColecVallejo_5	9.0 %	BAJO
91	ColecVallejo_6	9.0 %	BAJO
92	ColecVallejo_7	6.0 %	BAJO
93	ColecVallejo_8	7.0 %	BAJO
94	ColecVallejo_9	8.0 %	BAJO
95	ColecMariscalCastilla_16	6.0 %	BAJO
96	ColecSanMartin_5	6.0 %	BAJO
97	ColecSanMartin_3	5.0 %	BAJO
98	ColecSanMartin_4	5.0 %	BAJO
99	ColecSanMartin_2	4.0 %	BAJO
100	ColecSanMartin_1	2.0 %	BAJO

## B.3. Velocidades y relación de tirantes de quebradas (2º Escenario)

A continuación, se muestra los 10 tramos por cada quebrada en el sistema de drenaje actual, que presentan la máxima relación de tirante y su correspondiente velocidad de flujo.

RÍO/QUEBRADA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	Y <sub>max</sub> /Y <sub>total</sub> (%)
<b>Alameda</b>	<b>5.37</b>	<b>100.0 %</b>
RioAlameda_19	4.02	91.0 %
RioAlameda_26	4.24	91.0 %
RioAlameda_29	5	94.0 %
RioAlameda_32	5.37	92.0 %
RioAlameda_37	4.27	100.0 %
RioAlameda_38	4.21	92.0 %
RioAlameda_41	4.43	98.0 %
RioAlameda_42	4.1	100.0 %
RioAlameda_43	3.38	100.0 %
RioAlameda_47	3.56	99.0 %
RioAlameda_48	3.43	94.0 %
<b>Islachayoq</b>	<b>6.14</b>	<b>100.0 %</b>
QdIslachayoq_22	5.32	97.0 %
QdIslachayoq_23	4.66	92.0 %
QdIslachayoq_28	4.34	93.0 %
QdIslachayoq_36	6.14	92.0 %
QdIslachayoq_41	4.52	92.0 %
QdIslachayoq_49	6.06	100.0 %
QdIslachayoq_55	3.4	100.0 %
QdIslachayoq_56	3.46	93.0 %
QdIslachayoq_62	1.88	100.0 %
QdIslachayoq_65	1.92	98.0 %
<b>Puca Puca</b>	<b>10.57</b>	<b>98.0 %</b>
QdaPucaPuca_16	5.43	80.0%
QdaPucaPuca_20	6.88	84.0 %
QdaPucaPuca_24	6.54	77.0 %
QdaPucaPuca_25	5.32	95.0 %
QdaPucaPuca_26	5.39	87.0 %
QdaPucaPuca_28	6.34	77.0%
QdaPucaPuca_29	6.89	86.0 %
QdaPucaPuca_30	7.35	98.0 %
QdaPucaPuca_35	7.45	81.0 %
QdaPucaPuca_36	7.56	88.0 %
QdaPucaPuca_37	10.57	82.0 %
<b>Río Seco</b>	<b>12.56</b>	<b>100.0 %</b>
QdaRioSeco_19	4.09	100.0 %

QdaRioSeco_23	4.32	100.0 %
QdaRioSeco_24	5.38	100.0 %
QdaRioSeco_28	10.89	100.0 %
QdaRioSeco_35	10.09	100.0 %
QdaRioSeco_39	3.88	100.0 %
QdaRioSeco_40	4.74	100.0 %
QdaRioSeco_42	2.9	100.0 %
QdaRioSeco_47	6.02	100.0 %
QdaRioSeco_52	6.5	100.0 %
QdaRioSeco_56	4.25	100.0 %
QdaRioSeco_62	12.56	100.0 %
QdaRioSeco_63	9.87	100.0 %
QdaRioSeco_67	8.97	100.0 %
QdaRioSeco_70	6.85	100.0 %
QdaRioSeco_76	6.11	100.0 %
<b>SN</b>	<b>5.22</b>	<b>58.0 %</b>
QdaSN_10	0.56	36.0 %
QdaSN_17	2.44	29.0 %
QdaSN_23	2.13	41.0 %
QdaSN_25	1.31	50.0 %
QdaSN_31	2.88	27.0 %
QdaSN_32	0.98	32.0 %
QdaSN_33	3.44	33.0 %
QdaSN_34	2.15	46.0 %
QdaSN_35	5.22	35.0 %
QdaSN_36	0.62	58.0 %
<b>Wanchituyoq</b>	<b>7.27</b>	<b>100.0 %</b>
QdaWanchituyoq_12	2.84	83.0 %
QdaWanchituyoq_15	2.21	100.0 %
QdaWanchituyoq_16	4.66	72.0 %
QdaWanchituyoq_17	4.68	65.0 %
QdaWanchituyoq_19	2.36	100.0 %
QdaWanchituyoq_20	2.32	95.0 %
QdaWanchituyoq_21	3.65	59.0 %
QdaWanchituyoq_27	2.39	71.0 %
QdaWanchituyoq_28	7.27	65.0 %
QdaWanchituyoq_5	4.45	63.0 %
<b>Total</b>	<b>12.56</b>	<b>100.0 %</b>

### B.4. Peligrosidad en calles del sistema de drenaje pluvial urbano mejorado (3º Escenario)

A continuación, se muestra el grado de peligro al deslizamiento y vuelco de las calles en el sistema de drenaje mejorado de la zona de estudio.

Nº	COLECTOR	$Y_{max}/Y_{total}$	$Y_{total}$ (m)	$Y_{max}$ (m)	$v$ (m/s)	ALTURA A CUNET A (m)	$Y_{max}$ (m)	$v^2y$ ( $m^3/s^2$ )	$vy$ ( $m^2/s$ )	PELIGRO AL DESLIZAMIENTO	PELIGRO AL VUELCO
1	Colec28deJulioI_1	0.10	0.20	0.020	0.54	0.00	0.020	0.006	0.011	BAJO	BAJO
2	ColecAncash_1	0.07	0.20	0.014	0.98	0.00	0.014	0.013	0.014	BAJO	BAJO
3	ColecAncash_2	0.12	0.20	0.024	0.17	0.00	0.024	0.001	0.004	BAJO	BAJO
4	ColecArroyoSeco_4	0.05	0.20	0.010	0.00	0.00	0.01	0.000	0.000	BAJO	BAJO
5	ColecArroyoSeco_5	0.14	0.20	0.028	0.42	0.00	0.028	0.005	0.012	BAJO	BAJO
6	ColecArroyoSeco_6	0.15	0.20	0.030	1.23	0.00	0.03	0.045	0.037	BAJO	BAJO
7	ColecArroyoSeco_7	0.19	0.20	0.038	0.66	0.00	0.038	0.017	0.025	BAJO	BAJO
8	ColecBolognesi_1	0.11	0.20	0.022	1.37	0.00	0.022	0.041	0.030	BAJO	BAJO
9	ColecBolognesi_2	0.05	0.20	0.010	0.00	0.00	0.01	0.000	0.000	BAJO	BAJO
10	ColecCultura_1	0.29	0.20	0.058	1.72	0.00	0.058	0.172	0.100	BAJO	BAJO
11	ColecFranciscoPizarro_3	0.14	0.20	0.028	0.97	0.00	0.028	0.026	0.027	BAJO	BAJO
12	ColecHuancayo_1	0.07	0.40	0.028	2.27	0.40	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
13	ColecHuancayo_2	0.08	0.20	0.016	1.20	0.00	0.016	0.023	0.019	BAJO	BAJO
14	ColecHuancayo_3	0.11	0.20	0.022	0.83	0.00	0.022	0.015	0.018	BAJO	BAJO
15	ColecHuancayo_4	0.13	0.20	0.026	1.87	0.00	0.026	0.091	0.049	BAJO	BAJO
16	ColecJoseCarlosMarategui_1	0.41	0.20	0.082	1.01	0.00	0.082	0.084	0.083	BAJO	BAJO
17	ColecLasPalmeras_1	0.17	0.20	0.034	1.29	0.00	0.034	0.057	0.044	BAJO	BAJO
18	ColecLasPalmeras_2	0.21	0.20	0.042	1.37	0.00	0.042	0.079	0.058	BAJO	BAJO
19	ColecLasPalmeras_3	0.21	0.20	0.042	1.57	0.00	0.042	0.104	0.066	BAJO	BAJO
20	ColecLasPalmeras_4	0.21	0.20	0.042	1.68	0.00	0.042	0.119	0.071	BAJO	BAJO
21	ColecLasPalmeras_5	0.21	0.20	0.042	1.69	0.00	0.042	0.120	0.071	BAJO	BAJO
22	ColecLasPalmeras_6	0.22	0.20	0.044	1.71	0.00	0.044	0.129	0.075	BAJO	BAJO
23	ColecLasPalmeras_7	0.22	0.20	0.044	1.72	0.00	0.044	0.130	0.076	BAJO	BAJO
24	ColecLasPalmeras_8	0.45	0.20	0.090	0.55	0.00	0.09	0.027	0.050	BAJO	BAJO
25	ColecLibertadores_1	0.09	0.28	0.025	0.00	0.08	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
26	ColecLibertadores_10	0.43	0.28	0.120	1.89	0.08	0.0404	0.144	0.076	BAJO	BAJO
27	ColecLibertadores_11	0.39	0.28	0.109	3.60	0.08	0.0292	0.378	0.105	BAJO	BAJO
28	ColecLibertadores_12	0.33	0.28	0.092	3.34	0.08	0.0124	0.138	0.041	BAJO	BAJO
29	ColecLibertadores_13	0.35	0.20	0.070	1.74	0.00	0.07	0.212	0.122	BAJO	BAJO
30	ColecLibertadores_14	0.28	0.20	0.056	1.49	0.00	0.056	0.124	0.083	BAJO	BAJO
31	ColecLibertadores_15	0.36	0.20	0.072	1.95	0.00	0.072	0.274	0.140	BAJO	BAJO
32	ColecLibertadores_16	0.29	0.20	0.058	1.61	0.00	0.058	0.150	0.093	BAJO	BAJO
33	ColecLibertadores_17	0.37	0.20	0.074	2.00	0.00	0.074	0.296	0.148	BAJO	BAJO
34	ColecLibertadores_18	0.30	0.20	0.060	1.74	0.00	0.06	0.182	0.104	BAJO	BAJO
35	ColecLibertadores_2	0.19	0.28	0.053	0.79	0.08	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
36	ColecLibertadores_21	0.37	0.20	0.074	2.07	0.00	0.074	0.317	0.153	BAJO	BAJO

37	ColecLibertadores_2_2	0.31	0.20	0.062	1.76	0.00	0.062	0.192	0.109	BAJO	BAJO
38	ColecLibertadores_2_3	0.36	0.20	0.072	2.35	0.00	0.072	0.398	0.169	BAJO	BAJO
39	ColecLibertadores_2_4	0.31	0.20	0.062	2.25	0.00	0.062	0.314	0.140	BAJO	BAJO
40	ColecLibertadores_2_5	0.02	0.40	0.008	0.00	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
41	ColecLibertadores_2_6	0.09	0.40	0.036	1.27	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
42	ColecLibertadores_2_7	0.06	0.40	0.024	1.23	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
43	ColecLibertadores_2_8	0.17	0.40	0.068	1.79	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
44	ColecLibertadores_2_9	0.11	0.40	0.044	1.10	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
45	ColecLibertadores_3_0	0.21	0.28	0.059	1.46	0.08	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
46	ColecLibertadores_3_1	0.31	0.40	0.124	2.04	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
47	ColecLibertadores_3_2	0.17	0.40	0.068	1.60	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
48	ColecLibertadores_3_3	0.43	0.40	0.172	2.57	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
49	ColecLibertadores_3_4	0.20	0.40	0.080	2.19	0.20	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
50	ColecLibertadores_4_0	0.52	0.40	0.208	2.92	0.20	0.008	0.068	0.023	BAJO	BAJO
51	ColecLibertadores_4_1	0.30	0.28	0.084	2.04	0.08	0.004	0.017	0.008	BAJO	BAJO
52	ColecLibertadores_4_2	0.32	0.28	0.090	1.62	0.08	0.0096	0.025	0.016	BAJO	BAJO
53	ColecLibertadores_4_3	0.36	0.28	0.101	2.37	0.08	0.0208	0.117	0.049	BAJO	BAJO
54	ColecLibertadores_4_4	0.43	0.28	0.120	1.76	0.08	0.0404	0.125	0.071	BAJO	BAJO
55	ColecLibertadores_4_5	0.39	0.28	0.109	2.12	0.08	0.0292	0.131	0.062	BAJO	BAJO
56	ColecLibertadores_4_6	0.49	0.28	0.137	1.96	0.08	0.0572	0.220	0.112	BAJO	BAJO
57	ColecLosAmantes_1	0.19	0.20	0.038	0.40	0.00	0.038	0.006	0.015	BAJO	BAJO
58	ColecLosAmantes_2	0.21	0.20	0.042	0.86	0.00	0.042	0.031	0.036	BAJO	BAJO
59	ColecLucanas_10	0.51	0.38	0.194	2.77	0.15	0.0438	0.336	0.121	BAJO	BAJO
60	ColecLucanas_11	0.51	0.38	0.194	2.84	0.15	0.0438	0.353	0.124	BAJO	BAJO
61	ColecLucanas_12	0.51	0.38	0.194	3.09	0.15	0.0438	0.418	0.135	BAJO	BAJO
62	ColecLucanas_13	0.51	0.38	0.194	2.97	0.15	0.0438	0.386	0.130	BAJO	BAJO
63	ColecLucanas_2	0.11	0.20	0.022	0.11	0.00	0.022	0.000	0.002	BAJO	BAJO
64	ColecLucanas_3	0.20	0.20	0.040	1.21	0.00	0.04	0.059	0.048	BAJO	BAJO
65	ColecLucanas_4	0.24	0.20	0.048	2.05	0.00	0.048	0.202	0.098	BAJO	BAJO
66	ColecLucanas_5	0.24	0.20	0.048	2.32	0.00	0.048	0.258	0.111	BAJO	BAJO
67	ColecLucanas_6	0.25	0.20	0.050	2.22	0.00	0.05	0.246	0.111	BAJO	BAJO
68	ColecLucanas_7	0.25	0.20	0.050	2.31	0.00	0.05	0.267	0.116	BAJO	BAJO
69	ColecLucanas_8	0.61	0.20	0.122	0.94	0.00	0.122	0.108	0.115	BAJO	BAJO
70	ColecMarianoBellido_1	0.17	0.20	0.034	1.79	0.00	0.034	0.109	0.061	BAJO	BAJO
71	ColecMarianoBellido_2	0.17	0.20	0.034	1.97	0.00	0.034	0.132	0.067	BAJO	BAJO
72	ColecMarianoBellido_3	0.18	0.20	0.036	1.97	0.00	0.036	0.140	0.071	BAJO	BAJO
73	ColecMarianoBellido_4	0.20	0.20	0.040	1.68	0.00	0.04	0.113	0.067	BAJO	BAJO
74	ColecMarianoBellido_5	0.22	0.20	0.044	2.00	0.00	0.044	0.176	0.088	BAJO	BAJO
75	ColecMarioRamos_1	0.04	0.20	0.008	0.34	0.00	0.008	0.001	0.003	BAJO	BAJO
76	ColecMarioRamos_2	0.04	0.20	0.008	0.41	0.00	0.008	0.001	0.003	BAJO	BAJO
77	ColecMarioRamos_3	0.07	0.20	0.014	0.18	0.00	0.014	0.000	0.003	BAJO	BAJO
78	ColecMarioRamos_4	0.07	0.20	0.014	0.19	0.00	0.014	0.001	0.003	BAJO	BAJO
79	ColecMarioRamos_5	0.09	0.20	0.018	0.56	0.00	0.018	0.006	0.010	BAJO	BAJO
80	ColecMarioRamos_7	0.11	0.20	0.022	0.51	0.00	0.022	0.006	0.011	BAJO	BAJO
81	ColecMarioRamos_8	0.11	0.20	0.022	0.71	0.00	0.022	0.011	0.016	BAJO	BAJO



82	ColecMarioRamos_9	0.14	0.20	0.028	0.96	0.00	0.028	0.026	0.027	BAJO	BAJO
83	ColecMariscalCastilla_1	0.02	0.20	0.004	0.00	0.00	0.004	0.000	0.000	BAJO	BAJO
84	ColecMariscalCastilla_10	0.28	0.20	0.056	0.68	0.00	0.056	0.026	0.038	BAJO	BAJO
85	ColecMariscalCastilla_11	0.26	0.20	0.052	1.00	0.00	0.052	0.052	0.052	BAJO	BAJO
86	ColecMariscalCastilla_12	0.26	0.20	0.052	0.64	0.00	0.052	0.021	0.033	BAJO	BAJO
87	ColecMariscalCastilla_13	0.14	0.20	0.028	0.43	0.00	0.028	0.005	0.012	BAJO	BAJO
88	ColecMariscalCastilla_14	0.10	0.20	0.020	0.07	0.00	0.02	0.000	0.001	BAJO	BAJO
89	ColecMariscalCastilla_15	0.45	0.25	0.113	0.27	0.05	0.0625	0.005	0.017	BAJO	BAJO
90	ColecMariscalCastilla_17	0.43	0.25	0.108	0.53	0.05	0.0575	0.016	0.030	BAJO	BAJO
91	ColecMariscalCastilla_18	0.30	0.25	0.075	0.76	0.05	0.025	0.014	0.019	BAJO	BAJO
92	ColecMariscalCastilla_19	0.53	0.25	0.133	1.30	0.05	0.0825	0.139	0.107	BAJO	BAJO
93	ColecMariscalCastilla_2	0.31	0.25	0.078	1.12	0.05	0.0275	0.034	0.031	BAJO	BAJO
94	ColecMariscalCastilla_20	0.32	0.25	0.080	0.70	0.05	0.03	0.015	0.021	BAJO	BAJO
95	ColecMariscalCastilla_21	0.39	0.25	0.098	3.68	0.05	0.0475	0.643	0.175	BAJO	BAJO
96	ColecMariscalCastilla_22	0.27	0.25	0.068	1.37	0.05	0.0175	0.033	0.024	BAJO	BAJO
97	ColecMariscalCastilla_3	0.30	0.25	0.075	0.89	0.05	0.025	0.020	0.022	BAJO	BAJO
98	ColecMariscalCastilla_4	0.24	0.25	0.060	1.49	0.05	0.01	0.022	0.015	BAJO	BAJO
99	ColecMariscalCastilla_5	0.26	0.25	0.065	1.74	0.05	0.015	0.045	0.026	BAJO	BAJO
100	ColecMariscalCastilla_6	0.31	0.25	0.078	0.65	0.05	0.0275	0.012	0.018	BAJO	BAJO
101	ColecMariscalCastilla_7	0.29	0.25	0.073	0.36	0.05	0.0225	0.003	0.008	BAJO	BAJO
102	ColecMariscalCastilla_8	0.29	0.25	0.073	0.85	0.05	0.0225	0.016	0.019	BAJO	BAJO
103	ColecMariscalCastilla_9	0.28	0.25	0.070	0.83	0.05	0.02	0.014	0.017	BAJO	BAJO
104	ColecMiguelAstete_1	0.35	0.20	0.070	1.44	0.00	0.07	0.145	0.101	BAJO	BAJO
105	ColecMiguelAstete_2	0.36	0.20	0.072	2.07	0.00	0.072	0.309	0.149	BAJO	BAJO
106	ColecMiguelGrau_3	0.38	0.20	0.076	2.33	0.00	0.076	0.413	0.177	BAJO	BAJO
107	ColecMiguelGrau_4	0.42	0.20	0.084	2.29	0.00	0.084	0.441	0.192	BAJO	BAJO
108	ColecMontevideo_1	0.16	0.20	0.032	0.23	0.00	0.032	0.002	0.007	BAJO	BAJO
109	ColecMoore_1	0.17	0.20	0.034	1.83	0.00	0.034	0.114	0.062	BAJO	BAJO
110	ColecMunive_2	0.00	0.20	0.000	0.00	0.00	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
111	ColecMunive_4	0.00	0.20	0.000	0.00	0.00	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
112	ColecRamonCastilla_11	0.00	0.20	0.000	0.00	0.00	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
113	ColecSanLorenzo_1	0.06	0.20	0.012	0.00	0.00	0.012	0.000	0.000	BAJO	BAJO
114	ColecSanLorenzo_10	0.25	0.20	0.050	0.94	0.00	0.05	0.044	0.047	BAJO	BAJO
115	ColecSanLorenzo_11	0.25	0.20	0.050	0.95	0.00	0.05	0.045	0.048	BAJO	BAJO
116	ColecSanLorenzo_12	0.27	0.20	0.054	0.89	0.00	0.054	0.043	0.048	BAJO	BAJO
117	ColecSanLorenzo_13	0.28	0.20	0.056	0.96	0.00	0.056	0.052	0.054	BAJO	BAJO
118	ColecSanLorenzo_14	0.29	0.20	0.058	0.80	0.00	0.058	0.037	0.046	BAJO	BAJO
119	ColecSanLorenzo_15	0.31	0.20	0.062	0.84	0.00	0.062	0.044	0.052	BAJO	BAJO
120	ColecSanLorenzo_16	0.30	0.20	0.060	1.10	0.00	0.06	0.073	0.066	BAJO	BAJO
121	ColecSanLorenzo_17	0.32	0.20	0.064	1.11	0.00	0.064	0.079	0.071	BAJO	BAJO
122	ColecSanLorenzo_18	0.29	0.20	0.058	1.33	0.00	0.058	0.103	0.077	BAJO	BAJO
123	ColecSanLorenzo_19	0.31	0.20	0.062	1.41	0.00	0.062	0.123	0.087	BAJO	BAJO
124	ColecSanLorenzo_20	0.16	0.20	0.032	0.00	0.00	0.032	0.000	0.000	BAJO	BAJO
125	ColecSanLorenzo_21	0.28	0.20	0.056	1.45	0.00	0.056	0.118	0.081	BAJO	BAJO
126	ColecSanLorenzo_22	0.30	0.20	0.060	1.57	0.00	0.06	0.148	0.094	BAJO	BAJO

127	ColecSanLorenzo_2_2	0.27	0.20	0.054	0.95	0.00	0.054	0.049	0.051	BAJO	BAJO
128	ColecSanLorenzo_2_3	0.26	0.20	0.052	0.66	0.00	0.052	0.023	0.034	BAJO	BAJO
129	ColecSanLorenzo_2_4	0.24	0.20	0.048	0.99	0.00	0.048	0.047	0.048	BAJO	BAJO
130	ColecSanLorenzo_2_5	0.04	0.20	0.008	0.00	0.00	0.008	0.000	0.000	BAJO	BAJO
131	ColecSanLorenzo_2_6	0.00	0.20	0.000	0.00	0.00	0	0.000	0.000	BAJO	BAJO
132	ColecSanLorenzo_3	0.11	0.20	0.022	0.39	0.00	0.022	0.003	0.009	BAJO	BAJO
133	ColecSanLorenzo_4	0.27	0.20	0.054	0.75	0.00	0.054	0.030	0.041	BAJO	BAJO
134	ColecSanLorenzo_5	0.11	0.20	0.022	0.60	0.00	0.022	0.008	0.013	BAJO	BAJO
135	ColecSanLorenzo_6	0.17	0.20	0.034	1.90	0.00	0.034	0.123	0.065	BAJO	BAJO
136	ColecSanLorenzo_7	0.21	0.20	0.042	0.49	0.00	0.042	0.010	0.021	BAJO	BAJO
137	ColecSanLorenzo_8	0.27	0.20	0.054	0.86	0.00	0.054	0.040	0.046	BAJO	BAJO
138	ColecSanLorenzo_9	0.26	0.20	0.052	0.90	0.00	0.052	0.042	0.047	BAJO	BAJO
139	ColecSanMartinI_1	0.14	0.20	0.028	0.87	0.00	0.028	0.021	0.024	BAJO	BAJO
140	ColecSanMartinI_3	0.04	0.20	0.008	0.00	0.00	0.008	0.000	0.000	BAJO	BAJO
141	ColecSanMartinI_4	0.29	0.20	0.058	0.28	0.00	0.058	0.005	0.016	BAJO	BAJO
142	ColecSol_1	0.13	0.20	0.026	0.22	0.00	0.026	0.001	0.006	BAJO	BAJO
143	ColecUnion_1	0.25	0.20	0.050	1.83	0.00	0.05	0.167	0.092	BAJO	BAJO
144	ColecUnion_2	0.20	0.20	0.040	2.82	0.00	0.04	0.318	0.113	BAJO	BAJO

### B.5. Peligrosidad en alcantarillas del sistema de drenaje pluvial urbano mejorado (3° Escenario)

A continuación, se muestra el grado de peligro de colapso de las alcantarillas en el sistema de drenaje pluvial mejorado.

Nº	COLECTOR	$Y_{max}/Y_{total}$	PELIGRO
1	Colec21Junio_1	25.0 %	BAJO
2	Colec21Junio_2	24.0 %	BAJO
3	Colec21Junio_3	34.0 %	BAJO
4	Colec24Junio_1	15.0 %	BAJO
5	Colec24Junio_2	25.0 %	BAJO
6	Colec24Junio_3	36.0 %	BAJO
7	Colec24Junio_4	43.0 %	BAJO
8	Colec24Junio_5	31.0 %	BAJO
9	Colec28deJulio_1	7.0 %	BAJO
10	Colec28deJulio_2	10.0%	BAJO
11	Colec28deJulio_3	18.0 %	BAJO
12	Colec28deJulio_4	64.0 %	BAJO
13	Colec7Vueltas_1	15.0 %	BAJO
14	Colec7Vueltas_10	10.0 %	BAJO
15	Colec7Vueltas_11	10.0 %	BAJO
16	Colec7Vueltas_12	9.0 %	BAJO
17	Colec7Vueltas_13	11.0 %	BAJO
18	Colec7Vueltas_14	8.0 %	BAJO
19	Colec7Vueltas_2	19.0 %	BAJO
20	Colec7Vueltas_3	21.0 %	BAJO
21	Colec7Vueltas_4	21.0 %	BAJO
22	Colec7Vueltas_5	15.0 %	BAJO
23	Colec7Vueltas_6	17.0 %	BAJO
24	Colec7Vueltas_7	16.0 %	BAJO
25	Colec7Vueltas_8	13.0 %	BAJO
26	Colec7Vueltas_9	12.0 %	BAJO
27	ColecAndamarca_1	16.0 %	BAJO
28	ColecAndamarca_2	17.0 %	BAJO
29	ColecAndamarca_3	17.0%	BAJO
30	ColecAndamarca_4	58.0 %	BAJO
31	ColecBolognesi_3	51.0 %	BAJO
32	ColecCangalio_1	4.0 %	BAJO
33	ColecCangalio_2	5.0 %	BAJO
34	ColecCangalio_3	6.0 %	BAJO
35	ColecCangalio_4	7.0 %	BAJO

36	ColecCangalio_5	23.0 %	BAJO
37	ColecCarmenAlto_1	3.0 %	BAJO
38	ColecCarmenAlto_2	7.0 %	BAJO
39	ColecCarmenAlto_3	15.0%	BAJO
40	ColecCarmenAlto_4	60.0 %	BAJO
41	ColecCarmenAlto_5	56.0 %	BAJO
42	ColecCarmenAlto_6	67.0 %	BAJO
43	ColecEspaña_2	13.0 %	BAJO
44	ColecEspaña_3	21.0 %	BAJO
45	ColecEspaña_4	24.0 %	BAJO
46	ColecEspaña_5	51.0%	BAJO
47	ColecFranciscoPizarro_2	13.0 %	BAJO
48	ColecFranciscoPizarro_4	14.0 %	BAJO
49	ColecFranciscoPizarro_7	14.0 %	BAJO
50	ColecLasPalmeras_9	35.0 %	BAJO
51	ColecLibertadores_35	11.0 %	BAJO
52	ColecLuchaLlucha_1	55.0 %	BAJO
53	ColecLuchaLlucha_2	48.0 %	BAJO
54	ColecMarianoBellido_6	41.0 %	BAJO
55	ColecMarioRamos_6	9.0 %	BAJO
56	ColecMariscalCaceres_1	27.0 %	BAJO
57	ColecMariscalCaceres_2	30.0 %	BAJO
58	ColecMariscalCaceres_3	32.0 %	BAJO
59	ColecMariscalCaceres_4	38.0 %	BAJO
60	ColecMariscalCaceres_5	25.0 %	BAJO
61	ColecMariscalCaceres_6	26.0 %	BAJO
62	ColecMariscalCastilla_16	6.0 %	BAJO
63	ColecMunive_1	52.0 %	BAJO
64	ColecMunive_3	59.0 %	BAJO
65	ColecMunive_5	59.0 %	BAJO
66	ColecMunive_6	61.0 %	BAJO
67	ColecPeru_1	22.0 %	BAJO
68	ColecPeru_2	5.0 %	BAJO
69	ColecPeru_3	13.0 %	BAJO
70	ColecPeru_4	18.0 %	BAJO
71	ColecPeru_5	18.0 %	BAJO
72	ColecPeru_6	18.0 %	BAJO
73	ColecPeru_7	30.0 %	BAJO
74	ColecPokras_1	0.0 %	BAJO
75	ColecPokras_2	2.0 %	BAJO
76	ColecRamonCastilla_1	23.0 %	BAJO
77	ColecRamonCastilla_10	33.0 %	BAJO
78	ColecRamonCastilla_2	30.0 %	BAJO
79	ColecRamonCastilla_3	37.0 %	BAJO
80	ColecRamonCastilla_4	34.0 %	BAJO

81	ColecRamonCastilla_5	42.0 %	BAJO
82	ColecRamonCastilla_6	29.0 %	BAJO
83	ColecRamonCastilla_7	30.0 %	BAJO
84	ColecRamonCastilla_8	30.0 %	BAJO
85	ColecRamonCastilla_9	32.0 %	BAJO
86	ColecSanJuan_1	51.0 %	BAJO
87	ColecSanJuan_2	53.0 %	BAJO
88	ColecSanLorenzo_27	8.0 %	BAJO
89	ColecSanLorenzo_28	8.0 %	BAJO
90	ColecSanMartin_1	2.0 %	BAJO
91	ColecSanMartin_10	9.0 %	BAJO
92	ColecSanMartin_11	10.0 %	BAJO
93	ColecSanMartin_12	10.0 %	BAJO
94	ColecSanMartin_13	9.0 %	BAJO
95	ColecSanMartin_14	10.0 %	BAJO
96	ColecSanMartin_15	11.0 %	BAJO
97	ColecSanMartin_16	11.0 %	BAJO
98	ColecSanMartin_2	4.0 %	BAJO
99	ColecSanMartin_3	5.0 %	BAJO
100	ColecSanMartin_4	5.0 %	BAJO
101	ColecSanMartin_5	6.0 %	BAJO
102	ColecSanMartin_6	7.0 %	BAJO
103	ColecSanMartin_7	8.0 %	BAJO
104	ColecSanMartin_8	7.0 %	BAJO
105	ColecSanMartin_9	8.0 %	BAJO
106	ColecSanMartinII_2	10.0 %	BAJO
107	ColecSol_2	19.0 %	BAJO
108	ColecTahuantinsuyo_1	3.0 %	BAJO
109	ColecTahuantinsuyo_2	36.0 %	BAJO
110	ColecTahuantinsuyo_3	5.0 %	BAJO
111	ColecTahuantinsuyo_4	28.0 %	BAJO
112	ColecTahuantinsuyo_5	27.0 %	BAJO
113	ColecTahuantinsuyo_6	27.0 %	BAJO
114	ColecTahuantinsuyo_7	54.0 %	BAJO
115	ColecVallejo_1	7.0 %	BAJO
116	ColecVallejo_10	7.0 %	BAJO
117	ColecVallejo_11	6.0 %	BAJO
118	ColecVallejo_2	7.0 %	BAJO
119	ColecVallejo_3	8.0 %	BAJO
120	ColecVallejo_4	7.0 %	BAJO
121	ColecVallejo_5	9.0 %	BAJO
122	ColecVallejo_6	9.0 %	BAJO
123	ColecVallejo_7	6.0 %	BAJO
124	ColecVallejo_8	7.0 %	BAJO
125	ColecVallejo_9	8.0 %	BAJO

126	ColecVivanco_1	9.0 %	BAJO
127	ColecVivanco_2	13.0 %	BAJO
128	ColecVivanco_3	15.0 %	BAJO
129	ColecVivanco_4	18.0 %	BAJO
130	ColecVivanco_5	22.0 %	BAJO
131	ColecVivanco_6	23.0 %	BAJO
132	QdaWanchituyog_1_9	67.0 %	BAJO

## B.6. Velocidades y relación de tirantes de quebradas (4º Escenario)

A continuación, se muestra los 10 tramos por cada quebrada en el sistema de drenaje mejorado, que presentan la máxima relación de tirante y su correspondiente velocidad de flujo.

RÍO/QUEBRADA	VELOCIDAD MÁXIMA (m/s)	Y <sub>max</sub> /Y <sub>total</sub> (%)
<b>Alameda</b>	<b>7.86</b>	<b>68.0 %</b>
RioAlameda_128	6.33	62.0 %
RioAlameda_129	6.66	59.0 %
RioAlameda_136	6.82	61.0 %
RioAlameda_137	7.6	61.0 %
RioAlameda_138	6.88	62.0 %
RioAlameda_139	6.83	68.0 %
RioAlameda_140	6.82	68.0 %
RioAlameda_141	7.86	59.0 %
RioAlameda_17	5.46	59.0 %
RioAlameda_79	6.57	67.0 %
RioAlameda_80	5.68	63.0 %
RioAlameda_84	6.02	63.0 %
<b>Islachayoq</b>	<b>4.41</b>	<b>61.0 %</b>
Qdalslachayoq_1_10	3.78	22.0 %
Qdalslachayoq_1_11	3.48	24.0 %
Qdalslachayoq_1_12	3.88	22.0 %
Qdalslachayoq_1_13	4.05	21.0 %
Qdalslachayoq_1_14	4.33	21.0 %
Qdalslachayoq_1_15	4.36	21.0 %
Qdalslachayoq_1_16	3.61	24.0 %
Qdalslachayoq_1_17	3.85	25.0 %
Qdalslachayoq_1_18	4.28	23.0 %
Qdalslachayoq_1_19	4.41	22.0 %
Qdalslachayoq_1_20	1.61	61.0 %
<b>Puca Puca</b>	<b>5.98</b>	<b>63.0 %</b>
QdaPucaPuca_1_10	5.3	33.0 %
QdaPucaPuca_1_11	5.28	32.0 %
QdaPucaPuca_1_12	2.76	63.0 %
QdaPucaPuca_1_3	5.04	27.0 %
QdaPucaPuca_1_4	4.8	31.0 %
QdaPucaPuca_1_5	4.6	32.0 %
QdaPucaPuca_1_6	4.55	34.0 %
QdaPucaPuca_1_7	4.43	33.0 %
QdaPucaPuca_1_8	5.45	30.0 %
QdaPucaPuca_1_9	5.98	30.0 %
<b>Río Seco</b>	<b>17.26</b>	<b>65.0 %</b>
QdaRioSeco_1_1	17.26	50.0 %

QdaRioSeco_1_11	6.15	51.0 %
QdaRioSeco_1_12	6.66	50.0 %
QdaRioSeco_1_14	6.63	48.0 %
QdaRioSeco_1_15	7	56.0 %
QdaRioSeco_1_16	7.05	55.0 %
QdaRioSeco_1_17	7.02	55.0 %
QdaRioSeco_1_18	7.78	54.0 %
QdaRioSeco_1_19	9.31	65.0 %
QdaRioSeco_1_7	5.44	51.0 %
<b>SN</b>	<b>4.95</b>	<b>34.0 %</b>
QdaSN_1	1.22	12.0 %
QdaSN_1_1	2.42	22.0 %
QdaSN_1_2	2.79	25.0 %
QdaSN_1_3	2.75	27.0 %
QdaSN_1_4	2.74	30.0 %
QdaSN_1_5	2.39	34.0 %
QdaSN_10	0.44	24.0 %
QdaSN_16	1.6	21.0 %
QdaSN_4	0.98	15.0 %
QdaSN_6	4.95	13.0 %
<b>Wanchituyoq</b>	<b>8.5</b>	<b>52.0 %</b>
QdaWanchituyoq_1_1	4.57	24.0 %
QdaWanchituyoq_1_2	4.82	26.0 %
QdaWanchituyoq_1_3	5.45	26.0 %
QdaWanchituyoq_1_4	5.44	21.0 %
QdaWanchituyoq_1_5	4.54	25.0 %
QdaWanchituyoq_1_6	4.27	26.0 %
QdaWanchituyoq_1_7	5.26	25.0 %
QdaWanchituyoq_1_8	4.3	52.0 %
QdaWanchituyoq_1_9	8.5	45.0 %
<b>Total</b>	<b>17.26</b>	<b>68.0 %</b>



## B.7. Diseño de colectores convencionales

A continuación, se muestra el resumen del diseño de los colectores convencionales mejorados y proyectados. Adicionalmente, se muestra el formato de los cálculos realizados para el colector Mariscal Cáceres, Perú y Tahuantinsuyo y para la rejilla de captación del colector Miguel Grau.

**CUADRO RESUMEN DE DISEÑO DE COLECTORES CONVENCIONALES MEJORADOS Y PROYECTADOS**

Nº	COLECTOR	ESTADO	DISTANCIA	DISTANCIA ACUMULADA	PENDIENTE (%)	CAUDAL DE DISEÑO (m <sup>3</sup> /s)	SUPERFICIE	BASE (m)	ALTURA (m)
1	Colec21Junio_1	Nuevo	69.0	69.0	23.89	0.60	Emboquillado de piedra	0.60	1.10
2	Colec21Junio_2	Nuevo		95.9	38.27	0.62	Emboquillado de piedra	0.60	1.10
3	Colec21Junio_3	Nuevo	42.4	138.3	26.58	0.66	Emboquillado de piedra	0.60	1.10
4	ColecLuchaLucha_1	Mejorado	53.3	191.6	20.18	1.04	Emboquillado de piedra	0.60	1.10
5	ColecLuchaLucha_2	Mejorado	129.8	321.4	6.68	1.06	Emboquillado de piedra	0.60	1.80
6	ColecCarmenAlto_5	Mejorado	13.4	334.8	4.75	1.28	Emboquillado de piedra	0.60	1.80
7	ColecCarmenAlto_6	OK	12.7	347.5	2.56	1.31	Concreto	0.60	2.50
8	Colec24Junio_1	Nuevo	67.3	67.3	7.20	0.08	Concreto	0.60	0.60
9	Colec24Junio_2	Nuevo	105.7	173.0	3.79	0.09	Concreto	0.60	0.60
10	Colec24Junio_3	Nuevo	142.6	315.6	1.91	0.18	Concreto	0.60	0.60
11	Colec24Junio_4	Nuevo	57.7	373.3	4.51	0.36	Concreto	0.60	0.60
12	Colec24Junio_5	Nuevo	143.2	516.5	3.73	0.40	Concreto	0.60	1.00
13	ColecMarianoBellido_6	Nuevo	41.0	557.5	13.46	0.58	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
14	ColecAndamarca_1	Nuevo	104.5	104.5	2.11	0.07	Concreto	0.60	0.60
15	ColecAndamarca_2	Nuevo	67.3	171.8	2.85	0.08	Concreto	0.60	0.60
16	ColecAndamarca_3	Nuevo	65.1	236.9	7.07	0.15	Concreto	0.60	0.60
17	ColecAndamarca_4	Nuevo	27.2	264.1	10.95	0.16	Concreto	0.60	0.60
18	ColecRamonCastilla_1	Nuevo	195.1	195.1	2.74	0.13	Concreto	0.60	0.60
19	ColecRamonCastilla_2	Nuevo	51.9	247.0	5.37	0.17	Concreto	0.60	0.60
20	ColecRamonCastilla_3	Nuevo	115.4	362.5	4.24	0.31	Concreto	0.60	0.60
21	ColecRamonCastilla_4	Nuevo	73.8	436.2	5.64	0.33	Concreto	0.60	0.60
22	ColecRamonCastilla_5	Nuevo	22.5	458.8	8.43	0.37	Concreto	0.60	0.60
23	ColecRamonCastilla_6	Nuevo	90.3	549.0	8.76	0.38	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
24	ColecRamonCastilla_7	Nuevo	25.0	574.0	12.07	0.39	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
25	ColecRamonCastilla_8	Nuevo	89.4	663.4	9.14	0.42	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
26	ColecRamonCastilla_9	Nuevo	21.8	685.2	5.48	0.49	Concreto	0.60	1.00
27	ColecRamonCastilla_10	Nuevo	73.6	758.8	3.07	0.50	Concreto	0.60	1.00
28	ColecEspaña_2	Nuevo	33.2	33.2	6.33	0.05	Concreto	0.60	0.60
29	ColecEspaña_3	Nuevo	105.2	138.4	5.18	0.10	Concreto	0.60	0.60
30	ColecEspaña_4	Nuevo	58.1	196.5	5.98	0.21	Concreto	0.60	0.60
31	ColecEspaña_5	Nuevo	23.1	219.6	8.17	0.21	Concreto	0.60	0.60

32	ColecSanJuan_1	Nuevo	77.7	297.4	11.50	0.81	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
33	ColecSanJuan_2	Nuevo	19.7	317.1	2.80	0.83	Concreto	0.60	1.00
34	ColecMunive_1	Nuevo	6.0	323.1	3.24	0.87	Concreto	0.60	1.00
35	ColecMunive_3	Nuevo	42.7	365.8	11.25	0.87	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
36	ColecMunive_5	Nuevo	69.1	434.9	5.96	0.91	Emboquillado de piedra	0.60	1.20
37	ColecMunive_6	Nuevo	11.7	446.6	2.30	1.12	Concreto	0.60	1.20
38	ColecMariscalCacere s_1	Mejorado	112.9	112.9	10.49	0.38	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
39	ColecMariscalCacere s_2	Mejorado	52.4	165.3	10.56	0.45	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
40	ColecMariscalCacere s_3	Mejorado	113.7	279.0	8.79	0.46	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
41	ColecMariscalCacere s_4	Mejorado	82.8	361.8	10.22	0.51	Emboquillado de piedra	0.60	1.00
42	ColecMariscalCacere s_5	Mejorado	35.7	397.5	5.17	0.54	Emboquillado de piedra	0.60	1.90
43	ColecMariscalCacere s_6	Mejorado	110.7	508.2	3.82	0.60	Emboquillado de piedra	0.60	1.90
44	ColecPeru_1	Mejorado	153.3	661.5	10.35	0.76	Emboquillado de piedra	0.60	1.90
45	ColecTahuantinsuyo_ 5	Mejorado	83.3	744.8	15.31	0.84	Emboquillado de piedra	0.60	1.90
46	ColecTahuantinsuyo_ 6	Mejorado	113.5	858.3	8.15	1.12	Emboquillado de piedra	0.60	2.40
47	ColecTahuantinsuyo_ 7	Mejorado	16.6	875.0	8.50	1.28	Emboquillado de piedra	0.60	2.50
48	ColecHuancayo_1	Nuevo	36.20	36.2	15.91	0.02	Concreto	0.30	0.40

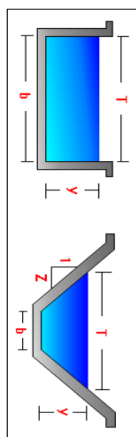
### CÁLCULO HIDRÁULICO DE COLECTOR MARISCAL CACERES, PERÚ Y TAHUANTINSUYO

1. Los caudales de diseño son resultado del modelamiento hidrológico en SWMM
2. Para el cálculo del borde libre (BL), se utiliza la recomendación del U.S. BUREAU OF RECLAMATION

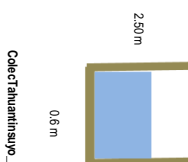
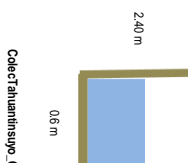
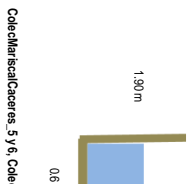
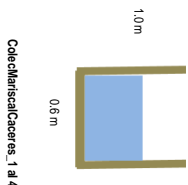
Consideraciones:

La U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomienda estimar el borde libre con la siguiente fórmula:  
 Donde:  

$$Bordelibre = \frac{C}{T}$$
  
 Borde libre en pies  
 $C = 1.5$  para caudales menores a 20 pies<sup>3</sup>/seg. y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies<sup>3</sup>/seg.  
 $T =$  Trámite del canal en pies.

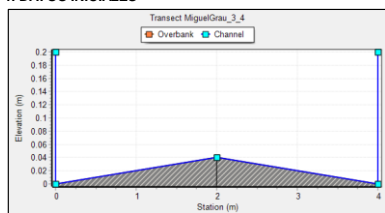


TRAMO	PROGRESIVA		DATOS INICIALES										CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS									
	Inicio	Fin	Caudal (Q) m <sup>3</sup> /s	Rugosidad n	Base (b) m	Talud Z	Pendiente (S) m/m	Trámite normal (Y) m	Área (A) m <sup>2</sup>	Espesor de agua (T) m	Perímetro mojado (P) m	Radio Hidráulico (RH) m	Velocidad (V) m/s	Caudal Calculado m <sup>3</sup> /s	Comparación	Número de Froude F	Tipo de Flujo	Borde Libre (BL) Calculado (m)	Diseño (m)	Altura Calculada m	Altura de Diseño m	
ColectMariscalCaceres_1	0+000.00	0+112.90	0.38	0.025	0.6	0	0.1049	0.201	0.120	0.600	1.001	0.120	3.157	0.380	0.000	2.250	Superficial	0.303	0.40	0.601	1.0	
ColectMariscalCaceres_2	0+112.90	0+165.30	0.45	0.025	0.6	0	0.1056	0.226	0.136	0.600	1.052	0.129	3.317	0.450	0.000	2.228	Superficial	0.321	0.40	0.626	1.0	
ColectMariscalCaceres_3	0+165.30	0+279.00	0.46	0.025	0.6	0	0.0979	0.246	0.147	0.600	1.091	0.135	3.121	0.460	0.000	2.011	Superficial	0.335	0.40	0.646	1.0	
ColectMariscalCaceres_4	0+279.00	0+361.80	0.51	0.025	0.6	0	0.1022	0.251	0.150	0.600	1.101	0.137	3.391	0.510	0.000	2.162	Superficial	0.339	0.40	0.651	1.0	
ColectMariscalCaceres_5	0+361.80	0+397.50	0.54	0.025	0.6	0	0.0917	0.337	0.202	0.600	1.275	0.159	2.667	0.540	0.000	1.466	Superficial	0.393	0.45	0.787	1.9	
ColectMariscalCaceres_6	0+397.50	0+508.20	0.60	0.025	0.6	0	0.0382	0.411	0.247	0.600	1.422	0.173	2.453	0.600	0.000	1.211	Superficial	0.434	0.50	0.911	1.9	
ColectPeru_1	0+508.20	0+661.50	0.76	0.025	0.6	0	0.1035	0.336	0.202	0.600	1.272	0.159	3.769	0.760	0.000	2.075	Superficial	0.392	0.45	0.786	1.9	
ColectTahuantinsuyo_5	0+661.50	0+744.80	0.84	0.025	0.6	0	0.1531	0.313	0.198	0.600	1.225	0.153	4.479	0.840	0.000	2.558	Superficial	0.378	0.45	0.763	1.9	
ColectTahuantinsuyo_6	0+744.80	0+899.30	1.12	0.025	0.6	0	0.0815	0.499	0.300	0.600	1.599	0.197	3.739	1.120	0.000	1.899	Superficial	0.478	0.50	0.999	2.4	
ColectTahuantinsuyo_7	0+899.30	0+975.00	1.28	0.025	0.6	0	0.0950	0.546	0.328	0.600	1.693	0.194	3.904	1.280	0.000	1.896	Superficial	0.500	0.50	1.046	2.5	



DISEÑO DE SUMIDERO CON REJILLA DE CAPTACIÓN EN COLECTOR MIGUEL GRAU

1. DATOS INICIALES



El ancho de la calzada de la Av. Miguel Grau es de 4.0 m

Se extraen los resultados del 1º Escenario (en SWMM) para diseño de rejilla:

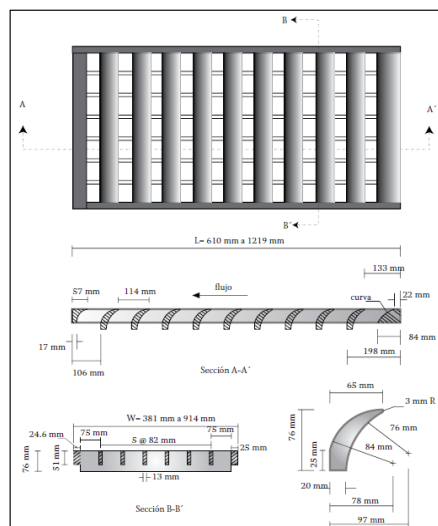
**Q=** 0.58 m<sup>3</sup>/s Caudal total  
**V=** 2.51 m/s Velocidad de flujo total

2. PRE DIMENSIONAMIENTO

Se propone una rejilla a lo largo de la calzada con las siguientes dimensiones:

**W=** 4 m Ancho de rejilla  
**L=** 1.2 m Longitud de rejilla

El tipo de rejilla propuesta es con barras curvas, tal como se muestra en el siguiente esquema



3. CÁLCULO HIDRAÚLICO

Según CONAGUA (2016), la eficiencia de una rejilla se define:  $E_f = R_f E_0 + R_s (1 - E_0)$

donde:

- $E_f$ : Eficiencia de una rejilla (m/m)
- $E_0$ : Relación de flujo
- $R_s$ : Relación de flujo lateral interceptado con respecto al flujo total
- $R_f$ : Relación del flujo frontal interceptado con respecto del flujo total

La relación de Flujo se define:  $E_0 = \frac{Q_w}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{W}{T_e}\right)^{2.67}$

donde:

- $E_0$ : Relación de flujo para una anchura elegida (usualmente el ancho de la rejilla) con respecto del flujo total
- $Q$ : Caudal total (m<sup>3</sup>/s)
- $Q_w$ : Caudal frontal (ancho W) (m<sup>3</sup>/s)
- $T_e$ : Extensión total de agua (m)
- $W$ : Ancho de la captación o rejilla (m)

Para el caso de la rejilla propuesta, se observa que  $W=T_e$  y  $Q_w=Q$ , ya que el ancho de la rejilla corresponde al ancho de la calzada de la vía; por lo tanto:

$$E_0 = 1$$

Al ser  $E_0=1$ , solo existe flujo frontal, por lo tanto el 2do término de la primera expresión de cálculo de la eficiencia de la rejilla es 0 ( $R_s(1-E_0)$ )

La relación de flujo frontal interceptado con respecto al flujo total se define:

$$R_f = 1 - K_u(V - V_0)$$

donde:

- $R_f$ : Relación de flujo frontal interceptado con respecto al flujo total  
 $K_u$ : 0.295  
 $V_0$ : Velocidad de inicio de salpicaduras (m/s) (Ver cuadro adjunto)  
 $V$ : Velocidad de flujo total (m/s)  
 $R_f$  no puede exceder 1.0

Posición	Rejilla	Eficiencia promedio en el manejo de residuos (%)		Velocidad de salpicadura (m/s)												
		Perforante		Longitud de la rejilla L (m)												
		0.005	0.04	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.3						
1	Barras Curvas	46	61	0.85	1.45	1.85	2.20	2.40	2.70	2.80						
2	Rejilla 30 85	44	55	0.60	1.00	1.40	1.75	2.00	2.30	2.50						
3	Rejilla 45 85	43	48	0.80	1.20	1.60	1.90	2.10	2.30	2.35						
4	P-50	32	32	1.40	2.10	2.50	2.80	3.20	3.50	2.70						
5	P-50x100	18	28	0.75	1.10	1.50	1.80	2.00	2.20	2.35						
6	Rejilla 45 60	16	23	0.90	1.30	1.70	2.00	2.20	2.40	2.45						
7	Redícula	12	16	0.50	0.90	1.30	1.70	1.90	2.20	2.20	2.45					
8	P-30	9	20	1.10	1.60	2.00	2.30	2.55	2.75	2.90						

Teniendo en cuenta el predimensionamiento y tipo de rejilla y el cuadro adjunto, se define:

- $V_0$ = 2.7 m/s Velocidad de salpicadura  
 $R_f$ = 1.056 Es mayor a 1, por lo tanto:  
 $R_f$ = 1.000

Entonces la eficiencia de la rejilla:

$$E_f = 1$$

La capacidad de captación de la rejilla es:  $Q_i = E_f Q$

$Q_i$ = 0.58 m<sup>3</sup>/s Mayor o igual al caudal total, por lo tanto, la rejilla capta el flujo total

Fuente: Expresiones y cuadros recuperados del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Drenaje Pluvial Urbano (CONAGUA, 2016)

## B.8. Diseño de estructuras de encauzamiento

A continuación, se muestra el resumen de los caudales de diseño de las estructuras de encauzamiento.

RÍO O QUEBRADA	CAUDAL DE DISEÑO (m <sup>3</sup> /s)
Alameda	142.40
Río Seco	44.50
Puca Puca	2.86
Islachayoq	4.45
Wanchituyoq	3.36
SN	0.43

Posteriormente se diseñan las estructuras de encauzamiento. Se muestra el cuadro resumen y el formato de diseño de la estructura de encauzamiento de la quebrada Wanchituyoq.

## QUEBRADAS PUCA PUCA, ISLACHAYOQ, WANCHITUYOQ Y SN

Nº	COLECTOR	DISTANCIA	DISTANCIA ACUMULADA	PENDIENTE (m/m)	CAUDAL DE DISEÑO (m <sup>3</sup> /s)	BASE (m)	ALTURA (m)	TALUD
1	QdaPucaPuca_1_1	103.5	103.54	0.1957	2.86	1.50	1.10	0
2	QdaPucaPuca_1_2	102.8	206.30	0.1145	2.86	1.50	1.10	0
3	QdaPucaPuca_1_3	60.7	267.00	0.1626	2.86	1.50	1.10	0
4	QdaPucaPuca_1_4	51.4	318.38	0.0985	2.86	1.50	1.10	0
5	QdaPucaPuca_1_5	94.2	412.60	0.0843	2.86	1.50	1.10	0
6	QdaPucaPuca_1_6	60.7	473.25	0.0845	2.86	1.50	1.10	0
7	QdaPucaPuca_1_7	98.8	572.05	0.0651	2.86	1.50	1.10	0
8	QdaPucaPuca_1_8	26.4	598.42	0.1300	2.86	1.50	1.10	0
9	QdaPucaPuca_1_9	167.5	765.88	0.1252	2.86	1.50	1.10	0
10	QdaPucaPuca_1_10	232.5	998.42	0.1417	2.86	1.50	1.10	0
11	QdaPucaPuca_1_11	60.0	1058.42	0.0853	2.86	1.50	1.10	0
12	QdaPucaPuca_1_12	49.7	1108.14	0.2208	2.86	1.50	1.10	0
13	Qdalslachayoq_1_1	163.4	163.42	0.1205	4.45	3.50	1.30	0
14	Qdalslachayoq_1_2	39.4	202.84	0.1060	4.45	3.50	1.30	0
15	Qdalslachayoq_1_3	97.0	299.87	0.1103	4.45	3.50	1.30	0
16	Qdalslachayoq_1_4	103.1	402.99	0.0805	4.45	3.50	1.30	0
17	Qdalslachayoq_1_5	60.3	463.29	0.0960	4.45	3.50	1.30	0
18	Qdalslachayoq_1_6	130.1	593.40	0.0863	4.45	3.50	1.30	0
19	Qdalslachayoq_1_7	45.2	638.60	0.1065	4.45	3.50	1.30	0

20	Qdalslachayoq_1_8	45.5	684.15	0.0858	4.45	3.50	1.30	0
21	Qdalslachayoq_1_9	13.4	697.55	0.0896	4.45	3.50	1.30	0
22	Qdalslachayoq_1_10	36.1	733.67	0.0998	4.45	3.50	1.30	0
23	Qdalslachayoq_1_11	25.5	759.14	0.0561	4.45	3.50	1.30	0
24	Qdalslachayoq_1_12	12.3	771.43	0.0578	4.45	3.50	1.30	0
25	Qdalslachayoq_1_13	43.0	814.45	0.1072	4.45	3.50	1.30	0
26	Qdalslachayoq_1_14	10.9	825.33	0.0719	4.45	3.50	1.30	0
27	Qdalslachayoq_1_15	73.8	899.12	0.1054	4.45	3.50	1.30	0
28	Qdalslachayoq_1_16	12.0	911.07	0.0826	4.45	3.50	1.30	0
29	Qdalslachayoq_1_17	25.5	936.62	0.0553	4.45	3.50	1.30	0
30	Qdalslachayoq_1_18	43.9	980.52	0.0809	4.45	3.50	1.30	0
31	Qdalslachayoq_1_19	53.6	1034.15	0.1006	4.45	3.50	1.30	0
32	Qdalslachayoq_1_20	30.2	1064.35	0.0928	4.45	3.50	1.30	0
33	QdaSN_1_1	67.7	67.73	0.1814	0.43	0.60	0.85	0
34	QdaSN_1_2	42.4	110.09	0.0603	0.43	0.60	0.85	0
35	QdaSN_1_3	125.1	235.17	0.1334	0.43	0.60	0.85	0
36	QdaSN_1_4	14.8	249.94	0.0572	0.43	0.60	0.85	0
37	QdaSN_1_5	61.3	311.24	0.0801	0.43	0.60	0.85	0
38	QdaWanchituyoq_1_1	40.0	40.00	0.0599	3.36	1.80	1.50	0.2679
39	QdaWanchituyoq_1_2	28.1	68.06	0.1303	3.36	1.80	1.50	0.2679
40	QdaWanchituyoq_1_3	11.9	80.00	0.0662	3.36	1.80	1.50	0.2679
41	QdaWanchituyoq_1_4	185.3	265.32	0.1062	3.36	1.80	1.50	0.2679
42	QdaWanchituyoq_1_5	50.9	316.22	0.0976	3.36	1.80	1.50	0.2679
43	QdaWanchituyoq_1_6	99.6	415.83	0.0501	3.36	1.80	1.50	0.2679
44	QdaWanchituyoq_1_7	61.9	477.77	0.0825	3.36	1.80	1.50	0.2679
45	QdaWanchituyoq_1_8	263.6	741.37	0.0668	3.36	1.80	1.50	0.2679
46	QdaWanchituyoq_1_9	7.2	7.24	0.0358	3.36	-	-	-

### RÍO ALAMEDA Y QUEBRADA RÍO SECO

Nº	COLECTOR	DISTANCIA	DISTANCIA ACUMULADA	PENDIENTE (m/m)	CAUDAL DE DISEÑO (m <sup>3</sup> /s)	BASE (m)	ALTURA (m)	TALUD
1	RioAlameda_1_1	233.6	233.62	0.0381	142.40	6.20	7.50	0
2	RioAlameda_1_2	53.4	287.03	0.0469	142.40	6.20	7.50	0
3	RioAlameda_1_3	2.2	289.23	0.0508	142.40	6.20	7.50	0
4	RioAlameda_1_4	90.8	380.00	0.0299	142.40	6.20	7.50	0
5	RioAlameda_1_5	31.3	411.34	0.0332	142.40	6.20	7.50	0
6	RioAlameda_1_6	79.0	490.32	0.0404	142.40	6.20	7.50	0
7	RioAlameda_1_7	65.3	555.62	0.0741	142.40	6.20	7.50	0
8	RioAlameda_1_8	25.3	580.89	0.0231	142.40	6.20	7.50	0
9	RioAlameda_1_9	4.5	585.37	0.1902	142.40	6.20	7.50	0
10	QdaRioSeco_1_1	27.8	27.79	0.1220	44.50	4.50	3.20	0
11	QdaRioSeco_1_2	396.9	424.67	0.0743	44.50	4.50	3.20	0
12	QdaRioSeco_1_3	16.2	440.91	0.0347	44.50	4.50	3.20	0

13	QdaRioSeco_1_4	25.7	466.59	0.0368	44.50	4.50	3.20	0
14	QdaRioSeco_1_5	131.8	598.44	0.0712	44.50	4.50	3.20	0
15	QdaRioSeco_1_6	113.3	711.69	0.0843	44.50	4.50	3.20	0
16	QdaRioSeco_1_7	19.4	731.11	0.0424	44.50	4.50	3.20	0
17	QdaRioSeco_1_8	31.7	762.79	0.0339	44.50	4.50	3.20	0
18	QdaRioSeco_1_9	30.1	792.87	0.1037	44.50	4.50	3.20	0
19	QdaRioSeco_1_10	119.8	912.72	0.0680	44.50	4.50	3.20	0
20	QdaRioSeco_1_11	13.9	926.59	0.0583	44.50	4.50	3.20	0
21	QdaRioSeco_1_12	106.7	1033.32	0.0421	44.50	4.50	3.20	0
22	QdaRioSeco_1_13	153.3	1186.59	0.0619	44.50	4.50	3.20	0
23	QdaRioSeco_1_14	4.0	1190.64	0.1072	44.50	4.50	3.20	0
24	QdaRioSeco_1_15	80.0	1270.64	0.0635	44.50	4.10	2.85	0
25	QdaRioSeco_1_16	3.7	1274.38	0.0684	44.50	4.10	2.85	0
26	QdaRioSeco_1_17	36.3	1310.64	0.0661	44.50	4.10	2.85	0
27	QdaRioSeco_1_18	20.0	1330.64	0.0649	44.50	4.10	2.85	0
28	QdaRioSeco_1_19	138.3	1468.96	0.0796	44.50	4.10	2.85	0



### CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA QUEBRADA WANCHITUYYOQ

- Consideraciones:
1. Las caudales de diseño son resultado del modelado hidrológico en SWMM y HEC-HMS
  2. Para el cálculo del borde libre (BL), se utiliza la recomendación del U.S. BORELU OF REGULATION

U.S. BUREAU OF REGULATION recomienda definir el borde libre con la siguiente fórmula:

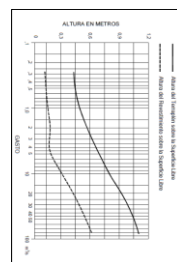
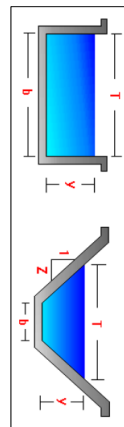
Donde:

$$\text{Borde Libre} = C \sqrt{Y}$$

Borde libre en pies

C = 1.5 para caudales menores a 20 pies<sup>3</sup>/seg. y hasta 2.5 para caudales del orden de los 3000 pies<sup>3</sup>/seg.

Y = Triángulo del canal en pies

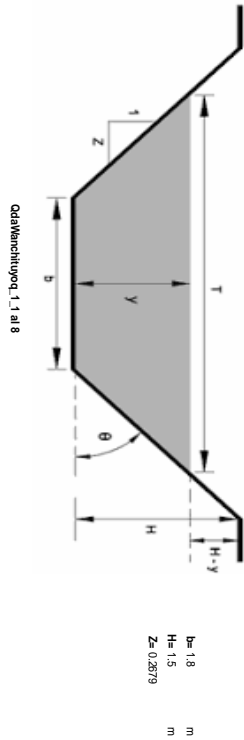


TRAMO	PROGRESIVA		DATOS NICIALES											CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS							
	Inicio	Fin	Caudal (Q)	Rugosidad	Base (b)	Talud	Pendiente (S)	Triángulo normal (Y)	Área (A)	Espesor de Agua (T)	Perímetro mojado (P)	Radio Hidráulico (RH)	Velocidad (V)	Caudal Calculado	Comparación	Número de Froude	Tipo de Flujo	Borde Libre (BL) Calculado (m)	Borde Libre (BL) Diseño (m)	Altura Calculada	Altura de Diseño
QdaWanchituyoc_1.1	0+00/00	0+40	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0699	0.407	0.276	2.018	2.642	0.294	4.328	3.360	0.000	2.167	Superficial	0.431	0.70	1.07	1.5
QdaWanchituyoc_1.2	0+40	0+80/06	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.1303	0.317	0.597	1.970	2.656	0.243	5.626	3.360	0.000	3.191	Superficial	0.381	0.70	1.07	1.5
QdaWanchituyoc_1.3	0+80/06	0+80	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0862	0.394	0.751	2.011	2.615	0.287	4.477	3.360	0.000	2.278	Superficial	0.424	0.70	1.094	1.5
QdaWanchituyoc_1.4	0+80	0+268/32	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.1062	0.338	1.981	1.981	2.500	0.256	5.253	3.360	0.000	2.883	Superficial	0.393	0.70	1.038	1.5
QdaWanchituyoc_1.5	0+268/32	0+316/22	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0976	0.348	0.688	1.986	2.520	0.261	5.106	3.360	0.000	2.785	Superficial	0.399	0.70	1.048	1.5
QdaWanchituyoc_1.6	0+316/22	0+415/83	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0501	0.431	0.826	2.051	2.692	0.207	4.070	3.360	0.000	1.979	Superficial	0.444	0.70	1.131	1.5
QdaWanchituyoc_1.7	0+415/83	0+477/77	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0625	0.367	0.697	1.997	2.660	0.272	4.824	3.360	0.000	2.542	Superficial	0.410	0.70	1.067	1.5
QdaWanchituyoc_1.8	0+477/77	0+741/37	3.36	0.025	1.8	0.2879	0.0688	0.393	0.697	2.010	2.613	0.286	4.492	3.360	0.000	2.299	Superficial	0.424	0.70	1.093	1.5

QdaWanchituyoc\_1.8

Nº Tubo/ras:	1	
D=	1200	Diámetro de la tubería (48 pulgadas)
y/D=	0.5	Relación triángulo normal
n=	0.025	Rugosidad (Manning)
S=	0.0399	Pendiente de la tubería
y=	600	Triángulo normal
θ=	3.142	Ángulo central
A=	0.296	Área
P=	1.995	Perímetro mojado
RH=	0.300	Radio hidráulico
V=	9.415	Velocidad del flujo
Q=	5.324	Caudal (capacidad de conducción de 1 tubo)
Q1=	5.324	Caudal (capacidad de conducción)
Q2=	3.360	Caudal (capacidad de conducción)

OK



B.9. Características de los tipos de suelo en la zona de estudio

En la zona de estudio se encuentra los siguientes tipos de suelo:

TIPOS DE SUELO DE LA ZONA DE ESTUDIO

Suelo	Clasificación SUCS	Descripción	Grupo Hidrológico	D <sub>85</sub> (mm)	Permeabilidad K (cm/s)
Suelo 1	SM	Arena Limosa	B	1.50	0.0003167
Suelo 2	GP-GM	Grava pobremente graduada con limo y arcilla	A	30.5	0.0039117
Suelo 3	GW-GM	Grava bien graduada con limo y arena	A	48.0	0.0056772
Suelo 4	ML	Limo arenoso	C	0.84	0.0001417

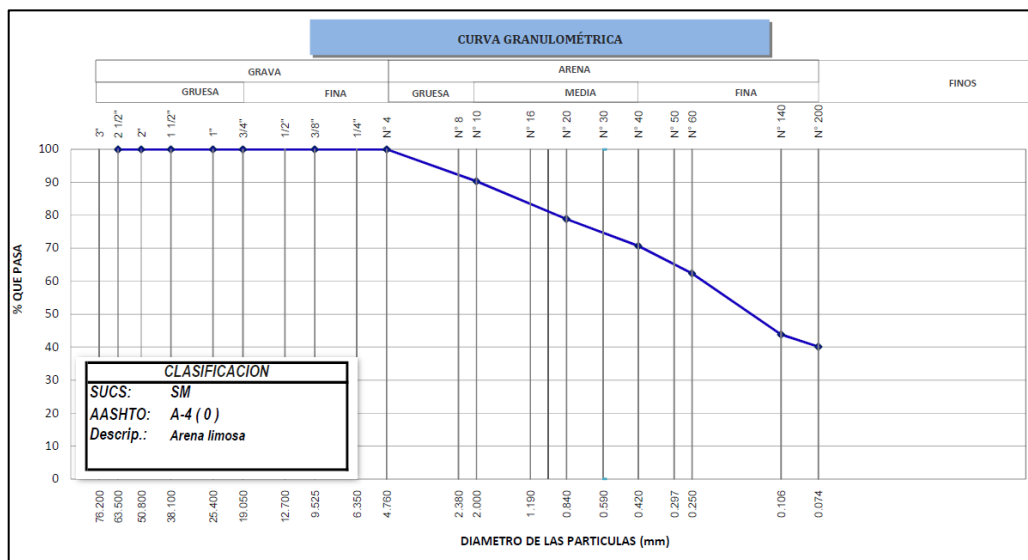


Imagen 1: Curva granulométrica representativa del Suelo 1

Fuente: INGELAB (2021)

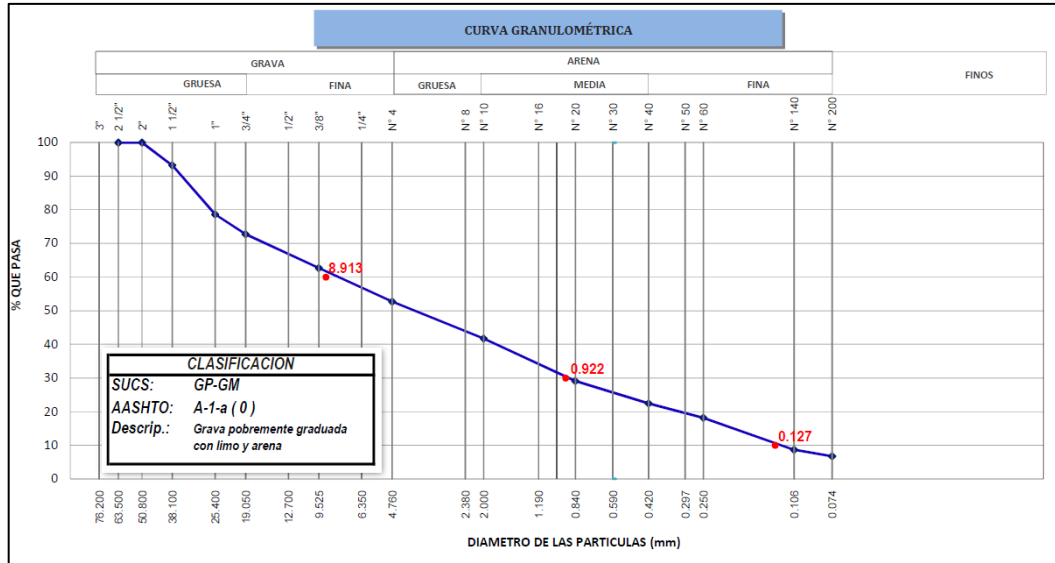


Imagen 2: Curva granulométrica representativa del Suelo 2

Fuente: INGELAB (2021)

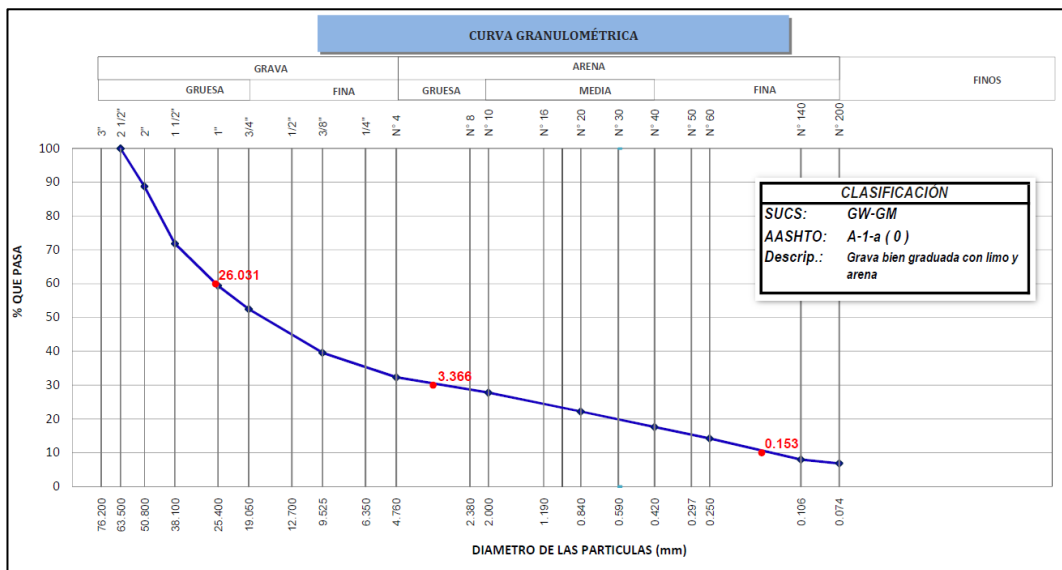


Imagen 3: Curva granulométrica representativa del Suelo 3

Fuente: INGELAB (2021)

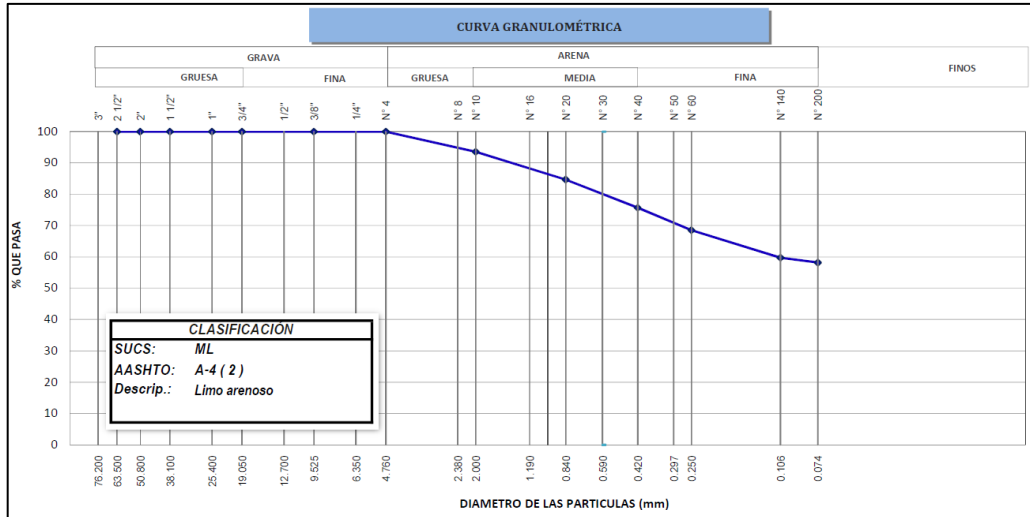


Imagen 4: Curva granulométrica representativa del Suelo 3

Fuente: INGELAB (2021)

Para el cálculo de la permeabilidad se realizó el siguiente procedimiento:

### CÁLCULO DE LA PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS

#### 1. Para suelos finos

Se hará uso de la siguiente tabla

Design infiltration rates, in inches per hour, for A, B, C, and D soil groups. Corresponding USDA soil classification and Unified soil Classifications are included. Note that A and B soils have two infiltration rates that are a function of soil texture.\* The values shown in this table are for uncompacted soils. This table can be used as a guide to determine if a soil is compacted. For information on alleviating compacted soils, link here. If a soil is compacted, reduce the soil infiltration rate by one level (e.g. for a compacted B(SM) use the infiltration rate for a B(MH) soil).

Hydrologic soil group	Infiltration rate (inches/hour)	Infiltration rate (centimeters/hour)	Soil textures	Corresponding Unified Soil Classification
A	Although a value of 1.63 inches per hour (4.14 centimeters per hour) may be used, it is <b>Highly recommended</b> that you conduct field infiltration tests or amend soils. See <a href="#">Guidance for amending soils with rapid or high infiltration rates</a> and <a href="#">Determining soil infiltration rates</a> .		gravel sandy gravel	GW - well-graded gravels, sandy gravels GP - gap-graded or uniform gravels, sandy gravels
	1.63*	4.14	silty gravels gravelly sands sand	GM - silty gravels, silty sandy gravels SW - well-graded gravelly sands SW - uniformly graded sands
	0.8	2.03	sand loamy sand sandy loam	SP - gap-graded or poorly graded sands
B	0.45	1.14		SM - silty sands, silty gravelly sands
	0.3	0.76	loam, silt loam	MH - micaceous silts, diatomaceous silts, volcanic ash
C	0.2	0.51	Sandy clay loam	ML - silts, very fine sands, silty or clayey fine sands
D	0.06	0.15	clay loam silty clay loam sandy clay silty clay clay	GC - clayey gravels, clayey sandy gravels SC - clayey sands, clayey gravelly sands CL - low plasticity clays, sandy or silty clays OL - organic silts and clays of low plasticity CH - highly plastic clays and sandy clays OH - organic silts and clays of high plasticity

Fuente: Minnesota Stormwater Manual (2021), Soils with low infiltration capacity

## 2. Para suelos Granulares

\*Para el cálculo de la porosidad (n) se utiliza la expresión de Vukovic y Soro (2002):  
 Donde U es el coeficiente de uniformidad

$$n = 0.255(1 + 0.83^U)$$

\*\* Para el cálculo de la permeabilidad se utiliza la expresión de Kozeny-Carman (Según Hodong, 2007):

$$k = \frac{g}{\nu} \times 8.3 \times 10^{-7} \times \left(\frac{n^3}{(1-n)^2}\right) D_{10}^2$$

Donde:

g= 9.81 m/s<sup>2</sup> Gravedad  
 ν= 1.003E-06 m<sup>2</sup>/s Viscosidad cinemática del agua a 20 °c

n es la porosidad

D<sub>10</sub> y D<sub>60</sub> es el tamaño de partículas del material base para los cuales el 10 y 60 por ciento respectivamente en masa del material son menores que esos tamaños (en mm)

$$U = D_{60}/D_{10}$$

K es la permeabilidad en cm/s

Suelo	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	Coefficiente de uniformidad (U)	Porosidad (n)	Permeabilidad K (cm/s)
Suelo 2	0.127	8.913	70.181	0.255	0.0039117
Suelo 3	0.153	26.031	170.137	0.255	0.0056772

## B.10. Diseño de pavimento permeable sin alcantarilla

A continuación, se muestra la hoja de cálculo típica del diseño de un tipo de pavimento permeable sin alcantarilla.

### DISEÑO DEL PAVIMENTO PERMEABLE 01 (PAV01)

#### 1. DATOS INICIALES

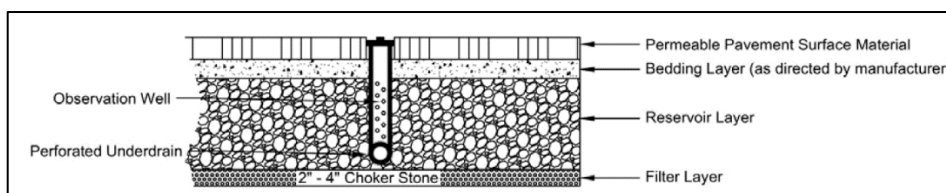
##### 1.1. Datos de tipo de pavimento

<b>Pavimento:</b>	PAV01	
<b>Área de Subcuenca:</b>	38771.84	m <sup>2</sup>
<b>V<sub>wq</sub>=</b>	610.00	m <sup>3</sup>
<b>Q<sub>p</sub>=</b>	0.080	m <sup>3</sup> /s

##### 1.2. Datos geotécnicos

<b>Tipo de Suelo:</b>	Suelo 1	
<b>Permeabilidad del material base (k):</b>	0.0003167	cm/s
<b>D<sub>85</sub>=</b>	1.50	mm

#### 2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO



Para el diseño del Pavimento Permeable se utilizan las siguientes fuentes:

- Department of Energy and Environment (2020). Stormwater Management Guidebook.
- Virginia Department of Transportation (2013). BMP Design Manual of Practice.

##### 2.1. Restricciones

<b>A<sub>max</sub>=</b>	40000	m <sup>2</sup>	Área máxima de subcuenca	<b>OK</b>
<b>S<sub>max</sub>=</b>	5	%	Pendiente máxima del pavimento permeable	

## 2.2. Diseño del material de la superficie del pavimento permeable

Teniendo en consideración la Tabla 3.11 de DOEE (2020)

Material	Specification	Notes
Permeable Pavers (PP)	Void content, thickness, and compressive strength vary based on type and manufacturer  Open void fill media: aggregate, topsoil and grass, coarse sand, etc.	Reservoir layer required to support the structural load.
Pervious Concrete (PC)	Void content: 15–20% Thickness: Typically 4–8 inches Compressive strength: 2.8–28 MPa Open void fill media: None	May not require a reservoir layer to support the structural load, but a layer may be included to increase the storage or infiltration.
Porous Asphalt (PA)	Void content: 15–20% Thickness: Typically 3–7 inches (depending on traffic load) Open void fill media: None	Reservoir layer required to support the structural load.

Para el diseño se considera el concreto permeable, entonces:

<b>Espesor=</b>	0.15	m
<b>Relación de vacíos (e)=</b>	0.15 - 0.20	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>

## 2.2. Diseño de la cama de apoyo (bedding layer)

Teniendo en consideración la Tabla 3.12 de DOEE (2020)

Material	Specification	Notes
Bedding Layer	PC: 3–4 inches of No. 57 stone if No. 2 stone is used for Reservoir Layer PA: 3–4 inches of No. 57 stone PP: Follow manufacturer specifications	ASTM D448 size No. 57 stone (i.e., 1/2 to 1-1/2 inches in size). Must be washed clean and free of fines (no more than 2% passing the No. 200 sieve)
Reservoir Layer	PC: No. 57 stone or No. 2 stone PA: No. 2 stone PP: Follow manufacturer specifications	ASTM D448 size No. 57 stone; No. 2 Stone (i.e., 3/4 to 3 inches in size). Depth is based on the pavement structural and hydraulic requirements. Must be washed clean and free of fines. Other appropriate materials may be used if accepted by DOEE.
Underdrain	Use 4- to 6-inch diameter perforated PVC pipe (or equivalent corrugated HDPE may be used for smaller load-bearing applications), with 3 or 4 rows of 3/8-inch perforations at 6 inches on center. Perforated pipe installed for the full length of the permeable pavement cell, and non-perforated pipe, as needed, used to connect with the storm drain system. T's and Y's should be installed as needed, depending on the underdrain configuration. Extend cleanout pipes to the surface.	
Infiltration Sump (optional)	An aggregate storage layer below the underdrain invert. The material specifications are the same as Reservoir Layer.	
Filter Layer (optional)	The underlying native soils should be separated from the stone reservoir by a 2- to 4-inch layer of choker stone (e.g., No. 8).	
Geotextile (optional)	Use an appropriate geotextile fabric for both sides and/or bottom that complies with AASHTO M-288 Class 2 requirements and has a permeability of at least an order of magnitude (10 times) higher than the soil subgrade permeability. Low-permeability geotextile fabric may be used as a check dam material.	
Impermeable Liner (optional)	Where appropriate, use PVC geomembrane liner or equivalent.	
Observation Well	Use a perforated 4- to 6-inch vertical PVC pipe (AASHTO M-252) with a lockable cap, installed flush with the surface.	

<b>Material=</b>	Piedra N° 57	
<b>Espesor=</b>	0.10	m

### 2.3. Diseño de la capa de reservorio (Reservoir Layer)

Teniendo en cuenta la Tabla 3.12 de DOEE (2020)

<b>Material=</b>	Piedra N° 02
------------------	--------------

Para el diseño hidráulico:

<b>A<sub>pav</sub>=</b>	9280.00	m <sup>2</sup>	
<b>K<sub>d</sub>=</b>	0.000158333	cm/s	Permeabilidad de diseño

La profundidad máxima de la capa de reservorio se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013)):

$$d_{max} = \frac{K_d \times T_{max}}{e}$$

Donde:

- \* d<sub>max</sub> es la profundidad máxima de la capa de reservorio
- \* T<sub>max</sub> es el tiempo de drenado máximo.
- \* e es la relación de vacíos del material de la capa de reservorio

Entonces:

<b>T<sub>max</sub>=</b>	48	h
<b>e=</b>	0.40	
<b>d<sub>max</sub>=</b>	0.68	m

La profundidad mínima de la capa de reservorio se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013))

$$d_{min} = \frac{V_{wq}}{A_{pav} \times e}$$

Entonces:

<b>d<sub>min</sub>=</b>	0.16	m
-------------------------	------	---

Por lo tanto:



<b>Material=</b>	Piedra N° 02	
<b>A<sub>pav</sub>=</b>	9280	m <sup>2</sup>
<b>d=</b>	0.60	m
<b>B<sub>libre</sub>=</b>	0.15	m
<b>V<sub>alm</sub>=</b>	2227.20	m <sup>3</sup>

**OK** Profundidad de diseño de la capa de reservorio  
 Borde libre de la capa de reservorio  
**OK** Volumen de almacenamiento de la capa de reservorio

**2.4. Capa de filtro (Filter Layer)**

<b>Material=</b>	Piedra N° 8	
<b>Espesor=</b>	0.10	m

**2.5. Geotextil**

Considerando un Geotextil Tejido de las siguientes características:

<b>Tamaño de abertura, TAA:</b>	0.425	mm
<b>Permeabilidad del geotextil, K<sub>g</sub>:</b>	0.012	cm/s

Según el criterio de retención:

$$TAA < D_{85} \times B$$

Donde B es Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo por filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo de Geotextil como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de suelo a drenar	B	Observaciones
Arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 0.5Cu B = 8/Cu	2 < Cu* ≤ 8 2 < Cu ≤ 4 4 < Cu ≤ 8
Suelos arenosos mal gradados	1.5 ≤ B ≤ 2.0	
Suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 1.8	Geotextil tejido, TAA ≤ D <sub>85</sub> Geotextil no tejido, TAA ≤ 1.8* D <sub>85</sub>

\* Coeficiente de uniformidad Cu = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>  
 Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.

**B=** 1.80  
**D<sub>85</sub> x B=** 2.70 mm **OK**

Según el criterio de permeabilidad:

Se tiene en cuenta la siguiente tabla:

Tipo de flujo	Condición	Observaciones
Para condiciones de flujo estable o flujo laminar	$k_g > k_s$	Suelos no dispersivos con porcentajes de finos no mayores al 50%
Para condiciones de flujo crítico	$k_g > 10k_s$	Altos gradientes hidráulicos. Se recomienda colocar adicionalmente una capa de arena media a gruesa

Fuente: Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.

Donde:

$k_g$  = Permeabilidad del Geotextil  
 $k_s$  = Permeabilidad del suelo

**10K=**                      0.003167    cm/s                      **OK**

## 2.6. Resumen

Generales		
Área	9280	m <sup>2</sup>
Ancho	30	m
Largo	309.3	m
Capa superficial		
Material	Concreto	
Relación de vacíos (e)	0.20	
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
Espesor	0.15	m
Cama de apoyo (Bedding Layer)		
Material	Piedra N° 57	
Espesor	0.10	m
Capa de reservorio (Reservoir Layer)		
Material	Piedra N° 02	
Espesor	0.60	m
Borde Libre	0.15	m
Capa de filtro (Filter Layer)		
Material	Piedra N° 8	
Espesor	0.10	
Geotextil		
Tamaño de abertura, TAA	0.425	mm
Permeabilidad del geotextil, $K_g$	0.012	cm/s

**2.7. SWMM**

<b>Surface</b>		
<b>Berm Heigh</b>	200.00	mm
<b>Vegetation Volume Fraction</b>	0	
<b>Surface Roughness (n)</b>	0.015	
<b>Surface Slope</b>	5.00	%
<b>Pavement</b>		
<b>Thickness</b>	150.00	mm
<b>Void Ratio</b>	0.25	
<b>Impervious Surface Fraction</b>	0.0	
<b>Permeability</b>	7200.00	mm/h
<b>Storage</b>		
<b>Thickness</b>	750.00	mm
<b>Void Ratio</b>	0.4	
<b>Seepage rate</b>	11.40	mm/h

## B.11. Diseño de pavimento permeable con alcantarilla

A continuación, se muestra la hoja de cálculo típica del diseño de un tipo de pavimento permeable con alcantarilla.

### DISEÑO DEL PAVIMENTO PERMEABLE 14 (PAV 14)

#### 1. DATOS INICIALES

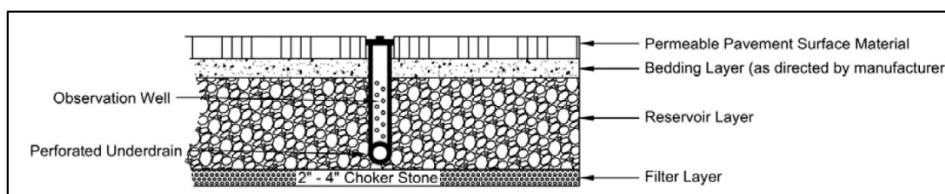
##### 1.1. Datos de tipo de pavimento

<b>Pavimento:</b>	PAV14	
<b>Área de Subcuenca:</b>	37837.14	m <sup>2</sup>
<b>V<sub>wq</sub>=</b>	680.00	m <sup>3</sup>
<b>Q<sub>p</sub>=</b>	0.240	m <sup>3</sup> /s

##### 1.2. Datos geotécnicos

<b>Tipo de Suelo:</b>	Suelo 1	
<b>Permeabilidad del material base (k):</b>	0.0003167	cm/s
<b>D<sub>85</sub>=</b>	1.50	mm

#### 2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO



Para el diseño del Pavimento Permeable se utilizan las siguientes fuentes:

- Department of Energy and Environment (2020). Stormwater Management Guidebook.
- Virginia Department of Transportation (2013). BMP Design Manual of Practice.

##### 2.1. Restricciones

**A<sub>max</sub>**= 40000 m<sup>2</sup> Área máxima de subcuenca **OK**

**S<sub>max</sub>**= 5 % Pendiente máxima del pavimento permeable

##### 2.2. Diseño del material de la superficie del pavimento permeable

Teniendo en consideración la Tabla 3.11 de DOEE (2020)

Material	Specification	Notes
Permeable Pavers (PP)	Void content, thickness, and compressive strength vary based on type and manufacturer Open void fill media: aggregate, topsoil and grass, coarse sand, etc.	Reservoir layer required to support the structural load.
Pervious Concrete (PC)	Void content: 15–20% Thickness: Typically 4–8 inches Compressive strength: 2.8–28 MPa Open void fill media: None	May not require a reservoir layer to support the structural load, but a layer may be included to increase the storage or infiltration
Porous Asphalt (PA)	Void content: 15–20% Thickness: Typically 3–7 inches (depending on traffic load) Open void fill media: None	Reservoir layer required to support the structural load.

Para el diseño se considera el concreto permeable, entonces:

<b>Espesor=</b>	0.15	m
<b>Relación de vacíos (e)=</b>	0.15 - 0.20	
<b>f'c=</b>	280	kg/cm <sup>2</sup>

## 2.2. Diseño de la cama de apoyo (bedding layer)

Teniendo en consideración la Tabla 3.12 de la DOEE (2020).

Material	Specification	Notes
Bedding Layer	PC: 3–4 inches of No. 57 stone if No. 2 stone is used for Reservoir Layer PA: 3–4 inches of No. 57 stone PP: Follow manufacturer specifications	ASTM D448 size No. 57 stone (i.e., 1/2 to 1-1/2 inches in size). Must be washed clean and free of fines (no more than 2% passing the No. 200 sieve)
Reservoir Layer	PC: No. 57 stone or No. 2 stone PA: No. 2 stone PP: Follow manufacturer specifications	ASTM D448 size No. 57 stone; No. 2 Stone (i.e., 3/4 to 3 inches in size). Depth is based on the pavement structural and hydraulic requirements. Must be washed clean and free of fines. Other appropriate materials may be used if accepted by DOEE.
Underdrain	Use 4- to 6-inch diameter perforated PVC pipe (or equivalent corrugated HDPE may be used for smaller load-bearing applications), with 3 or 4 rows of 3/8-inch perforations at 6 inches on center. Perforated pipe installed for the full length of the permeable pavement cell, and non-perforated pipe, as needed, used to connect with the storm drain system. T's and Y's should be installed as needed, depending on the underdrain configuration. Extend cleanout pipes to the surface.	
Infiltration Sump (optional)	An aggregate storage layer below the underdrain invert. The material specifications are the same as Reservoir Layer.	
Filter Layer (optional)	The underlying native soils should be separated from the stone reservoir by a 2- to 4-inch layer of choker stone (e.g., No. 8).	
Geotextile (optional)	Use an appropriate geotextile fabric for both sides and/or bottom that complies with AASHTO M-288 Class 2 requirements and has a permeability of at least an order of magnitude (10 times) higher than the soil subgrade permeability. Low-permeability geotextile fabric may be used as a check dam material.	
Impermeable Liner (optional)	Where appropriate, use PVC geomembrane liner or equivalent.	
Observation Well	Use a perforated 4- to 6-inch vertical PVC pipe (AASHTO M-252) with a lockable cap, installed flush with the surface.	

<b>Material=</b>	Piedra N° 57	
<b>Espesor=</b>	0.10	m

### 2.3. Diseño de la capa de reservorio (Reservoir Layer)

Teniendo en cuenta la Tabla 3.12 de DOEE (2020)

<b>Material=</b>	Piedra N° 02
------------------	--------------

Para el diseño hidráulico:

$$A_{pav} = 3187.00 \quad m^2$$

$$K_d = 0.000158333 \quad cm/s \quad \text{Permeabilidad de diseño}$$

La profundidad máxima de la capa de reservorio se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013)):

$$d_{max} = \frac{K_d \times T_{max}}{e}$$

Donde:

\*  $d_{max}$  es la profundidad máxima de la capa de reservorio

\*  $T_{max}$  es el tiempo de drenado máximo.

\*  $e$  es la relación de vacíos del material de la capa de reservorio

Entonces:

$$T_{max} = 48 \quad h$$

$$e = 0.40$$

$$d_{max} = 0.68 \quad m$$

La profundidad mínima de la capa de reservorio se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013))

$$d_{min} = \frac{V_{wq}}{A_{pav} \times e}$$

Entonces:

$$d_{min} = 0.53 \quad m$$

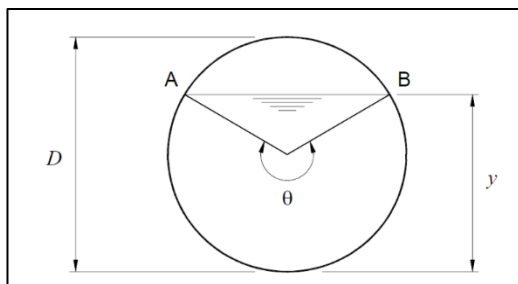
Por lo tanto:

Por lo tanto:

<b>Material=</b>	Piedra N° 02	
<b>A<sub>pav</sub>=</b>	3187	m <sup>2</sup>
<b>d=</b>	0.60	m
<b>B<sub>libre</sub>=</b>	0.15	m
<b>V<sub>alm</sub>=</b>	764.88	m <sup>3</sup>

**OK** Profundidad de diseño de la capa de reservorio  
 Borde libre de la capa de reservorio  
**OK** Volumen de almacenamiento de la capa de reservorio

#### 2.4. Diseño de la tubería perforada (underdrain)



<b>N° tuberías:</b>	1	
<b>D=</b>	300 mm	Diámetro de la tubería (12 pulg)
<b>y/D=</b>	1	Relación tirante/diámetro
<b>n=</b>	0.009	Rugosidad (PVC)
<b>S=</b>	0.05 m/m	Pendiente de la tubería
<b>y=</b>	300 mm	Tirante (mm)
<b>θ=</b>	6.283 rad	Ángulo central
<b>A=</b>	0.071 m <sup>2</sup>	Área
<b>P=</b>	0.942 m	perímetro mojado
<b>RH=</b>	0.075 m	Radio hidráulico
<b>V=</b>	4.419 m/s	Velocidad del flujo
<b>Q=</b>	0.312 m <sup>3</sup> /s	Caudal (capacidad de conducción de 1 tubo)
<b>QT=</b>	0.312 m <sup>3</sup> /s	Caudal (capacidad de conducción)
<b>Q<sub>p</sub>=</b>	0.240 m <sup>3</sup> /s	<b>OK</b>

Por lo tanto:

<b>Material=</b>	Tubería PVC perforada	
<b>Cantidad=</b>	1	
<b>Diámetro=</b>	300	mm
<b>Pendiente=</b>	5	%
<b>Peforaciones=</b>	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m	

<b>Cama y sobre cama</b>	La cama y sobrecama será de material piedra N° 57. La cama tendrá 5 cm y la sobrecama 10 cm.
--------------------------	--

## 2.5. Pozos de observación (Observation wells)

<b>Material=</b>	Tubería PVC perforada	
<b>Diámetro=</b>	300	mm
<b>Perforaciones=</b>	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m. Solo en la capa de reservorio	

## 2.6. Capa de filtro (Filter Layer)

<b>Material=</b>	Piedra N° 8	
<b>Espesor=</b>	0.10	m

## 2.7. Geotextil

Considerando un Geotextil Tejido de las siguientes características:

<b>Tamaño de abertura, TAA:</b>	0.425	mm
<b>Permeabilidad del geotextil, K<sub>g</sub>:</b>	0.012	cm/s

Según el criterio de retención:

$$TAA < D_{85} \times B$$

Donde B es Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo por filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo de Geotextil como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de suelo a drenar	B	Observaciones
Arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 0.5Cu B = 8/Cu	2 < Cu* ≤ 8 2 < Cu ≤ 4 4 < Cu ≤ 8
Suelos arenosos mal gradados	1.5 ≤ B ≤ 2.0	
Suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 1.8	Geotextil tejido, TAA ≤ D <sub>85</sub> Geotextil no tejido, TAA ≤ 1.8* D <sub>85</sub>

\*Coeficiente de uniformidad Cu = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>  
Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.



**B=** 1.80  
**D<sub>85</sub> x B=** 2.70 mm **OK**

Según el criterio de permeabilidad:

Se tiene en cuenta la siguiente tabla:

Tipo de flujo	Condición	Observaciones
Para condiciones de flujo estable o flujo laminar	$k_g > k_s$	Suelos no dispersivos con porcentajes de finos no mayores al 50%
Para condiciones de flujo crítico	$k_g > 10k_s$	Altos gradientes hidráulicos. Se recomienda colocar adicionalmente una capa de arena media a gruesa

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.

Donde:

$k_g$  = Permeabilidad del Geotextil  
 $k_s$  = Permeabilidad del suelo

**10K=** 0.003167 cm/s **OK**

## 2.8. Resumen

Generales		
Área	3187	m <sup>2</sup>
Ancho	4	m
Largo	796.8	m
Capa superficial		
Material	Concreto	
Relación de vacíos (e)	0.20	
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
Espesor	0.15	m
Cama de apoyo (Bedding Layer)		
Material	Piedra N° 57	
Espesor	0.10	m
Capa de reservorio (Reservoir Layer)		
Material	Piedra N° 02	
Espesor	0.60	m
Borde Libre	0.15	m
Tubería perforada (underdrain)		
Material	Tubería PVC perforada	
Cantidad	1	
Diámetro	300	mm
Pendiente	5	%
Perforaciones	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m	

<b>Cama (Piedra N° 57)</b>	0.05	m
<b>Sobrecama (Piedra N° 57)</b>	0.10	m
<b>Capa de filtro (Filter Layer)</b>		
<b>Material</b>	Piedra N° 8	
<b>Espesor</b>	0.10	
<b>Geotextil</b>		
<b>Tamaño de abertura, TAA</b>	0.425	mm
<b>Permeabilidad del geotextil, <math>K_g</math></b>	0.012	cm/s

## 2.9. SWMM

<b>Surface</b>		
<b>Berm Heigh</b>	200.00	mm
<b>Vegetation Volume Fraction</b>	0	
<b>Surface Roughness (n)</b>	0.015	
<b>Surface Slope</b>	5.00	%
<b>Pavement</b>		
<b>Thickness</b>	150.00	mm
<b>Void Ratio</b>	0.25	
<b>Impervious Surface Fraction</b>	0.0	
<b>Permeability</b>	7200.00	mm/h
<b>Storage</b>		
<b>Thickness</b>	750.00	mm
<b>Void Ratio</b>	0.4	
<b>Seepage rate</b>	11.40	mm/h
<b>Drain</b>		
<b>N° drains</b>	1	
<b>Flow Coefficient</b>	271.10	mm/h
<b>Flow Exponent</b>	0	
<b>Offset</b>	50.00	mm

## B.12. Diseño de zanja de infiltración

A continuación, se muestra la hoja de cálculo típica del diseño de un tipo de zanja de infiltración.

### DISEÑO DE LA ZANJA DE INFILTRACIÓN 03 (IFT03)

#### 1. DATOS INICIALES

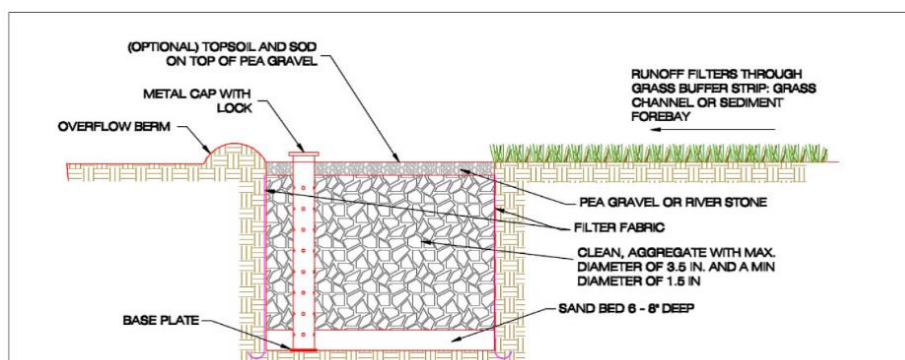
##### 1.1. Datos de subcuenca

<b>Tipo de Zanja:</b>	IFT03	
<b>Área de subcuenca:</b>	20698.72	m <sup>2</sup>
<b>V<sub>wq</sub>=</b>	340.00	m <sup>3</sup>
<b>Q<sub>p</sub>=</b>	0.090	m <sup>3</sup> /s
<b>Nº Tramos:</b>	2	und
<b>Longitud de tramo:</b>	280.0	m

##### 1.2. Datos geotécnicos

<b>Tipo de Suelo:</b>	Suelo 1	
<b>Permeabilidad del material base (k):</b>	0.0003167	cm/s
<b>D<sub>85</sub>=</b>	1.50	mm

#### 2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO



Para el diseño del Infiltration Trench se utilizan las siguientes fuentes:

- Department of Energy and Environment (2020). Stormwater Management Guidebook.
- Virginia Department of Transportation (2013). BMP Design Manual of Practice.

##### 2.1. Restricciones

$A_{max} = 30000 \text{ m}^2$  Área máxima de subcuenca **OK**

$S_{max} = 6 \%$  Pendiente máxima del infiltration trench

### 2.2. Diseño de la capa de superficie del infiltration trench

Teniendo en consideración la Tabla 3.30 de DOEE (2020).

Material	Specification	Notes
Surface Layer (optional)	Topsoil and grass layer	
Surface Stone	Install a 3-inch layer of river stone or pea gravel.	Provides an attractive surface cover that can suppress weed growth.
Stone Layer	Aggregate with a maximum diameter of 3.5 inches and a minimum diameter of 1.5 inches. Stone must be washed clean and free of fines (no more than 2% passing the No. 200 sieve).	
Observation Well	Install a vertical 6-inch Schedule 40 PVC perforated pipe, with a lockable cap and anchor plate.	Install one per 50 feet of length of infiltration practice.
Overflow Collection Pipe (optional)	Use 4- or 6-inch rigid schedule 40 PVC pipe, with three or four rows of 3/8-inch perforations at 6 inches on center.	
Trench Bottom	Install a 6- to 8-inch sand layer (e.g., ASTM C-33, 0.02–0.04 inch in diameter)	
Geotextile Fabric (sides only)	An appropriate geotextile fabric that complies with AASHTO M-288 Class 2, latest edition, requirements and has a permeability of at least an order of magnitude (10 times) higher than the soil subgrade permeability must be used.	

Para el diseño se considera lo siguiente:

<b>Espesor=</b>	0.075	m
<b>Material=</b>	Piedra de río (cantos rodados) menor a 6"	

### 2.3. Diseño de la capa de reservorio (stone layer)

Teniendo en cuenta la Tabla 3.30 de la referencia a)

<b>Material=</b>	Agregado (1.5 - 3.5"). Piedra lavada y libre de finos. No más de 2 % pasa la malla N° 200.
------------------	--

Para el diseño hidráulico:

$K_d = 0.0001583 \text{ cm/s}$  Permeabilidad de diseño

La profundidad máxima de la capa de reservorio se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013)):

$$d_{max} = \frac{K_d \times T_{max}}{e}$$

Donde:

\*  $d_{max}$  es la profundidad máxima de la capa de reservorio

\*  $T_{max}$  es el tiempo de drenado máximo.

\*e es la relación de vacíos del material de la capa de reservorio

Entonces:

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 72 \quad \text{h} \\ e &= 0.40 \\ d_{\max} &= 1.03 \quad \text{m} \end{aligned}$$

El área mínima de la superficie del infiltration trench se define mediante la siguiente ecuación (Según VDOT (2013)):

$$A_{\min} = \frac{V_{wq}}{d_{\max} \times e}$$

Donde:

\*  $A_{\min}$  es el área mínima de la superficie del infiltration trench

Entonces:

$$A_{\min} = 828.46 \quad \text{m}^2$$

Predimensionando:

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ Tramos} &= 2 \quad \text{und} \\ \text{Long. Tramo} &= 280.0 \quad \text{m} > \text{La profundidad del dren filtrante debe ser entre 0.60 - 3.00 m} \\ W &= 1.80 \quad \text{m} > \text{El ancho máximo del filtro debe ser 2.5 m} \\ \text{Longitud Total} &= 560.00 \quad \text{m} \\ A &= 1008.00 \quad \text{m}^2 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

Recalculando la profundidad de la capa del reservorio:

$$d_{\text{cal}} = 0.84 \quad \text{m} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto:

<b>Material=</b>	Agregado (1.5 - 3.5"). Piedra lavada y libre de finos. No más de 2 % pasa la malla N° 200.	
<b>N° Tramos=</b>	2	und
<b>Long. Tramo=</b>	280.00	m
<b>W=</b>	1.80	m
<b>Longitud Total=</b>	560.00	m
<b>A=</b>	1008.00	m <sup>2</sup>
<b>d=</b>	0.90	m
<b>B<sub>libre</sub>=</b>	0.15	m
<b>V<sub>alm</sub>=</b>	362.88	m <sup>3</sup> <b>OK</b>

## 2.4. Diseño de la cama de apoyo

Para el diseño se considera lo siguiente:

<b>Espesor=</b>	0.15	m
<b>Material=</b>	ASTM C-33, 0.02 - 0.04"	

## 2.5. Diseño del observation well

<b>Material=</b>	Tubería PVC perforada	
<b>Diámetro=</b>	160	mm
<b>Perforaciones=</b>	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m. Solo en la capa de reservorio	
<b>Distancia=</b>	Cada 15 m	

## 2.6. Geotextil

Considerando un Geotextil Tejido de las siguientes características:

<b>Tamaño de abertura, TAA:</b>	0.425	mm
<b>Permeabilidad del geotextil, K<sub>g</sub>:</b>	0.012	cm/s

Según el criterio de retención:

$$TAA < D_{85} \times B$$

Donde B es Coeficiente que varía entre 1 y 3. Depende del tipo de suelo por filtrar, de las condiciones de flujo y del tipo de Geotextil como se muestra en la siguiente tabla:

Tipo de suelo a drenar	B	Observaciones
Arenas, arenas gravosas, arenas limosas y arenas arcillosas (con menos del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 0.5Cu B = 8/Cu	2 < Cu* ≤ 8 2 < Cu ≤ 4 4 < Cu ≤ 8
Suelos arenosos mal gradados	1.5 ≤ B ≤ 2.0	
Suelos finos (más del 50% pasa tamiz #200)	B = 1 B = 1.8	Geotextil tejido, TAA ≤ D <sub>85</sub> Geotextil no tejido, TAA ≤ 1.8* D <sub>85</sub>

\*Coeficiente de uniformidad Cu = D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>  
Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.

$$B = 1.80$$

$$D_{85} \times B = 2.70 \quad \text{mm} \quad \text{OK}$$

Según el criterio de permeabilidad:

Se tiene en cuenta la siguiente tabla:

Tipo de flujo	Condición	Observaciones
Para condiciones de flujo $kg > ks$ estable o flujo laminar		Suelos no dispersivos con porcentajes de finos no mayores al 50%
Para condiciones de flujo $kg > 10ks$ crítico		Altos gradientes hidráulicos. Se recomienda colocar adicionalmente una capa de arena media a gruesa

Fuente: Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos PAVCO.

Donde:

kg = Permeabilidad del Geotextil  
ks = Permeabilidad del suelo

**10K=**                      0.003167      cm/s                      **OK**

## 2.7. Resumen

Generales		
<b>Nº Tramos:</b>	2	und
<b>Ancho de tramo:</b>	1.80	m
<b>Largo de tramo:</b>	280.00	m
<b>Largo Total:</b>	560.00	
<b>Area:</b>	1008.00	m <sup>2</sup>
Capa de superficie		
<b>Espesor=</b>	0.075	m
<b>Material=</b>	Piedra de río (cantos rodados) menor a 6"	
Capa de reservorio (stone layer)		
<b>Material=</b>	Agregado (1.5 - 3.5"). Piedra lavada y libre de finos. No mas de 2 % pasa la malla Nº 200.	
<b>d=</b>	0.90	m
<b>B<sub>libre</sub>=</b>	0.15	m
<b>V<sub>alm</sub>=</b>	362.88	m <sup>3</sup>
Cama de apoyo		
<b>Espesor=</b>	0.15	m
<b>Material=</b>	ASTM C-33, 0.02 - 0.04"	
Observation well		
<b>Material=</b>	Tubería PVC perforada	
<b>Diámetro=</b>	160	mm
<b>Perforaciones=</b>	3 o 4 filas de perforaciones (Φ 3/8") cada 0.15 m. Solo en la capa de reservorio	
<b>Distancia=</b>	Cada 15 m	
Geotextil		
<b>Tamaño de abertura, TAA</b>	0.425	mm

<b>Permeabilidad del geotextil, K<sub>g</sub></b>	0.012	cm/s
---	-------	------

**2.8. SWMM**

<b>Surface</b>		
<b>Berm Heigh</b>	200.00	mm
<b>Vegetation Volume Fraction</b>	0	
<b>Surface Roughness (n)</b>	0.12	
<b>Surface Slope</b>	5.00	%
<b>Storage</b>		
<b>Thickness</b>	1050.00	mm
<b>Void Ratio</b>	0.4	
<b>Seepage rate</b>	11.40	mm/h