

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA



FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**“Modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de
drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba, Chota, 2023”**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil

Línea de investigación:

Diseño y gestión de sistemas hidráulicos

Autor(es):

Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera

Roxana Saucedo Cabrera

Asesor:

Dr. Ing. Edwar Cieza Sánchez

Chota – Perú

2026



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA



CARTA N° 08-2026-UNACH/UI/MAST

A : **Dr. Edwar Cieza Sánchez**
Asesor del jurado de tesis FCI-UNACH.
Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro
Presidente del jurado de tesis FCI-UNACH.

ASUNTO : Constancia de Originalidad de Turnitin de Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera y Roxana Saucedo Cabrera.

FECHA : Colpa Matara, 29 de mayo del 2026.

REFERENCIA: i) Envío de tesis en digital en su versión final
ii) Carta N°023-2026-UNACH-LON / Conformidad por parte del presidente del jurado de tesis.
iii) Carta N°018-2026-UNACH/LAMC / Conformidad por parte del secretario del jurado de tesis.
iv) Carta N°003-2026-ENCHV / Conformidad por parte del vocal del jurado de tesis

De mi mayor consideración

Es grato dirigirme a Usted para expresar mi saludo, y a la vez alcanzar la constancia de originalidad de TURNITIN de la tesis denominada: **“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023”**, elaborado por los bachilleres en ingeniería civil **Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera y Roxana Saucedo Cabrera**, para continuar con sus trámites ante la UNACH.

Sin otro particular, es propicia la ocasión para reiterarle las muestras de mi distinguida consideración y estima.

Atentamente,

Miguel Ángel SILVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
197732

Ing. Miguel Ángel Silva Tarrillo
Director de la unidad de
investigación FCI-UNACH

CC.
Archivo
Adjunto:

- 1) Constancia de originalidad N° 08-2026.
- 2) Reporte TURNITIN


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis



Colpa Matara, 29 de mayo del 2026.

C.O. N° 08-2026-UI-EPIC

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD Y USO DE IA

El que suscribe, Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de Chota, hace constar que el Informe Final de Tesis titulado: **“MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023”**, elaborado por los bachilleres en ingeniería civil: **Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera y Roxana Saucedo Cabrera**, para optar el Título Profesional de ingeniero civil, presenta un índice de similitud de 10% excluyendo texto citado, bibliografía y fuentes que tengan coincidencias de menos de 10 palabras, no teniendo un porcentaje de escritura con inteligencia artificial; por lo tanto, cumple con los criterios de evaluación de originalidad establecidos en el acápite g) del artículo 20 del Reglamento de Grados y Títulos UNACH, aprobado mediante la Resolución C.O. N° 120-2022-UNACH con fecha de 03 de marzo de 2022.

Se expide la presente, en conformidad a la directiva antes mencionada, para los fines que estime pertinentes.

Miguel Ángel SILVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL

Ing. Miguel Ángel Silva Tarrillo
Director de la unidad de
investigación FCI-UNACH

Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis

Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera Roxana Saucedo C...

Modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba, Chota,...

 Informe Final de Tesis

 UNIDAD DE INVESTIGACION FIC 2026

 Universidad Nacional Autonoma de Chota

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3581969070

Fecha de entrega

29 may 2026, 9:14 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

29 may 2026, 9:20 a.m. GMT-5

Nombre del archivo

INFORME_FINAL_DE_TESIS_Jeyler_Roxana_25.11.25_ok_TNT.pdf

Tamaño del archivo

21.9 MB

335 páginas

93.711 palabras

401.063 caracteres


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis
Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 187782

10% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto mencionado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 10% Fuentes de Internet
- 1% Publicaciones
- 2% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.


Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 187782


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis

Fuentes principales

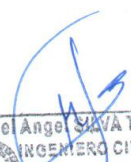
- 10% Fuentes de Internet
- 1% Publicaciones
- 2% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	Internet	repositorio.unach.edu.pe	7%
2	Internet	hdl.handle.net	<1%
3	Internet	www.repositorio.unach.edu.pe	<1%
4	Internet	repositorio.uta.edu.ec	<1%
5	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo	<1%
6	Internet	www.ut.ee	<1%
7	Internet	repositorio.ucv.edu.pe	<1%
8	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Autonoma de Chota	<1%
9	Internet	repositorio.udh.edu.pe	<1%
10	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Santa María	<1%
11	Trabajos del estudiante	Infile	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Angel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 137782

12	Internet	repositorio.ulvr.edu.ec	<1%
13	Internet	repositorio.uns.edu.pe	<1%
14	Internet	repositorio.unap.edu.pe	<1%
15	Internet	documents.mx	<1%
16	Trabajos del estudiante	ucb	<1%
17	Trabajos del estudiante	Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador	<1%
18	Internet	repositorio.ana.gob.pe	<1%
19	Internet	repositorio.unprg.edu.pe	<1%
20	Trabajos del estudiante	Escuela Superior Politécnica del Litoral	<1%
21	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnológica de los Andes	<1%
22	Internet	repositorio.ucss.edu.pe	<1%
23	Internet	repositorio.upt.edu.pe	<1%
24	Trabajos del estudiante	Associatie K.U.Leuven	<1%
25	Internet	repositorioacademico.upc.edu.pe	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Ángel CAZA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 157782

26	Trabajos del estudiante	Universidad La Gran Colombia	<1%
27	Internet	es.scribd.com	<1%
28	Internet	repositorio.undac.edu.pe	<1%
29	Internet	repositorio.unsm.edu.pe	<1%
30	Trabajos del estudiante	Universidad Privada Antenor Orrego	<1%
31	Internet	normograma.sena.edu.co	<1%
32	Trabajos del estudiante	Universidad Católica San Pablo	<1%
33	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Colombia	<1%
34	Trabajos del estudiante	Blackboard	<1%
35	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	<1%
36	Internet	www.scribd.com	<1%
37	Trabajos del estudiante	Universidad de Ciencias y Humanidades	<1%
38	Internet	es-static.z-dn.net	<1%
39	Internet	repositorio.unfv.edu.pe	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 197792

40	Trabajos del estudiante	Universidad Estatal de Bolívar	<1%
41	Internet	repositorio.unsaac.edu.pe	<1%
42	Internet	repositorio.upla.edu.pe	<1%
43	Publicación	GUERRERO TORRES YOEL RICARDO. "EIA-SD del Proyecto Denominado Mejoramie...	<1%
44	Internet	repositorio.utea.edu.pe	<1%
45	Internet	www.slideshare.net	<1%
46	Trabajos del estudiante	Universidad Pontificia Bolivariana	<1%
47	Internet	silو.тiрs	<1%
48	Trabajos del estudiante	UC - Semipresencial / A distancia	<1%
49	Trabajos del estudiante	Universidad Andina del Cusco	<1%
50	Internet	journals.openedition.org	<1%
51	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de Piura	<1%
52	Internet	kupdf.net	<1%
53	Internet	www.coursehero.com	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Angel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 10782

54	Trabajos del estudiante	Universidad Central de Colombia	<1%
55	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo	<1%
56	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional del Centro del Peru	<1%
57	Internet	apirepositorio.unu.edu.pe	<1%
58	Internet	idoc.pub	<1%
59	Internet	repositorio.unamba.edu.pe	<1%
60	Internet	repositorio.unjbg.edu.pe	<1%
61	Internet	vdocuments.mx	<1%
62	Trabajos del estudiante	UTEC Universidad de Ingeniería & Tecnología (NO TOCAR)	<1%
63	Internet	matjournals.net	<1%
64	Internet	repositorio.unsch.edu.pe	<1%
65	Trabajos del estudiante	Dumfries and Galloway College	<1%
66	Publicación	Flavio Jossepith Tejada-Diaz, Jani Kaori Nacira Rojas-Bicerra, Abel Carmona-Artea...	<1%
67	Publicación	HIDROSUELOS S.A.S., SUCURSAL DEL PERU. "Instrumento de Gestión Ambiental C...	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 187732

68	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Agraria La Molina	<1%
69	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de Moquegua	<1%
70	Trabajos del estudiante	Universidad San Ignacio de Loyola	<1%
71	Internet	ajme.aut.ac.ir	<1%
72	Internet	apirepositorio.unh.edu.pe	<1%
73	Internet	repository.udistrital.edu.co	<1%
74	Internet	www.cienciayeducacion.com	<1%
75	Internet	Acuña, Julia, Sánchez Bernardo, Tannia. "Caracterización hidrológica de los distrit...	<1%
76	Trabajos del estudiante	Universidad de Almeria	<1%
77	Internet	cybertesis.unmsm.edu.pe	<1%
78	Internet	pai.uas.edu.mx	<1%
79	Internet	rcnorandina.unach.edu.pe	<1%
80	Internet	repositorio.unh.edu.pe	<1%
81	Internet	repositorio.upn.edu.pe	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 187782

82	Internet	repositorio.usmp.edu.pe	<1%
83	Internet	tesis.usat.edu.pe	<1%
84	Internet	vdocumento.com	<1%
85	Trabajos del estudiante	Universidad de Piura	<1%
86	Internet	alicia.concytec.gob.pe	<1%
87	Internet	biblioteca.puntoedu.edu.ar	<1%
88	Internet	dspace.uazuay.edu.ec	<1%
89	Internet	edoc.pub	<1%
90	Internet	issuu.com	<1%
91	Internet	pdfcookie.com	<1%
92	Internet	repositorio.uap.edu.pe	<1%
93	Internet	repositorio.urp.edu.pe	<1%
94	Internet	tesis.ucsm.edu.pe	<1%
95	Internet	www.tdx.cat	<1%


Mag. Ing. Edwar Cieza Sánchez
Asesor de tesis


Miguel Ángel SAVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. 157782



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Ley de Creación N° 29531

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 160-2018-SUNEDU/CD

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las 04:00 p.m. del día 16 de junio, reunidos en la sala de Incuba 2do piso del local central, los miembros del jurado de tesis que suscriben, para escuchar y evaluar la sustentación de tesis presentado por los bachilleres: **Jeyler Noyvel Sánchez Cabrera y Roxana Saucedo Cabrera**, denominada: **"Modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba, Chota, 2023"**; escuchada la sustentación, y absueltas las preguntas a las observaciones formuladas, la declaramos:

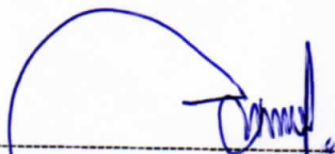
APROBADO

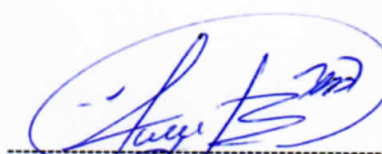
CON EL CALIFICATIVO (*)

CATORCE (14)

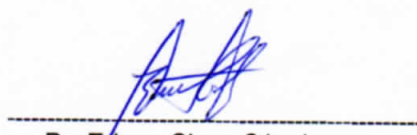
En consecuencia, se le declara **EXPEDITO** para conferirle el Título de Ingeniero civil, elevando la presente acta al coordinador de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería a fin de que se emita el acto resolutivo, en conformidad con la ley universitaria y el estatuto de la Universidad.

Chota, 16 de junio del 2026.


Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro.
PRESIDENTE


Mg. Luis Angel Mozo Cruz
SECRETARIO


Dr. Elmer Natividad Chávez Vásquez
VOCAL


Dr. Edwar Cieza Sánchez
ASESOR

(*) De acuerdo al reglamento específico del proyecto y tesis de investigación de la EPIC, aprobada con Resolución de coordinación N° 141-2020, Artículo 21, cuya calificación es: (20 Summa Cum Laude); (18-19: Aprobado con excelencia); (15-17: Aprobado con mención honrosa); (12-14: Aprobado); (0-11: Desaprobado).

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo, en primer lugar, a Dios, por guiarnos, fortalecernos y darnos la sabiduría necesaria en cada etapa de esta investigación.

A nuestras familias, por su amor incondicional, por ser sostén en los momentos más exigentes y por recordarnos siempre el valor del esfuerzo, la disciplina y la perseverancia.

Y a nuestros amigos, quienes, con su apoyo constante, sus palabras de aliento y su compañía sincera, hicieron más llevadera esta etapa académica, impulsándonos a culminar el presente estudio con dedicación y compromiso.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos profundamente a Dios por permitirnos llegar al final de este proceso académico con salud, fortaleza y claridad.

Expresamos nuestro especial reconocimiento al Dr. Ing. Edwar Cieza Sánchez, asesor de la presente investigación, por su guía, sus observaciones oportunas y el rigor técnico que supo inculcarnos para garantizar la solidez del trabajo realizado.

Manifestamos también nuestro agradecimiento a la población de la ciudad de Tacabamba por brindar las facilidades necesarias durante las visitas de campo, el levantamiento de información y el desarrollo de los estudios hidrológicos e hidráulicos.

Finalmente, agradecemos a todas las personas e instituciones que, directa o indirectamente, contribuyeron al desarrollo de esta investigación, la cual busca promover el bienestar y la seguridad de la comunidad tacabambina.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS	xxiv
RESUMEN.....	xxv
ABSTRACT	xxvi
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	27
1.1. Planteamiento del problema.....	27
1.2. Justificación.....	28
1.3. Formulación del problema.....	30
1.4. Objetivos.....	30
1.4.1. Objetivo general	30
1.4.2. Objetivos específicos	30
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	31
2.1. Antecedentes	31
2.1.1. Antecedentes internacionales	31
2.1.2. Antecedentes nacionales	36
2.1.3. Antecedentes regionales.....	39
2.2. Bases teóricas	41
2.2.1. Modelamiento hidrológico	41
2.2.2. Procesos y métodos para la estimación de caudales de diseño	41
2.2.3. Aplicación por vías (método de cuencas viales)	47
2.2.4. Modelamiento hidráulico	47
2.2.5. Modelamiento hidráulico computacional.....	50
2.2.6. Diseño geométrico del sistema de drenaje	51
2.2.7. Diseño de cunetas.....	52
2.2.8. Diseño de alcantarillas	56
2.2.9. Diseño de badenes.....	57
2.2.10. Norma CE.040 “Diseño pluvial” (MVCS, 2024).....	58
2.3. Definiciones conceptuales	59
2.3.1. Sistema de drenaje pluvial	59

2.3.2. Modelamiento hidrológico e hidráulico	62
2.3.3. Diseño del sistema de drenaje pluvial	67
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	70
3.1. Tipo, diseño, nivel y enfoque de investigación	70
3.2. Ubicación, población, muestra, muestreo y unidad de análisis.....	71
3.2.1. Ubicación	71
3.2.2. Población.....	72
3.2.3. Muestreo.....	73
3.2.4. Muestra.....	74
3.2.5. Unidad de análisis	74
3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	75
3.3.1. Técnicas de recolección de datos	75
3.3.2. Instrumentos de recolección de datos	75
3.4. Hipótesis	76
3.5. Operacionalización de variables	77
3.5.1. Variable independiente.....	77
3.5.2. Variable dependiente.....	77
3.5.3. Matriz de operacionalización de variables	78
3.6. Procedimientos de recolección de datos	79
3.6.1. Visita técnica a la ciudad de Tacabamba	79
3.6.2. Levantamiento topográfico	80
3.6.3. Delimitación de cuencas hidrográficas	82
3.6.4. Análisis hidrológico	89
3.6.5. Análisis hidráulico: cálculo y análisis de caudales circundantes	120
3.6.6. Diseño de cunetas en el programa H-Canales y hojas de cálculo en Microsoft Excel	126
3.6.7. Diseño del badén triangular	134
3.6.8. Diseño de la alcantarilla	136
3.6.9. Modelamiento geométrico y elaboración de planos del sistema de drenaje pluvial en Revit 2022 y Civil 3D 2024	138
3.6.10. Modelamiento HEC-RAS para verificar su eficiencia hidráulica	142

3.7. Procedimientos de análisis de datos	153
3.8. Material y equipos (descripción del uso)	154
3.9. Aspectos éticos	156
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	157
4.1. Descripción de resultados	157
4.1.1. Caudales de diseño del sistema de drenaje pluvial	157
4.1.2. Diseño del sistema de drenaje pluvial.....	239
4.1.3. Capacidad y funcionamiento del sistema de drenaje pluvial	332
4.2. Contrastación de hipótesis.....	339
4.2.1. Datos para el análisis.....	339
4.2.2. Análisis inferencial.....	343
4.2.3. Análisis descriptivo	345
4.2.4. Inferencia.....	346
4.3. Discusión.....	346
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	359
5.1. Conclusiones.....	359
5.2. Recomendaciones.....	361
REFERENCIAS.....	362
ANEXOS.....	369
Anexo 1. Matriz de consistencia.....	369
Anexo 2. Panel fotográfico	370
Anexo 3. Documentación técnica del análisis hidrológico e hidráulico	376
Anexo 4. Planos	378

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores.....	44
Tabla 2	Coeficientes de escorrentía según cobertura vegetal, tipo de suelo y pendiente del terreno .	46
Tabla 3	n de Manning para cunetas de calles y calzadas	49
Tabla 4	Tipo de investigación según los principales criterios	70
Tabla 5	Criterios de inclusión y exclusión para la selección del área de estudio.....	73
Tabla 6	Subcuencas urbanas de estudio en la ciudad de Tacabamba.....	74
Tabla 7	Matriz de operacionalización de variables	78
Tabla 8	Parámetros geomorfológicos de la microcuenca de la ciudad de Tacabamba	84
Tabla 9	Parámetros geomorfológicos de las microcuencas que aportan a las calles	87
Tabla 10	Parámetros geomorfológicos de las microcuencas para las alcantarillas	88
Tabla 11	Parámetros geomorfológicos de la microcuenca 03 para el badén	88
Tabla 12	Estaciones de la provincia de Chota y alrededores.....	89
Tabla 13	Ubicación geográfica de la estación Chota	91
Tabla 14	Precipitación máxima en 24 h, estación Chota (1971-2024)	92
Tabla 15	Umbral de datos dudosos de la estación Chota.....	93
Tabla 16	Precipitación máxima histórica y corregida: estación Chota	95
Tabla 17	Valores delta teórico y tabular, estación Chota.....	97
Tabla 18	Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota por el modelo Log-Pearson tipo III.....	98
Tabla 19	Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota corregidas por transferencia de datos para la microcuenca de la ciudad de Tacabamba	99
Tabla 20	Intensidades máximas para diferentes tiempos de retorno y concentración adaptado a la microcuenca de la ciudad de Tacabamba.....	102
Tabla 21	Coeficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040	103
Tabla 22	Caudal por el método racional para la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba	104
Tabla 23	Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota corregidas por transferencia de datos para las microcuencas aportantes	106
Tabla 24	Intensidades máximas para la microcuenca que aporta al badén	110
Tabla 25	Intensidades máximas para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 1	110
Tabla 26	Intensidades máximas para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 2	111
Tabla 27	Intensidades máximas para la microcuenca 01 que aporta a la subcuenca urbana 02	112
Tabla 28	Intensidades máximas para la microcuenca 02 que aporta a la subcuenca urbana 03	112
Tabla 29	Coeficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040	113
Tabla 30	Coeficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040	114

Tabla 31 Coeficiente de escorrentía calculado para la microcuenca de la canalización que pasa directamente al río.....	114
Tabla 32 Coeficiente de escorrentía calculado para la microcuenca aportante 01, aporta caudal a la subcuenca urbana 02.....	115
Tabla 33 Coeficiente de escorrentía calculado para la microcuenca aportante 01, aporta caudal a la subcuenca urbana 02.....	115
Tabla 34 Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta al badén.....	116
Tabla 35 Caudal por método racional para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 1.....	117
Tabla 36 Caudal de diseño para la alcantarilla 1.....	117
Tabla 37 Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 2.....	118
Tabla 38 Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la subcuenca urbana 02.....	119
Tabla 39 Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la subcuenca urbana 03.....	119
Tabla 40 Intensidades máximas para tiempos de retorno de 2, 5 y 10 años, y tiempos de concentración de 10, 15 y 20 min, microcuenca de la ciudad de Tacabamba.....	120
Tabla 41 Criterios para la selección del coeficiente de escorrentía C en áreas urbanas de Tacabamba.....	121
Tabla 42 Ancho de inundación admisible según el ancho de la vía.....	130
Tabla 43 Equipos, materiales e instrumentos utilizados en la investigación.....	155
Tabla 44 Resumen hidrológico de las siete subcuencas urbanas analizadas mediante el Método Racional.....	158
Tabla 45 Resumen hidráulico general de las siete subcuencas urbanas – Verificación de lámina de escurrimiento.....	159
Tabla 46 Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 1.....	164
Tabla 47 Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 1.....	167
Tabla 48 Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 1, para verificar subcuencas urbanas críticas.....	169
Tabla 49 Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 2.....	170
Tabla 50 Caudal aportante de la microcuenca 01.....	171
Tabla 51 Caudales circundantes de diseño para la subcuenca urbana 2 en los puntos a los que llega la microcuenca aportante 01.....	172
Tabla 52 Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 2.....	174
Tabla 53 Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 2, para verificar subcuencas urbanas críticas.....	176

Tabla 54	Caudal aportante de la microcuenca 02	178
Tabla 55	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje E sin caudal aportante de la microcuenca 02	178
Tabla 56	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje E con caudal aportante (0.681 m ³ /s) de la microcuenca 02	179
Tabla 57	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje F sin caudal aportante de la microcuenca 02	179
Tabla 58	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje F con caudal aportante (0.681 m ³ /s) de la microcuenca 02.....	180
Tabla 59	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, entre D-F, ramales lado 01	181
Tabla 60	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, entre D-F, ramales lado 02	182
Tabla 61	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3	183
Tabla 62	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, ramales entre D-F	186
Tabla 63	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, ramales entre F-G	188
Tabla 64	Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 3, para verificar subcuencas urbanas críticas	189
Tabla 65	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de octubre	192
Tabla 66	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de octubre.....	193
Tabla 67	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco	193
Tabla 68	Caudales circundantes para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, ramales	194
Tabla 69	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4	196
Tabla 70	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, ramales.....	199
Tabla 71	Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 4, para verificar subcuencas urbanas críticas	200
Tabla 72	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Washinton.....	202

Tabla 73	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Marañón.....	203
Tabla 74	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir.....	204
Tabla 75	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre H-I	205
Tabla 76	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre I-J	206
Tabla 77	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre J-K.....	207
Tabla 78	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5	210
Tabla 79	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales.....	214
Tabla 80	Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 5, para verificar subcuencas urbanas críticas	218
Tabla 81	Resumen de caudales circundantes por el método racional, subcuenca urbana 6.....	221
Tabla 82	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 6	224
Tabla 83	Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 6, para verificar subcuencas urbanas críticas	226
Tabla 84	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón 03.....	227
Tabla 85	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón Dos de Mayo.....	228
Tabla 86	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón 06 y Calle El Sol.....	229
Tabla 87	Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, ramales.....	230
Tabla 88	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7	233
Tabla 89	Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, ramales.....	235
Tabla 90	Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 7, para verificar subcuencas urbanas críticas	237
Tabla 91	Resumen general de dimensiones de cunetas por subcuenca.....	240
Tabla 92	Resumen de las dimensiones de las cunetas de la subcuenca urbana 1	241

Tabla 93 Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 1, Punto 1, lado izquierdo.....	242
Tabla 94 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 1, Punto 3, Sección de las cunetas: de $H=35$; $A=30$	243
Tabla 95 Resumen de cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2.....	246
Tabla 96 Resumen de cunetas triangulares compuestas en la subcuenca urbana 2	246
Tabla 97 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, puntos 11 y 12 .	249
Tabla 98 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, punto 13, 15 y 17	250
Tabla 99 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, punto 14, 16 y 18	250
Tabla 100 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, Punto 19 y 21	250
Tabla 101 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, Punto 20 y 22	251
Tabla 102 Resumen de cunetas rectangulares diseñadas en la subcuenca urbana 3	257
Tabla 103 Cunetas triangulares diseñadas en la subcuenca urbana 3	257
Tabla 104 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en el eje E, subcuenca urbana 3.....	260
Tabla 105 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada entre D – F subcuenca urbana N° 3.....	260
Tabla 106 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en el eje F, subcuenca urbana 3.....	261
Tabla 107 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada entre F-G, subcuenca urbana 3.....	262
Tabla 108 Resumen de las dimensiones de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 4	277
Tabla 109 Resumen de las dimensiones de las cunetas triangulares de la subcuenca urbana 4.....	277
Tabla 110 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 45 y 46	280
Tabla 111 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 47 y 48	280
Tabla 112 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 49 y 50	280
Tabla 113 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 51 y 52.....	281
Tabla 114 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 53 y 54.....	281
Tabla 115 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 55 y 56.....	281
Tabla 116 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 57 y 58.....	282
Tabla 117 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 59 y 60.....	282

Tabla 118 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 61 y 62.....	282
Tabla 119 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 63 y 64	283
Tabla 120 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 65 y 66	283
Tabla 121 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 67 y 68	283
Tabla 122 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 69 y 70	284
Tabla 123 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 71 y 72	284
Tabla 124 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 73 y 74	284
Tabla 125 Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Lima	285
Tabla 126 Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr. José Olaya	285
Tabla 127 Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Dos de Mayo	285
Tabla 128 Verificación hidráulica de la cuneta triangular diseñada en la subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Túpac.....	286
Tabla 129 Verificación hidráulica de la cuneta triangular diseñada en la subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Aviación	286
Tabla 130 Resumen de cunetas rectangulares diseñadas en la subcuenca urbana 5	289
Tabla 131 Resumen de cunetas triangulares diseñadas en la subcuenca urbana 5, ramales	289
Tabla 132 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 75 y 76	294
Tabla 133 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 77 y 78	295
Tabla 134 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 79 y 80	295
Tabla 135 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 81 y 82	295
Tabla 136 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 83 y 84	296
Tabla 137 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 85 y 86	296

Tabla 138 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 87 y 88	296
Tabla 139 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 91 y 92	297
Tabla 140 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 93 y 94	297
Tabla 141 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 95 y 96	297
Tabla 142 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 97 y 98	298
Tabla 143 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 99 y 100	298
Tabla 144 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 101 y 102	298
Tabla 145 Verificación de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 115-115'	299
Tabla 146 Verificación hidráulica de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 118-119	299
Tabla 147 Verificación de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 117-116	300
Tabla 148 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 120 y 121	300
Tabla 149 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 122 y 123	300
Tabla 150 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 124 y 125	301
Tabla 151 Verificación hidráulica de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 126-127	301
Tabla 152 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales lado H-I	302
Tabla 153 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales lado I-J	303
Tabla 154 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales lado J-K	304
Tabla 155 Dimensiones de cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 6.....	307
Tabla 156 Verificación hidráulica de las cunetas diseñadas en la subcuenca urbana 6	309
Tabla 157 Resumen de dimensiones de cunetas diseñadas en la subcuenca urbana 7.....	312
Tabla 158 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 128 y 129	315

Tabla 159 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 130 y 131	315
Tabla 160 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, puntos 132 y 133	316
Tabla 161 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 134 y 135	316
Tabla 162 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 136 y 137	316
Tabla 163 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 138 y 139	317
Tabla 164 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 140 y 141	317
Tabla 165 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 142 y 143	317
Tabla 166 Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 144 y 145	318
Tabla 167 Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 146 y 147	318
Tabla 168 Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, punto 148.....	318
Tabla 169 Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 149 y 150	318
Tabla 170 Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, ramales	319
Tabla 171 Resumen del diseño de parrillas metálicas.....	322
Tabla 172 Resumen del diseño de tapa de concreto para cunetas en calles de ancho reducido (< 5 m), donde la cobertura funciona también para tránsito vehicular	323
Tabla 173 Criterios de aplicación de los elementos de cobertura y protección de cunetas.....	324
Tabla 174 Dimensiones del badén compuesto	326
Tabla 175 Cálculo de la alcantarilla tipo TMC	328
Tabla 176 Dimensiones de la alcantarilla de evacuación de agua pluvial	328
Tabla 177 Puntos de entrega del caudal pluvial al río Tuspon en Tacabamba	330
Tabla 178 Zonas críticas de acumulación de agua en la ciudad de Tacabamba de acuerdo al modelamiento en HEC-RAS.....	333
Tabla 179 Tiempo de evacuación del agua pluvial ($T_r = 10$ años)	335
Tabla 180 Área afectada por escorrentía sin y con drenaje pluvial en la ciudad de Tacabamba	337
Tabla 181 Resumen de caudales de diseño y capacidad en el sistema de drenaje de la ciudad de Tacabamba	339
Tabla 182 Prueba Mann-Whitney del caudal de capacidad y diseño del sistema de drenaje	345

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Esquema de aplicación por vías en el drenaje urbano	47
Figura 2 Cuneta rectangular.....	53
Figura 3 Cuneta Triangular.....	54
Figura 4 Cuneta Sección Compuesta	55
Figura 5 Sistema de drenaje pluvial.....	59
Figura 6 Tipos de sistema de drenaje pluvial.....	60
Figura 7 Cuenca hidrológica urbana	63
Figura 8 Mapa de ubicación del distrito de Tacabamba	71
Figura 9 Área de drenaje urbano de la ciudad de Tacabamba	72
Figura 10 Evidencias de escorrentía superficial y funcionamiento deficiente del drenaje urbano en la ciudad de Tacabamba durante la visita técnica	79
Figura 11 Ejecución del levantamiento topográfico en zona urbana de Tacabamba	81
Figura 12 Demarcación de benchmarks (BMS) durante el levantamiento topográfico.....	81
Figura 13 Delimitación de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba	83
Figura 14 Microcuencas aportantes a la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba	86
Figura 15 Polígono de Thiessen de las estaciones meteorológicas aledañas a la ciudad de Tacabamba	90
Figura 16 Ubicación de la estación meteorológica Chota.....	91
Figura 17 P _{máx.} 24 horas (1971-2024) en la estación Chota	93
Figura 18 Análisis de datos atípicos, estación Chota.....	94
Figura 19 Hietograma bloque alterno (Tr 10 años), estación Chota para la microcuenca de la ciudad de Tacabamba	100
Figura 20 Cálculo de las intensidades máximas para la estación Chota	101
Figura 21 Curvas intensidad – duración – frecuencia de la estación Chota adaptado a la microcuenca de la ciudad de Tacabamba	101
Figura 22 Hietograma bloque alterno (Tr 10 años), estación Chota	106
Figura 23 Cálculo de las intensidades máximas para la estación Chota adaptado a las microcuencas aportantes	107
Figura 24 Curvas intensidad – duración – frecuencia de la estación Chota adaptado a las microcuencas aportantes de Tacabamba.....	108
Figura 25 Ejemplo de Análisis de la Profundidad de Agua.....	125
Figura 26 Códigos de la cuneta rectangular.....	127
Figura 27 Captura del proceso iterativo en H-Canales	127
Figura 28 Código de las dimensiones hidráulicas de la cuneta triangular de la norma CE.040	128

Figura 29	Código geométrico de una cuneta triangular simple	129
Figura 30	Código geométrico de una cuneta compuesta	129
Figura 31	Flujo en secciones triangulares de canaletas	131
Figura 32	Relación entre el caudal superficial (Q) y el ancho de inundación (T) en una vía.....	133
Figura 33	Código geométrico de un badén triangular.....	134
Figura 34	Sección geométrica de la alcantarilla	137
Figura 35	Modelamiento paramétrico de la cuneta en Revit 2022	139
Figura 36	Diagrama lógico del subensamble de cuneta triangular y compuesta en Subassembly Composer (Civil 3D 2024).....	141
Figura 37	Carga del modelo topográfico en HEC-RAS 2D.....	143
Figura 38	Construcción de la geometría del dominio de cálculo en HEC-RAS.....	144
Figura 39	Definición del tamaño de malla para el análisis hidráulico.....	144
Figura 40	Condiciones de frontera en HEC-RAS	145
Figura 41	Asignación de rugosidades y pendiente topográfica en HEC-RAS.....	146
Figura 42	Ingreso del hietograma de diseño en HEC-RAS 2D	146
Figura 43	Configuración del plan de simulación hidráulica	147
Figura 44	Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS.....	148
Figura 45	Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS, punto 18.....	149
Figura 46	Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS, cuneta 2	149
Figura 47	Vista de la sección transversal del terreno con cunetas en el lado izquierdo y derecho en HEC-RAS	150
Figura 48	Creación de la malla en HEC-RAS	150
Figura 49	Creación de entradas al río Tuspon, es decir generación de las zonas de evacuación del agua pluvial en HEC-RAS.....	151
Figura 50	Ingreso de los caudales de flujo en cada punto, HEC-RAS	152
Figura 51	Creación del plan de precipitación para la simulación	152
Figura 52	Determinación de la profundidad de afectación de la precipitación pluvial en HEC-RAS	153
Figura 53	Caudal máximo final de diseño por subcuenca urbana analizada	160
Figura 54	Plano de dirección de flujo en la ciudad de Tacabamba.....	161
Figura 55	Plano de áreas tributarias en la ciudad de Tacabamba	162
Figura 56	Plano de subcuencas urbanas en la ciudad de Tacabamba	163
Figura 57	Subcuenca urbana 1 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano.....	165
Figura 58	Subcuenca urbana 2 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano.....	171
Figura 59	Subcuenca urbana 3 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.....	180

Figura 60	Subcuenca urbana 4 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba	194
Figura 61	Subcuenca urbana 5 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano	208
Figura 62	Subcuenca urbana 6 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano	222
Figura 63	Subcuenca urbana 7 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano	231
Figura 64	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 1, Punto 3	242
Figura 65	Secciones tipo de cunetas triangulares de 25×25 cm y 25×30 cm, subcuenca urbana 1 ..	243
Figura 66	Dimensiones típicas de las cunetas laterales de H=35; A=30, subcuenca urbana 1	244
Figura 67	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima 0+000, Subcuenca urbana 1	244
Figura 68	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima - 0+370.....	244
Figura 69	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima - 0+390.....	245
Figura 70	Sección transversal típica con cunetas laterales triangulares en la subcuenca urbana 1 ..	245
Figura 71	Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 1.....	245
Figura 72	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para ramales secundarios de la subcuenca urbana 2.....	247
Figura 73	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 2, Punto 17	247
Figura 74	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 2, Punto 18	248
Figura 75	Dimensiones geométricas de la cuneta triangular compuesta, Subcuenca urbana 2, Punto 21	248
Figura 76	Dimensiones geométricas de la cuneta triangular compuesta, Subcuenca urbana 2, Punto 22	249
Figura 77	Dimensiones típicas de las cunetas laterales P-11 de 35 x 30 y 30 x 40, subcuenca urbana 2	251
Figura 78	Dimensiones típicas de las cunetas laterales en P 13 y 14, CR-01; CR-02, subcuenca urbana 2	251
Figura 79	Dimensiones típicas de las cunetas laterales del punto 17 y 18, CR-03, subcuenca urbana 2	252
Figura 80	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Punto 19-22, subcuenca urbana 2	252

Figura 81	Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+480	253
Figura 82	Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+580	253
Figura 83	Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+460	253
Figura 84	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+300	254
Figura 85	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+210	254
Figura 86	Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+180	254
Figura 87	Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+070	255
Figura 88	Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+010	255
Figura 89	Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2.....	255
Figura 90	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 3, Punto 25	258
Figura 91	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 3, Punto 29	258
Figura 92	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 3, Punto 30	259
Figura 93	Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 3	259
Figura 94	Dimensiones típicas de las cunetas laterales de H=50; A=30 y H= 30, A= 25 cm	262
Figura 95	Dimensiones típicas de las cunetas laterales punto 25 y 26, sección de las cunetas: de H=50; A=30	263
Figura 96	Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 29 y 30, sección de las cunetas: de H=45; A=25	263
Figura 97	Dimensiones de la cuneta rectangular de la Av. Tupac Amaru, entre D – F, subcuenca urbana 3	263
Figura 98	Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección de la Av. Aviación 0+170	264
Figura 99	Dimensiones típicas de las cunetas laterales sección del Jr. SN subcuenca urbana 03, 0+100	264
Figura 100	Dimensiones típicas de las cunetas laterales punto 31 y 32 sección de las cunetas: de H=55; A=30 y H=35; A=30, eje F, subcuenca urbana 3.....	264
Figura 101	Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 33 y 34, sección de las cunetas: de H=55; A=35 y H=45; A=30	265
Figura 102	Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 35 y 36, sección de las cunetas: de H=55; A=35 y H=50; A=30	265

Figura 103 Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 37 y 38, sección de las cunetas: de H=65; A=35	265
Figura 104 Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 39 y 40, sección de las cunetas: de H=90; A=60 y H=65; A=40	266
Figura 105 Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 41 y 42, sección de las cunetas: de H=35; A=25 y H=35; A=30	266
Figura 106 Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 43 y 44, sección de las cunetas: de H=60; A=40 y H=50; A=30	266
Figura 107 Dimensiones típicas de las cunetas laterales entre F-G, subcuenca urbana 3.....	267
Figura 108 Dimensiones típicas de las cunetas laterales en el Jr. Dos de Mayo	267
Figura 109 Dimensiones típicas de las cunetas laterales de sección triangular en el Jr. Tupac Amaru 0+230	267
Figura 110 Dimensiones típicas de las cunetas laterales de sección rectangular y triangular en la Av. Aviación 0+270.....	268
Figura 111 Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección triangular de la Av. Tupac Amaru	268
Figura 112 Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección triangular de la Av. Aviación	268
Figura 113 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+640	269
Figura 114 Sección transversal típica con cunetas laterales rectangulares en Jr. Inclán - 0+030.....	269
Figura 115 Sección transversal típica con cunetas laterales rectangulares en el pasaje 6 - 0+080...	269
Figura 116 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Dos de Mayo - 0+080.....	270
Figura 117 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Tupa Amaru - 0+060	270
Figura 118 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Av. Aviación 0+060	270
Figura 119 Sección transversal típica con cunetas laterales en la Av. Aviación 0+170	271
Figura 120 Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en el Jr. SN subcuenca urbana 03, 0+100	271
Figura 121 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 31 y 32, Jr. 7 de Junio - 0+670.....	271
Figura 122 Sección transversal con cunetas en el punto 33 y 34, Jr. 7 de junio - 0+590	272
Figura 123 Sección transversal con cunetas en el punto 35 y 36, Jr. 7 de junio - 0+500	272
Figura 124 Sección transversal con cunetas en el punto 37 y 38, Jr. 7 de junio - 0+370	272
Figura 125 Sección transversal con cunetas en el punto 39 y 40, Jr. 7 de junio - 0+280	272

Figura 126 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 41 y 42, Jr. 7 de junio - 0+220	273
Figura 127 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 43 y 44, Jr. 7 de junio - 0+020	273
Figura 128 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Lima - 0+800 y Jr. José Olaya - 0+050	273
Figura 129 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Dos de Mayo - 0+230.....	274
Figura 130 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Túpac Amaru - 0+230.....	274
Figura 131 Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Av. Aviación 0+270	274
Figura 132 Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2, punto 23 y 24	275
Figura 133 Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2, punto 29 al 30	275
Figura 134 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 4, Punto 61.....	278
Figura 135 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 4, Punto 73.....	278
Figura 136 Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 4, eje G-H	279
Figura 137 Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 4, punto 54 a 65	279
Figura 138 Secciones transversales de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 4	287
Figura 139 Secciones transversales de las cunetas triangulares de la subcuenca urbana 4	287
Figura 140 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 81.....	290
Figura 141 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 82.....	290
Figura 142 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 85.....	291
Figura 143 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 86.....	291
Figura 144 Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 87.....	292

Figura 145	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 88.....	292
Figura 146	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 99.....	293
Figura 147	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 100.....	293
Figura 148	Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 5, ramales.....	294
Figura 149	Sección de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 5.....	305
Figura 150	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, punto 107.....	307
Figura 151	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 108.....	308
Figura 152	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 111.....	308
Figura 153	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 112.....	309
Figura 154	Sección de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 6.....	310
Figura 155	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 134.....	313
Figura 156	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 135.....	313
Figura 157	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 140.....	314
Figura 158	Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 141.....	314
Figura 159	Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 7, eje H-I.....	315
Figura 160	Sección de las cunetas de la subcuenca urbana 7, Jirón 3, Punto 134-135	320
Figura 161	Sección de las cunetas, subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, Punto 140-141.....	320
Figura 162	Sección de las cunetas triangulares, Jirón 4, eje 17-16, eje 16-15	320
Figura 163	Detalle de rejilla metálica para las cunetas de la ciudad de Tacabamba	322
Figura 164	Vista de la cuneta con tapa de concreto de 15 cm para calles de ancho reducido (< 5 m) que requieren cobertura total y tránsito vehicular.....	324
Figura 165	Vista de la cuneta con tapa parabólica de concreto de 10 cm para calles con mayor capacidad hidráulica y tránsito peatonal	325
Figura 166	Distribución del acero de refuerzo para la tapa de concreto.....	325

Figura 167	Diseño geométrico del badén compuesto en H-Canales.....	327
Figura 168	Sección transversal del badén compuesto	327
Figura 169	Perfil de la alcantarilla de evacuación de agua pluvial.....	328
Figura 170	Corte A – A de la sección transversal de la alcantarilla tipo TMC	329
Figura 171	Corte D – D de la sección transversal de la alcantarilla tipo TMC	329
Figura 172	Puntos de entrega del caudal pluvial al río Tuspon para Tr de 10 años	331
Figura 173	Mapa de altura de agua de escorrentía en la ciudad de Tacabamba	334
Figura 174	Mapa de altura de agua de escorrentía en la ciudad de Tacabamba con sistema de drenaje pluvial	334
Figura 175	Mapa de velocidades del flujo de agua en la ciudad de Tacabamba	336
Figura 176	Mapa de velocidades del flujo de agua en la ciudad de Tacabamba con sistema de drenaje pluvial	336
Figura 177	Verificaciones de las cunetas.....	337
Figura 178	Mapa de áreas críticas con problemas de escorrentía en la ciudad de Tacabamba	338
Figura 179	Mapa de áreas críticas con problemas de escorrentía en la ciudad de Tacabamba, con sistema de drenaje	338
Figura 180	Prueba de normalidad del caudal.....	344

LISTA DE SIGLAS Y ABREVIATURAS

Sigla / Símbolo	Término completo	Definición breve / Uso en la investigación
A	Área hidráulica	Superficie mojada del flujo en una sección transversal (m ²).
A _i	Área parcial	Área acumulada en la curva hipsométrica de la cuenca (m ²).
ArcGIS	Arc Geographic Information System	Software para el análisis espacial y la delimitación de cuencas.
BM	Benchmarks	Puntos de control fijo utilizados en el levantamiento topográfico.
CE.040	Norma CE.040 “Drenaje pluvial”	Norma técnica del MVCS (2024) para el diseño de drenaje pluvial.
CN	Curve Number	Número de curva del SCS para estimar la escorrentía.
CONAGUA	Comisión Nacional del Agua (México)	Entidad que emite lineamientos hidráulicos y realiza estudios de drenaje.
E	Espejo de agua	Ancho de la superficie libre del flujo (m).
GIS	Geographic Information System	Sistema de información geográfica utilizado en el estudio.
GPS	Global Positioning System	Sistema para obtener coordenadas geográficas en campo.
H	Altitud media	Altura promedio ponderada de la cuenca (m).
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center – River Analysis System	Software para modelamiento hidráulico 1D y 2D.
I	Intensidad	Intensidad de lluvia (mm/h).
IGN	Instituto Geográfico Nacional	Fuente de la cartografía base utilizada en el estudio.
INDECI	Instituto Nacional de Defensa Civil	Entidad que reporta emergencias por lluvias en Tacabamba.
L	Longitud	Distancia del canal analizado (m).
Lc	Longitud al centroide	Distancia desde la salida hasta el centroide de la cuenca (m).
MDT	Modelo Digital del Terreno	Superficie topográfica generada a partir de curvas de nivel.
MINEDU	Ministerio de Educación	Fuente de shapefiles utilizados en mapas urbanos.
MPCH	Municipalidad Provincial de Chota	Entidad que reporta problemas de escorrentía urbana.
MVCS	Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento	Organismo que emite la norma CE.040.
n	Rugosidad de Manning	Coefficiente que representa la fricción del canal.
P	Perímetro mojado	Longitud del contorno en contacto con el agua (m).
Pd	Precipitación máxima diaria	Valor máximo registrado en un evento de 24 h (mm).
Po	Umbral de escorrentía	Valor utilizado para estimar el coeficiente C.
Q	Caudal	Volumen de agua por unidad de tiempo (m ³ /s).
Qcap	Caudal de capacidad	Máximo caudal que la sección diseñada puede conducir.
Qdiseño	Caudal de diseño	Caudal calculado para dimensionar la infraestructura.
R	Radio hidráulico	Razón entre el área hidráulica y perímetro mojado (m).
S	Pendiente hidráulica	Relación entre la pérdida de carga y la longitud del flujo (m/m).
So	Pendiente del cauce	Pendiente media de la cuenca (m/m).
SCS	Soil Conservation Service	Servicio que desarrolló el método de escorrentía CN.
SHP	Shapefile	Formato vectorial para cartografía.
SWMM	Storm Water Management Model	Software para el modelamiento hidrológico e hidráulico.
T	Espejo superficial	Ancho de la superficie del agua en una sección transversal (m).
Tc	Tiempo de concentración	Tiempo máximo para drenar toda la cuenca (min).
tr	Tiempo de entrada	Tiempo previo a la concentración (min).
UTM	Universal Transverse Mercator	Sistema de coordenadas utilizado en los mapas.
V	Velocidad	Velocidad media del flujo (m/s).
Z	Pendiente lateral	Relación 1:Z de los taludes de cunetas.

RESUMEN

La ciudad de Tacabamba presenta deficiencias en la evacuación de las aguas pluviales por la falta de un sistema de drenaje urbano interconectado. Frente a esta problemática, el objetivo de la investigación fue modelar hidrológicamente e hidráulicamente la cuenca urbana para diseñar un sistema de drenaje pluvial conforme a los criterios de la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024). El estudio tuvo un enfoque cuantitativo, un tipo aplicado, un nivel descriptivo y un diseño no experimental. La muestra estuvo conformada por las 76.10 ha del área urbana de Tacabamba, divididas en siete subcuencas urbanas de análisis. Se aplicó el método racional para estimar los caudales de diseño; se dimensionaron cunetas rectangulares, triangulares y compuestas mediante las ecuaciones de Manning e Izzard; y se verificaron los puntos de descarga hacia el río Tuspon mediante modelamiento hidráulico en HEC-RAS. Los resultados mostraron caudales máximos de 3.955 m³/s, 2.715 m³/s y 1.887 m³/s en los puntos críticos de la red. Las cunetas rectangulares presentaron dimensiones entre 0.20 × 0.25 m y 0.65 × 1.00 m, mientras que las triangulares convencionales alcanzaron anchos superficiales de 0.25 a 0.40 m y profundidades de 0.20 a 0.30 m. La verificación del sistema evidenció una reducción de las láminas de agua de 6–21 cm a 0.0–2.4 cm, del tiempo de evacuación de 45–70 min a 12–20 min y del área afectada de 26.60 ha a 5.80 ha, lo que equivale a una disminución del 78.20%. Se concluyó que el sistema diseñado cumple con los criterios técnicos de la CE.040 y mejora sustancialmente la capacidad de drenaje pluvial en Tacabamba.

Palabras clave: Drenaje pluvial; Modelamiento hidrológico; Modelamiento hidráulico; HEC-RAS; Método Racional; Cuenca urbana.

ABSTRACT

The city of Tacabamba has deficiencies in stormwater conveyance due to the lack of an interconnected urban drainage system. To address this issue, the study objective was to perform hydrologic and hydraulic modeling of the urban subcatchment to design a stormwater drainage system in accordance with the criteria established in the CE.040 “Stormwater Drainage” Standard (MVCS, 2024). The study followed a quantitative approach, an applied research design, a descriptive scope, and a non-experimental design. The sample comprised the 76.10 ha urban area of Tacabamba, divided into seven analysis reaches. The Rational Method was applied to estimate design discharges; rectangular, triangular, and composite drainage channels were sized using the Manning and Izzard equations; and the discharge points into the Tuspon River were assessed through hydraulic modeling in HEC-RAS. The results showed maximum discharges of 3.955 m³/s, 2.715 m³/s, and 1.887 m³/s at the critical points of the drainage network. The rectangular channels ranged in size from 0.20 × 0.25 m to 0.65 × 1.00 m, while the conventional triangular channels had surface widths of 0.25 to 0.40 m and depths of 0.20 to 0.30 m. System verification showed a reduction in water depth from 6–21 cm to 0.0–2.4 cm, a decrease in drainage time from 45–70 min to 12–20 min, and a reduction in the affected area from 26.60 ha to 5.80 ha, representing a 78.20% decrease. It was concluded that the proposed system complies with the technical criteria established in CE.040 and substantially improves stormwater drainage capacity in Tacabamba.

Keywords: Stormwater drainage; Hydrological modeling; Hydraulic modeling; HEC-RAS; Rational Method; Urban micro-basin.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

Las ciudades enfrentan desafíos para gestionar la escorrentía superficial generada por precipitaciones extremas, debido al incremento de la urbanización y al cambio climático (Thakali et al., 2018). Los sistemas de drenaje convencionales presentan limitaciones para manejar estos volúmenes de agua, por lo que se requieren modelos hidrológicos e hidráulicos que permitan anticipar el comportamiento de la escorrentía urbana y diseñar soluciones más resilientes (Zhou et al., 2019).

En el Perú, la norma CE.040 “Drenaje pluvial”, presentada por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS, 2024), establece los lineamientos técnicos para el diseño de la infraestructura de drenaje pluvial; no obstante, es común que muchas ciudades del país carezcan de un sistema de drenaje pluvial o que este no cuente con la capacidad para hacer frente a los caudales cambiantes de la climatología local. Este es el caso de la región de Cajamarca, cuyas constantes y fuertes precipitaciones pluviales provocan que sus calles se inunden por completo, lo que impide el tránsito vehicular y peatonal (Andina, 2019). Coronel (2021) señala que la falta de un análisis hidrológico e hidráulico adecuado en la planificación urbana conduce a la construcción de cunetas incapaces de conducir los caudales máximos generados por eventos pluviales significativos.

El distrito de Tacabamba uno de los 19 distritos de la provincia de Chota se sitúa dentro de la unidad hidrográfica del Chamaya, y al igual que la capital provincial presenta relieve accidentado, con pendientes pronunciadas, suelos arcillosos mal drenados, clima lluvioso con precipitaciones de octubre a mayo que ocasionan problemas de escorrentía por el inexistente sistema de drenaje pluvial de acuerdo con la *Municipalidad Provincial de Chota* (MPCH, 2018). En el 2021 de acuerdo a informes

del *Instituto Nacional de Defensa Civil* (INDECI, 2021) y Machuca (2021) se vieron afectadas viviendas, vías de comunicación, calles urbanas y entidades públicas debido a las fuertes precipitaciones pluviales que causaron acumulación de agua en las calles, desborde del río Tuspon, filtración de agua en las edificaciones, e incluso en el año 2018 de acuerdo a *Radio Programas del Perú* (RPP, 2018) las lluvias extremas, la escorrentía pluvial y la precariedad del sistema constructivo de una vivienda en el centro de la ciudad la llevaron a su colapso.

En la ciudad de Tacabamba no existe un sistema de drenaje pluvial formalmente constituido; solo se observan canales de sección reducida adosados a algunas veredas, sin interconexión entre calles ni alcantarillas que permitan evacuar los caudales hacia las quebradas que rodean la ciudad. La topografía accidentada incrementa la acumulación y la velocidad de la escorrentía superficial, lo que genera arrastre de sedimentos, deterioro de las vías y afectación de las viviendas ubicadas en zonas bajas, además de generar dificultades para la movilidad peatonal y vehicular.

Estas condiciones evidencian la necesidad de implementar un sistema de drenaje pluvial integral y técnicamente sustentado mediante modelamiento hidrológico e hidráulico, que permita comprender el comportamiento de la escorrentía urbana y dimensionar adecuadamente las estructuras necesarias. La ausencia de dicho sistema representa un problema crítico para la seguridad y el bienestar de la población, lo que hace indispensable desarrollar una propuesta técnica para la ciudad de Tacabamba.

1.2. Justificación

El diseño de un sistema de drenaje pluvial es una necesidad básica en ciudades que deben soportar precipitaciones intensas, lo que incrementa la escorrentía superficial y, con ello, el deterioro de la infraestructura urbana. En los últimos años, los cambios climáticos han alterado el funcionamiento del ciclo hidrológico, produciendo lluvias

más intensas y de mayor concentración que superan la capacidad de conducción de las numerosas superficies impermeables de las zonas urbanas. En consecuencia, la ausencia de sistemas de drenaje pluvial adecuadamente diseñados favorece la circulación de escorrentía, el deterioro de los caminos y los riesgos para la seguridad de las personas. En este sentido, el modelamiento hidrológico e hidráulico se ha convertido en una herramienta para comprender el comportamiento del agua pluvial y diseñar los elementos de conducción y evacuación.

La ciudad de Tacabamba carece de un sistema de drenaje pluvial; lo evidencian las únicas canaletas individuales (de dimensiones mínimas y sin continuidad con otras en las calles), lo que afecta la evacuación de los caudales en situaciones de lluvia, generando acumulación de escorrentía, arrastre de sedimentos y problemas para la transitabilidad de peatones y vehículos. La ausencia de alcantarillas transversales y de descargas formales que desagüen, por ejemplo, en quebradas, incrementa la vulnerabilidad de las viviendas y/o instituciones ubicadas en zonas bajas.

En estas circunstancias, resulta pertinente y necesario realizar un trabajo de investigación y un modelamiento hidrológico e hidráulico para estimar caudales de diseño, conocer la dinámica urbana de la escorrentía y formular una propuesta técnica de drenaje pluvial compatible con la realidad de Tacabamba en cuanto a sus características topográficas, climáticas y constructivas. En este sentido, el trabajo no hace solamente frente a una problemática local muy concreta, sino que va más allá y aporta criterios técnicos para poder proyectar un sistema de drenaje sostenible, eficaz y adaptable a las condiciones climáticas, pero también constituye una referencia a nivel metodológico para abordar futuras investigaciones en otros distritos de la provincia de Chota, y se pone a disposición de los estudiantes, los docentes y los investigadores para que sea utilizado por ellos como un recurso académico.

1.3. Formulación del problema

¿Cómo permite el modelamiento hidrológico e hidráulico diseñar un sistema de drenaje pluvial eficiente y conforme a los criterios técnicos de la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024) para la ciudad de Tacabamba?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

Modelar hidrológicamente e hidráulicamente la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para diseñar un sistema de drenaje pluvial que cumpla con los criterios técnicos establecidos en la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024).

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar los caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años mediante el análisis hidrológico de la cuenca urbana, como base para el diseño del sistema de drenaje pluvial en la ciudad de Tacabamba.
- Diseñar el sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba conforme a los criterios geométricos, hidráulicos y normativos establecidos en la CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024).
- Verificar, mediante modelamiento computacional, la capacidad y el funcionamiento hidráulico del sistema de drenaje pluvial propuesto, garantizando su desempeño y su resiliencia frente a eventos de lluvia extrema.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes internacionales

Diémé et al. (2025), en África, en su investigación “*Modelling urban stormwater drainage overflows for assessing flood hazards: application to the urban area of Dakar (Senegal)*”, tuvieron como objetivo modelar los flujos de escorrentía urbana y los desbordes del sistema de drenaje para diferentes lluvias de diseño en una zona periurbana de 10 ha en Dakar, Senegal. Utilizaron una metodología combinada que integró: (a) la reconstrucción de las direcciones de drenaje modificadas por la infraestructura urbana, (b) el modelo hidrológico SCS–LR para estimar los caudales de pequeñas cuencas y (c) el modelo hidráulico 1D. Determinaron mapas de desbordes del sistema pluvial para tormentas de periodo de retorno de 10 y 100 años, mostrando que incluso con una lluvia de 10 años se presentaron sobrecargas de 1–12 m³/s, alcanzando hasta 18 m³/s en algunos ramales, y bajo el escenario de 100 años se produjo un desborde generalizado en las cunetas; por tanto, se deben incrementar sus dimensiones. Concluyeron que la integración de modelos hidrológicos e hidráulicos es una herramienta eficaz para diagnosticar los puntos críticos del sistema pluvial urbano y facilitar la gestión del riesgo.

Mulu et al. (2025), en su investigación “*Performance Evaluation of Urban Stormwater Drainage System: A Case Study of Dessie Town, Ethiopia*”, tuvieron como objetivo evaluar el desempeño hidráulico del sistema de drenaje pluvial existente en la ciudad de Dessie e identificar sus limitaciones frente a los caudales generados por tormentas de diseño. Utilizaron una metodología basada en levantamientos de campo, análisis de datos hidrometeorológicos (1987–2018), desarrollo de curvas IDF mediante la distribución General Extreme Value de tipo I, delimitación de 44 subcuencas urbanas

con ArcHydro y simulaciones hidrológicas e hidráulicas en Bentley CivilStorm, utilizando el método racional. Obtuvieron como resultados que las intensidades de lluvia alcanzan 132.15 mm/h (T=2 años) y 262.44 mm/h (T=100 años), y que varios conductos, como CO-8, CO-9.1, CO-9.2 y CO-13, presentan caudales modelados superiores a su capacidad hidráulica, con diferencias de hasta 1.98 m³/s entre la capacidad de diseño y el caudal generado. Se concluye que la insuficiencia de capacidad en las cunetas y conducciones, junto con la obstrucción por sedimentos y residuos sólidos, compromete el funcionamiento del sistema pluvial, por lo que se requieren rediseños, mejoras estructurales y mantenimiento continuo.

Egop y Umeadi (2025), en Nigeria, en su investigación titulada “*Assessment and Design of Existing Storm Drain and Culvert in the Rivers State University Main Campus*”, tuvieron como objetivo determinar el diseño adecuado del sistema de drenaje y alcantarillado del campus principal de la Rivers State University. Utilizaron una metodología que integró el análisis hidrológico mediante la curva IDF de Port Harcourt, el Método Racional para calcular el caudal pico y la ecuación de Manning para dimensionar las estructuras. Obtuvieron como resultados que el área de la microcuenca era 327860 m² (32.79 ha), con coeficiente de escorrentía ponderado que aumentó a 0.72 debido a la urbanización, que la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años alcanza 113.70 mm/h, y que el caudal pico actual es de 7.46 m³/s; asimismo, determinaron que el área hidráulica requerida para la cuneta es de 9.69 m², frente al área existente de solo 1.1 m², lo cual representa un incremento del 881% respecto al diseño original, y significaría cunetas de dimensiones de 1 m de ancho por 9.69 m de profundidad, por lo que para disminuir dimensiones se necesita también de tuberías y alcantarillas. Concluyeron que el sistema de drenaje y la alcantarilla existentes están completamente subdimensionados debido al crecimiento urbano del campus,

recomendando rediseñar las obras y aumentar la capacidad de los conductos, incluyendo la instalación de dos tuberías de 1.20 m para prevenir fallas operativas.

Dawson (2025), en Canadá, en su investigación “*Advancing blue-green infrastructure design with synthetic 3D drainage channels: A scenario-based flood model in Nova Scotia, Canada*”, tuvo como objetivo diseñar canales de drenaje sintéticos en 3D como parte de la infraestructura azul-verde (BGI) orientada a mitigar las inundaciones urbanas. Utilizó una metodología apoyada en datos LiDAR de alta resolución (0.2 m), el software River Builder, modelación hidrodinámica 2D en HEC-RAS, y la comparación de cuatro escenarios de diseño con variaciones en planform (recto/irregular), sección (simétrica/asimétrica), formas internas y coeficientes de rugosidad ($n = 0.04, 0.08$ y 0.12). Se obtuvo que los canales diseñados retrasaron significativamente el tiempo de desborde respecto al terreno existente: el escenario 1 generó un retraso de 5.75 h, el escenario 2 de 7.25 h y los escenarios 3 y 4 alcanzaron 10 h de retardo; asimismo, las velocidades medias disminuyeron progresivamente desde 0.23 m/s (escenario 1) hasta 0.07 m/s (escenario 4), lo que evidencia reducciones de hasta 69% en la escorrentía pluvial. Concluyeron que la integración de secciones asimétricas (secciones combinadas), la variación de ancho y la inclusión de formas, junto con coberturas vegetales cercanas, constituyen una estrategia eficaz para mitigar inundaciones, reducir las velocidades de flujo y fortalecer el diseño colaborativo de sistemas urbanos de drenaje sostenible.

Basumatary et al. (2024), en la India, en su investigación “*Prevention of flash floods in the town of Kokrajhar through efficient drainage network design*”, tuvieron como objetivo identificar las causas de las inundaciones repentinas en la ciudad de Kokrajhar y diseñar un sistema de drenaje eficiente. Utilizaron la metodología cuantitativa, que incluyó el levantamiento físico de la red existente, la delimitación de

nueve microcuencas en ArcGIS, el cálculo del coeficiente de escorrentía y del tiempo de concentración mediante ecuaciones hidrológicas, así como la estimación de las intensidades de lluvia mediante las fórmulas de Guwahati y la aplicación del método racional para obtener caudales de diseño. Obtuvieron como resultados que los coeficientes de escorrentía variaron entre 0.62 y 0.68, los tiempos de concentración entre 9.38 y 28.34 min, las intensidades entre 7.78 y 10.31 mm/h y los caudales pico entre 0.15 y 0.43 m³/s. Además, demostraron que la red de drenaje existente era insuficiente debido a discontinuidades, obstrucciones y una baja densidad de canales, lo que favorecía la escorrentía excesiva. Concluyendo que el rediseño del sistema mediante cunetas de sección rectangular, correctamente dimensionadas con profundidades de hasta 0.77 m, anchos de 1.5 m y descargas de hasta 1.01 m³/s, permitiría conducir adecuadamente los caudales máximos y evitar episodios de inundación súbita en Kokrajhar.

Cho (2024), en Corea, en su investigación “*Optimal design of deep stormwater drainage tunnels to address urban flooding in Korea*”, tuvo como objetivo optimizar el diseño hidráulico de túneles profundos de drenaje pluvial ante eventos extremos de escorrentía urbana en Seúl. Utilizó una metodología basada en simulaciones numéricas 3D con el solver interFoam de OpenFOAM, empleando el modelo RANS–VOF y comparando los diámetros de tubería (8.0 m, 7.0 m y 6.18 m). Como resultado, los caudales de entrada alcanzaron 281.6 m³/s ($V = 4.4$ m/s) en eventos de 30 años, con velocidades de caída libre de 15–16.7 m/s e impulsos verticales iniciales de 2.7×10^7 N, lo que compromete la capacidad de descarga. También evidenció que diámetros menores (6.18 m) incrementan la velocidad promedio hasta 5.73 m/s y estabilizan el flujo más rápidamente, lo que mejora la capacidad de drenaje. Concluyó que el diseño óptimo de túneles pluviales profundos debe priorizar diámetros reducidos dentro del

límite de velocidad permisible y modificar las cunetas de entrada para inducir un flujo helicoidal, lo que mejora la estabilidad hidráulica general del sistema.

Zhang et al. (2024), en China, en su investigación “*A Structural Optimization of Urban Drainage Systems: An Optimization Approach for Mitigating Urban Floods*”, tuvieron como objetivo diseñar el sistema de drenaje para mitigar inundaciones urbanas en la zona piloto de la Eco-ciudad de Tianjin en Binhai, de pendiente plana con superficie de 3.82 km² y precipitaciones anuales de 602.9 mm. Utilizaron el modelamiento hidrológico e hidráulico y determinaron que el área consta de 63 tuberías, 40 pozos de registro y 3 tomas de agua potenciales. Las alcantarillas diseñadas tenían una profundidad de 3.97 a 4.72 m, con diámetros máximos de 2.2 a 2.6 m, y longitud de 22999.94 m. Las canalizaciones por medio de cunetas se diseñaron para Tr de 10 años, y compararon la configuración centralizada y descentralizada. Los sistemas centralizados requieren mayores dimensiones (hasta 2.6 m), pero tienen mayor capacidad, mientras que los sistemas descentralizados logran menores volúmenes de desborde. Concluyeron que se logra la resiliencia hidráulica.

Azú (2024), en Ecuador, en su tesis “*Diseño del sistema de alcantarillado pluvial Milagro Norte, colector calle Noruega, del Cantón Milagro, provincia del Guayas*”, tuvo como objetivo diseñar un sistema de alcantarillado en Milagro Norte que integre sensores para la recolección, evacuación y monitoreo en tiempo real de las aguas pluviales. Utilizó el enfoque cuantitativo y, como técnicas, la revisión, el análisis y el diseño del sistema de alcantarillado pluvial. Determinó el caudal de diseño de la calle Noruega en el Milagro siendo 597.52, 80.3.67, 1009.82 l/s en el punto 1, 2 y 3, además diseño tuberías de diámetro interno de 600 a 800 mm, con ello realizó la propuesta de diseño para gestionar de forma eficiente las aguas pluviales. Concluyó que el diseño propuesto representa un avance hacia una gestión integral y sostenible del agua pluvial.

2.1.2. *Antecedentes nacionales*

Rengifo y Córdova (2024), en su tesis “*Diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial del C.P. Santa Rosa San Juan de Cumbaza, Tarapoto, provincia San Martín*”, tuvieron como objetivo elaborar el diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial. Aplicaron la metodología cuantitativa y utilizaron los datos pluviométricos de la estación Juan Guerra de 20 años (2001-2020), determinando intensidades máximas de 60.26 mm/h para un Tr de 25 años, con el fin de diseñar el sistema de drenaje pluvial en dos ramales. Diseñaron en el programa H-Canales cunetas rectangulares de concreto armado de 0.90 x 0.80 m, concluyendo que cumplían con la normatividad y reducían la escorrentía.

Chuquimango y Guevara (2025), en su tesis “*Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial Urbano del Sector Ramiro Priale, del Distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo*”, tuvieron como objetivo diseñar el drenaje pluvial del sector Ramiro Priale, de 11.38 ha. El estudio, de tipo analítico-descriptivo y de enfoque cuantitativo, tomó como muestra el sector 3 de JLO. Utilizaron datos meteorológicos de 25 años de la estación Lambayeque, determinando una intensidad máxima de 12.43 mm/h y caudales circundantes de 0.006 a 0.051 m³/s, con lo cual diseñaron cunetas de 30 cm de base y 40 cm de altura y ubicaron 18 sumideros en puntos estratégicos y 31 colectores. Concluyeron que la implementación del diseño del sistema de drenaje pluvial propuesto evitaría las inundaciones en las calles.

Durand y Mena (2025), en la investigación “*Diseño hidráulico de sistemas de drenaje pluvial en la zona de Talarita, en el distrito de Castilla, de la ciudad de Piura*”, tuvieron como objetivo diseñar el sistema de drenaje pluvial. El estudio de enfoque cuantitativo utilizó la topografía de la zona, proporcionada por Google Earth y la Municipalidad Distrital de Castilla, para modelar el diseño hidráulico en SWMM.

Determinaron que el sistema antiguo presenta deficiencias en los ramales 1 y 2 cercanos al aeropuerto Jorge Chávez y en el ramal 7 en la intersección de Grau y Jorge Chávez, sin embargo, con la propuesta planteada de cunetas rectangulares de 1.40 m de profundidad, drenes de 8" a 16", rejillas de retención, verificaron mediante la simulación que se ha aumentado la capacidad del dren de los ramales 1, 2 y 8, pero para escenarios de crecida del río Piura se propone un sistema de compuertas y estanque de retención que permita que el agua no ingrese a la ciudad por el dren como ha sucedido en escenarios críticos. Concluyeron que la propuesta reduce el riesgo de inundación por escorrentía pluvial.

Arrieta y Panez (2025), en su tesis titulada *“Optimización del sistema de drenaje pluvial y estrategias de mantenimiento para reducir las inundaciones en las principales avenidas del Distrito de Yanacancha, en Cerro de Pasco, en el año 2024”*, tuvieron como objetivo mejorar la capacidad del sistema de drenaje pluvial de Yanacancha. El estudio de enfoque cuantitativo, de nivel descriptivo-explicativo, determinó que la intensidad de lluvia era de 60 mm/h, con caudales unitarios de 0.03 a 0.09 m³/s y caudales conjuntos de 1.8 m³/s en la Av. Daniel Carrión, 1.2 m³/s en la Av. San Martín, 2 m²/s en la Av. La Cultura y 0.55 m³/s en el Jr. Lima (tubería) . Con la propuesta planteada, las cunetas lograban mayor capacidad hidráulica con caudales de 2.3 m³/s en la Av. Daniel Carrión, 1.7 m³ en la Av. San Martín. Concluyeron que las mejoras propuestas permitirían aumentar la eficiencia hidráulica y reducir en un 40% las áreas afectadas por la escorrentía superficial.

Licas (2024), en su tesis *“Modelado hidráulico y capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado sanitario del distrito de Canayre - Ayacucho - 2021”*, tuvo como objetivo desarrollar el modelado hidráulico para determinar la capacidad operativa del sistema de alcantarillado sanitario de Canayre. Utilizó una metodología

basada en la simulación hidráulica del sistema existente para evaluar su comportamiento tanto en caudal base como durante eventos pluviales. Se determinó que el 95% de las tuberías opera por debajo del 50% de su capacidad en condiciones normales, mientras que el 7% supera su capacidad hidráulica durante las lluvias, lo que evidencia puntos críticos de sobrecarga. Concluyó que la incorporación de tecnologías modernas para el modelamiento y la gestión del alcantarillado resulta esencial para mejorar la eficiencia del servicio de saneamiento en pequeños distritos.

Ventocilla (2022), en su tesis “*Modelamiento Hidrológico para el Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje Pluvial Mediante SEWERUP en el Centro del Distrito de Chupaca*”, tuvo como objetivo optimizar el diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial del distrito de Chupaca mediante un modelamiento hidrológico previo. Utilizó una metodología cuantitativa basada en la delimitación de 48 subcuencas urbanas (entre 0.05 y 1.68 ha), el análisis de precipitaciones históricas de la estación Huayao (1950–2012), la elaboración de curvas IDF con periodos de retorno de hasta 10 años y la simulación hidrológica con SWMM, complementada con el modelamiento hidráulico en SEWERUP para evaluar el comportamiento del sistema. Obtuvo como resultados caudales de escorrentía que alcanzaron 226.77 L/s en el diseño global y valores específicos como 65.696 L/s en la manzana 1 y 18.732 L/s en la manzana 2, además de determinar la necesidad de 84 buzones y tuberías entre 250 y 630 mm, con longitudes que variaron entre 321.88 y 4463.46 m, así como la implementación de diversas secciones de cunetas (circulares, triangulares, trapezoidales y en V) y sumideros de mínimo 10”. Concluyó que el diseño del drenaje pluvial mejora significativamente cuando se realiza un modelamiento hidrológico detallado previo al cálculo hidráulico, ya que confiar únicamente en el método racional incrementa la incertidumbre y no garantiza un dimensionamiento eficiente del sistema pluvial.

2.1.3. Antecedentes regionales

Saavedra y Burga (2025), en su tesis “*Evaluación de las redes de evacuación de las aguas pluviales de la ciudad de Lajas, Chota, 2023*”, tuvieron como objetivo analizar la capacidad de las redes de drenaje pluvial de Lajas para plantear un diseño que permita evacuar con mayor eficiencia la escorrentía superficial generada durante las lluvias intensas. Utilizaron una metodología basada en el análisis hidrológico e hidráulico del drenaje existente y en la simulación del comportamiento del sistema propuesto. Obtuvieron como resultados que solo 14.63% de las calles cuentan con drenaje operativo, mientras que 61.32% no poseen infraestructura pluvial, lo que ocasiona que 8.55 ha resulten afectadas por escorrentía excesiva y que existan siete zonas críticas con acumulaciones superiores a 20 cm. Además, diseñaron una red interconectada que incluye cunetas rectangulares de hasta 0.30 m × 0.65 m en las vías principales y cunetas triangulares de 0.35 m × 0.35 m en los ramales secundarios, complementadas con secciones rectangulares de 0.30 m × 0.40 m en otros ramales. Concluyeron que la simulación hidráulica del sistema propuesto reduce el área afectada por escorrentía del 40.71% al 5.86%, lo que equivale a una reducción del 85.61%.

Oblitas et al. (2023), en su artículo “*Análisis hidráulico del drenaje pluvial en la Av. Inca Garcilazo de la Vega, Cuadras 1-6, Chota, Cajamarca*”, tuvieron como objetivo describir y evaluar el sistema de drenaje pluvial existente en la avenida analizada en Chota. Utilizaron una metodología basada en la inspección visual, el levantamiento topográfico y el análisis hidrometeorológico, con datos de la estación Chotano-Lajas, y aplicaron el método racional para determinar el caudal de diseño. Obtuvieron como resultados un tiempo de concentración de 7.30 min, una pendiente promedio de 5.30% y un caudal máximo de 0.87 m³/s, lo que indica que las cunetas actuales no pueden conducir adecuadamente ese caudal. Concluyeron que es necesario

instalar cunetas rectangulares de $0.55 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$ en ambos lados de la vía, mientras que la alcantarilla existente cumple con las dimensiones adecuadas.

Benavides y Chávez (2023), en su tesis “*Evacuación de aguas de escurrimiento superficial mediante redes de drenaje pluvial en el sector 2 de la ciudad de Chota, 2022*”, tuvieron como objetivo evaluar el comportamiento de la evacuación de aguas superficiales en el sector 2 de Chota. Utilizaron como muestra un área de 1.19 km^2 , sobre la cual calcularon los caudales de escorrentía para distintos periodos de retorno, obteniendo valores entre $42.472 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr 5) y $74.705 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr 100), además de identificar 6.3 km^2 como área afectada con niveles de agua que alcanzan 0.35 m . Concluyeron que el diseño del drenaje, siguiendo la norma CE.040, resulta adecuado para satisfacer la demanda hidráulica para un periodo de retorno de 50 años.

Castañeda (2022), en su tesis “*Influencia de la estructura de conducción de drenaje pluvial en la Av. San Martín de Porres y Jr. Historia de la ciudad de Cajamarca, 2022*”, tuvo como objetivo analizar cómo la estructura de conducción del drenaje pluvial afecta el comportamiento hidráulico en dichos ramales urbanos. Utilizó una metodología aplicada con diseño no correlacional descriptivo, realizando el análisis hidrológico de una cuenca urbana de 0.063 km^2 , y el modelamiento hidráulico mediante H-Canales y SWMM 5 vE para evaluar el desplazamiento de las precipitaciones desde aguas arriba hacia aguas abajo en 754 m del Jr. Historia y 290 m de la Av. San Martín. Se obtuvieron caudales de diseño de $0.19 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr = 2 años) y $0.22 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tr = 10 años), y se identificó que el sistema actual presenta un 89% de inundación, lo que evidencia la insuficiencia de las cunetas existentes. Concluyó que el diseño propuesto, cunetas con pendiente de hasta 1.80%, espejo de agua de 0.60 m , tirante de 0.20 m , y un canal interno rectangular de $0.40 \text{ m} \times 0.30 \text{ m}$, es viable y mejora la capacidad de conducción pluvial en la zona estudiada.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Modelamiento hidrológico

El modelamiento hidrológico consiste en la construcción y uso de modelos conceptuales o matemáticos que representan los procesos del ciclo del agua, incluyendo precipitaciones, escorrentía, infiltración, recarga de aguas subterráneas y evapotranspiración en una cuenca o en un sistema de drenaje. Tiene como propósito simular y prever la respuesta hidrológica frente a distintos escenarios como lluvias intensas, cambios en el uso del suelo o efectos del cambio climático, de manera que se puede optimizar la planificación y gestión de los recursos hídricos, la protección contra inundaciones y diseño de infraestructuras hidráulicas (Gayathri y Dwarakish, 2015).

Los métodos de transformación lluvia–escorrentía tratan del proceso hidrológico mediante el cual la lluvia que cae sobre una cuenca se convierte en escorrentía superficial, modelando el tránsito y acumulación de agua dentro de la cuenca. Siendo el método del número de curva (NC) el procedimiento más generalizado y sencillos de adaptar a cualquier región (Gaspari et al., 2007).

2.2.2. Procesos y métodos para la estimación de caudales de diseño

La estimación de caudales y diseño es un proceso fundamental de la ingeniería hidráulica donde permite determinar el caudal máximo probable, donde debe considerarse el dimensionamiento de obras hidráulica y drenaje. Dicho procedimiento integra de manera conjunta el análisis estadístico de las precipitaciones, la transformación lluvia-escorrentía y el tránsito de flujo a lo largo de una cuenca. En tal caso, se estudian las lluvias extremas, se evalúa la capacidad de la cuenca para producir escorrentía en función de sus características físicas y se simula la propagación del flujo a través de los cauces (Chow et al., Applied Hydrology, 1998).

2.2.2.1. Modelos de distribución.

El logaritmo de la distribución de Pearson tipo III es un modelo estadístico utilizado para analizar series hidrológicas extremas, principalmente caudales máximos anuales, mediante la transformación logarítmica de los datos, que luego se ajustan a dicha distribución. Esta permite incorporar asimetría, lo que la hace adecuada para describir eventos extremos, como crecidas, en los que la distribución suele presentar una cola hacia valores altos (Acosta y Sierra, 2013).

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

Donde, representa la distribución log Pearson Tipo III, Valido para: $x_0 \leq x < \infty$; $-\infty < x_0 < \infty$; $0 < \beta < \infty$; $0 < y < \infty$, x_0 parámetro de posición, “y” parámetro de forma y B parámetro de escala.

2.2.2.2. Prueba de bondad de ajuste.

Es un procedimiento estadístico que permite evaluar si un conjunto de datos observados se ajusta adecuadamente a una distribución teórica esperada, comparando la frecuencia, la forma y el comportamiento de los datos observados con los valores que se esperan de acuerdo con un modelo probabilístico. Entre las pruebas más importantes se encuentran chi-cuadrado (χ^2), Kolmogorov–Smirnov (K-S) y Anderson–Darling (MTC, 2018).

$$D = \max |Fo(xm) - F(xm)| \quad (2)$$

$$Fo(xm) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (3)$$

Donde $Fo(xm)$ es la probabilidad observada y $F(xm)$ la probabilidad estimada.

2.2.2.3.Determinación de tiempo de concentración.

El tiempo de concentración (T_c) es el intervalo necesario para que el agua precipitada en el punto más alejado alcance la sección de salida. Representa el tiempo durante el cual toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal de escorrentía, por lo que es un parámetro esencial para el cálculo del caudal máximo de diseño hidrológico. Para ello se emplean métodos empíricos y semiempíricos derivados de estudios experimentales, entre los que destaca la fórmula de Kirpich, aplicada en cuencas pequeñas y de fuerte pendiente (MTC, 2018).

$$T_c = C \left(\frac{L \times L_c}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.38} \quad (4)$$

Donde, L longitud del máximo curso en km, L_c longitud al centroide en km, S pendiente del cauce principal, y C coeficiente de escorrentía.

El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (5)$$

$$t_c = 0.0195 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (6)$$

Donde: L : longitud del canal desde aguas arriba hasta, a salida, m; S : pendiente promedio de la cuenca, m/m.

$$t_c = t_o + t_f \quad (7)$$

Donde: t_o es el tiempo de entrada hasta alguna alcantarilla, t_f es el tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés.

$$t_r = 0.40 \times t_c \quad (8)$$

Donde: t_r : tiempo de entrada, t_c : tiempo de concentración.

2.2.2.4.Curvas IDF.

Este método utiliza las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), que relacionan la intensidad de la lluvia con la duración del evento y la frecuencia con la que ocurre. Estas curvas se elaboran a partir de registros históricos de precipitación

obtenidos en estaciones meteorológicas. Su finalidad es estimar la intensidad de lluvia asociada a un determinado período de retorno (por ejemplo, cada 10, 50 o 100 años) para distintas duraciones del evento (Castillo et al., 2024)

$$i_{(t,Tr)} = \frac{520.7246 \times Tr^{0.2016}}{D^{0.75}} \quad (9)$$

Donde, I intensidad de lluvia, Tr periodo de retorno, D duración de la lluvia.

2.2.2.5.Periodo de retorno.

El período de retorno (T) es el intervalo promedio en el que se estima que pueden ocurrir fenómenos excepcionales de precipitación con volúmenes y duraciones iguales o superiores; es decir, con qué frecuencia se presenta un evento (Gutiérrez et al., 2011).

$$\Pr(T, N) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \quad (10)$$

Donde, Pr (T, N): probabilidad (%) de que un evento con período de retorno T ocurra al menos una vez en N años, T: período de retorno en años.

Tabla 1

Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores

Tipo de estructura	Periodo de retorno (años)
Alcantarillado sobre camino secundario.	5 - 10
Drenaje lateral en pavimentos	1 - 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje agrícola	5 - 10

Nota. (Villón, 2002).

2.2.2.6.Tormentas e hietogramas de diseño.

El diseño de un sistema de drenaje inicia con la definición del hietograma de lluvia de diseño, que representa la distribución temporal de una tormenta asociada a una probabilidad de ocurrencia. Esta tormenta sirve como entrada al modelo

hidrológico, lo que permite calcular la escorrentía y los caudales resultantes mediante métodos de lluvia–escorrentía y de tránsito de caudales (Cutí, 2018).

El hietograma de diseño es la representación temporal de la lluvia total caída durante un evento y constituye un elemento clave para estimar la respuesta de escorrentía de una cuenca. Su definición adecuada es esencial en los métodos modernos de análisis de flujo no permanente, ya que permite obtener hidrogramas de diseño confiables para el dimensionamiento hidráulico (Rojas y Humpiri, 2016).

2.2.2.7. Coeficientes de escorrentía.

Es un parámetro hidrológico adimensional que indica qué porcentaje de la lluvia cae sobre la superficie, no se infiltra ni se almacena, sino que se convierte en escorrentía superficial. Indicando, en otras palabras, qué tan impermeable o rápida es una zona para generar caudal de escorrentía (Chiarito et al., 2018).

$$C = \frac{(P_d - P_o) \times (P_d + 23 \times P_o)}{(P_d + 11 \times P_o)^2} \quad (11)$$

Donde, C es igual al coeficiente de escorrentía, donde P_d es la precipitación máxima diaria en mm, P_o es el umbral de escorrentía equivalente a $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$, donde CN es el número de curva, determinado a partir del sharpefile “Curvas N” que se puede obtener en línea.

Tabla 2

Coeficientes de escorrentía según cobertura vegetal, tipo de suelo y pendiente del terreno

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		>50%	>20%	>5%	>1%	<1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, vegetación densa	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Nota. (MTC, 2018).

2.2.2.8. Método racional para determinar caudales.

El método racional es un procedimiento hidrológico ampliamente utilizado para calcular el caudal máximo de escorrentía superficial que puede producirse en una cuenca pequeña durante un tiempo de lluvia determinado. Se basa en el principio de que el caudal pico es proporcional al producto del coeficiente de escorrentía, de la intensidad de la lluvia y del área de drenaje. Asumiendo que el caudal máximo ocurre cuando la duración de la lluvia es igual o mayor que el tiempo de concentración, de modo que toda la cuenca contribuye simultáneamente al caudal de salida (Chiarito et al., 2018).

$$Q = 0.278 \times i \times \sum_{j=1}^m C_j \times A_j \quad (12)$$

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360} \quad (13)$$

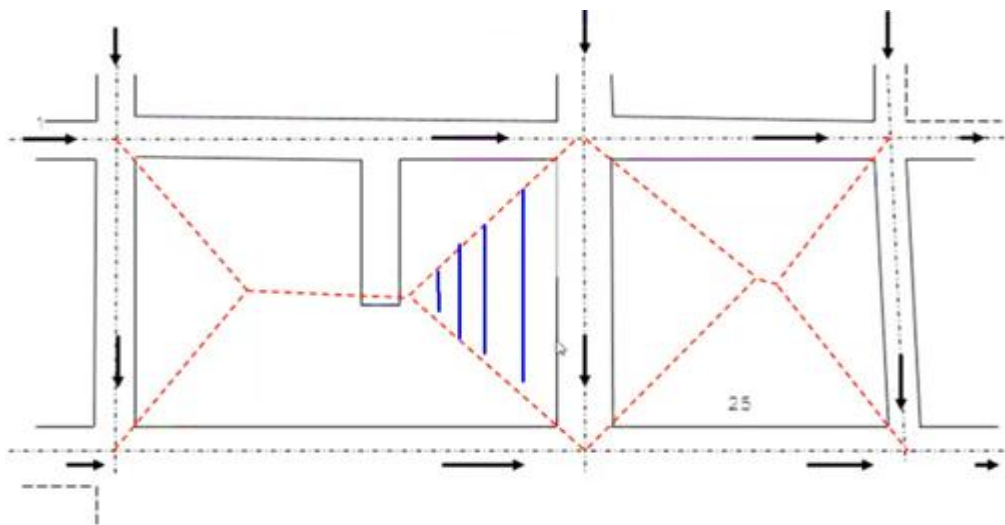
Donde: Q, caudal pico en m³/s; i, intensidad de la lluvia en mm/hora; C_j, coeficiente de escorrentía para la j-ésima subcuenca; m, número de subcuencas urbanas drenadas por alcantarillas o canales.

2.2.3. Aplicación por vías (método de cuencas viales)

La aplicación por vías en drenaje urbano consiste en un método de análisis y diseño que calcula el caudal de escorrentía considerando el aporte generado por edificaciones y superficies viales a lo largo de una vía principal. Este procedimiento permite estimar cómo se acumula y se distribuye el flujo en función de la pendiente, la topografía y el grado de impermeabilidad del entorno (Cárdenas, 2017).

Figura 1

Esquema de aplicación por vías en el drenaje urbano



Nota. (Cárdenas, 2017).

2.2.4. Modelamiento hidráulico

Es una representación matemática o computacional del comportamiento del agua en sistemas naturales o artificiales, como canales, ríos, redes urbanas y alcantarillas. Se describen mediante ecuaciones la continuidad, la cantidad de movimiento y la energía, lo que permite simular la variación de la profundidad, la

velocidad, la pendiente hidráulica, el caudal y diversos parámetros del flujo en distintas condiciones. Tiene como propósito predecir, evaluar y optimizar el funcionamiento hidráulico de dicho sistema antes de su construcción o intervención, facilitando analizar escenarios de lluvia, identificando puntos de inundación, estimando comportamientos ante caudales extremos y verificando capacidad hidráulica (Torres, 2017).

2.2.4.1.Principios del flujo uniforme y del flujo variado.

El flujo uniforme se caracteriza por la constancia de la profundidad, la velocidad y la pendiente hidráulica a lo largo del canal, lo que implica un equilibrio entre la energía disponible y la resistencia al movimiento del agua. En contraste, el flujo variado ocurre cuando estas propiedades cambian espacialmente debido a alteraciones geométricas, variaciones de pendiente o a la presencia de estructuras hidráulicas. En flujo gradualmente variado, los cambios son suaves y permiten aplicar ecuaciones diferenciales de energía; mientras que en flujo rápidamente variado, los cambios son abruptos, generando transiciones como resaltes hidráulicos (Chow, 1959). La distinción entre ambos tipos es esencial para el diseño y el análisis de sistemas de drenaje, ya que determina el método de cálculo y la trayectoria de la línea de energía.

2.2.4.2.Régimen crítico, supercrítico y subcrítico.

El régimen de flujo en un canal se clasifica mediante el número de Froude (Fr), que compara la inercia del flujo con la fuerza gravitatoria. Cuando $Fr = 1$, el flujo se encuentra en condición crítica, lo que corresponde al punto de mínima energía específica. Si $Fr < 1$, el flujo es subcrítico, caracterizado por bajas velocidades y predominio de los efectos gravitacionales; por el contrario, cuando $Fr > 1$, el flujo es supercrítico y presenta altas velocidades e influencia dominante de la inercia (Mays, 2010). Esta clasificación es fundamental en el diseño de cunetas, alcantarillas y

estructuras de disipación, pues define la estabilidad del flujo, la transmisión de ondas y la posibilidad de transiciones hidráulicas.

2.2.4.3.Ecuación de Manning.

La ecuación de Manning es una fórmula empírica utilizada para estimar la velocidad del flujo en canales abiertos y tuberías parcialmente llenas, que incorpora la rugosidad del conducto y la pendiente hidráulica (Díaz et al., 2020).

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (14)$$

Donde: V es la velocidad del flujo, n es el coeficiente de rugosidad de Manning, R es el radio hidráulico (área de flujo dividida por el perímetro mojado) y S es la pendiente del canal.

Tabla 3

n de Manning para cunetas de calles y calzadas

Tipo de cuneta o calzada	n de Manning
Cuneta de concreto con acabado paleteado	0.012
Calzada de asfalto	
Textura suave (o lisa)	0.013
Textura rugosa	0.016
Cuneta de concreto – calzada de asfalto	
Suave (o liso)	0.013
Rugoso	0.015
Calzada de concreto	
Acabado	0.014
Acabado escobillado	0.016
Para cunetas con pendientes pequeñas, donde el sedimento puede acumularse, se incrementarán los valores antes indicados de n, en:	0.002

Nota. Norma CE.040 (MVCS, 2024).

2.2.4.4.Parámetros hidráulicos (tirante, velocidad, caudal de capacidad).

Los parámetros hidráulicos fundamentales para analizar el escurrimiento superficial en cunetas y canales incluyen el tirante, la velocidad y el caudal de capacidad. El tirante corresponde a la profundidad del agua, medida verticalmente

desde la solera hasta la superficie libre, y controla el tipo de flujo y la eficiencia hidráulica. La velocidad se determina por la pendiente, la rugosidad y la forma de la sección, lo cual es clave para evitar procesos de sedimentación o de erosión excesiva. El caudal de capacidad representa el volumen máximo de agua que una sección puede transportar sin desbordar y se calcula comúnmente mediante la ecuación de Manning, que integra la geometría y las condiciones de flujo (Chaudhry, 2008). La estimación correcta de estos parámetros asegura que las estructuras de drenaje operen conforme a los criterios técnicos establecidos.

2.2.5. Modelamiento hidráulico computacional

El modelamiento hidráulico en HEC-RAS permite simular el comportamiento del flujo en cauces naturales y en sistemas urbanos mediante enfoques unidimensionales (1D) o bidimensionales (2D). El enfoque 1D resuelve el flujo a lo largo del eje del canal, ideal para secciones definidas y análisis de capacidad hidráulica, mientras que el enfoque 2D modela la propagación del agua sobre superficies complejas, capturando variaciones laterales y direccionales del flujo. Ambos métodos se basan en la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant, que representan la conservación de la masa y del momento lineal (Brunner, 2016). Su adecuada selección depende del nivel de detalle requerido en la simulación.

Simulación del comportamiento del drenaje urbano

En el contexto urbano, HEC-RAS permite representar la interacción entre pendientes viales, microcuencas, cunetas, badenes y alcantarillas y simular la acumulación, concentración y evacuación del flujo pluvial. El modelo incorpora la rugosidad del pavimento, el aporte de escorrentía proveniente de las áreas impermeables y la respuesta hidráulica de las estructuras de drenaje. Este proceso permite identificar puntos de sobrecarga, fallas de capacidad y zonas susceptibles a

inundación, lo que constituye una herramienta clave para validar y ajustar el diseño propuesto (Fang et al., 2019).

Parámetros de entrada y salida

El modelamiento hidráulico requiere definir parámetros de entrada como el hidrograma o el caudal de diseño, los coeficientes de Manning, la pendiente del terreno, la geometría de las secciones y las condiciones de borde. Los resultados incluyen mapas de profundidad, velocidad del flujo, áreas inundadas y capacidad de conducción de las subcuencas urbanas, lo que permite evaluar el comportamiento del sistema ante eventos de lluvia extrema (Mays, 2011). Estos parámetros permiten comparar el desempeño del sistema existente con el del sistema propuesto.

2.2.6. *Diseño geométrico del sistema de drenaje*

Criterios de diseño geométrico

El diseño geométrico del drenaje pluvial debe garantizar la conducción eficiente y segura de los caudales generados durante los eventos de diseño, así como la estabilidad hidráulica y constructiva. Estos criterios incluyen la selección adecuada del tipo de sección, el dimensionamiento en función del caudal, la eficiencia hidráulica y la compatibilidad con el entorno urbano. La sección debe cumplir con los requisitos de capacidad, permitir la autolimpieza, evitar la erosión y facilitar el mantenimiento (Qin et al., 2013).

Pendientes mínimas y máximas

Las pendientes mínimas garantizan la autolimpieza de las cunetas y canalizaciones, evitando la sedimentación, mientras que las máximas limitan la velocidad para prevenir la erosión y los daños en el pavimento. La pendiente hidráulica se ajusta a las condiciones topográficas, manteniendo un equilibrio entre la capacidad y el control de las velocidades. La literatura establece rangos típicos entre 0,5% y 2%

para flujos urbanos, dependiendo del material y de la rugosidad (Akan & Houghtalen, 2003).

Secciones hidráulicas

Las secciones hidráulicas pueden ser rectangulares, triangulares, trapezoidales o compuestas, y se seleccionan en función del caudal de diseño, de la disponibilidad de espacio y de la topografía local. El desempeño hidráulico depende de la geometría, del tirante crítico y de la eficiencia en la conducción del flujo. Una sección correctamente dimensionada minimiza las pérdidas de energía y asegura el transporte adecuado del volumen de agua durante el evento extremo definido (French, 1985).

2.2.7. Diseño de cunetas

La capacidad hidráulica de la estructura diseñada, debe ser superior al caudal de diseño de la cuneta. Para obtener el caudal de diseño se emplea la ecuación de Manning: (Pérez, 2013)

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (15)$$

Donde, Q caudal de diseño (m³/s), n coeficiente de rugosidad de Manning, A área mojada en m², radio hidráulico en m, S pendiente en m/m.

2.2.7.1. Cunetas rectangulares

Son elementos de drenaje superficial utilizados en carreteras, calles, y obras urbanas para captar, conducir y evacuar el agua de la lluvia que escurre sobre la superficie de la vía (Ramos, 2021).

a) Ecuación de Manning. Ecuación de diseño para dimensionar cunetas de sección rectangular.

En este caso, esta sección geométrica no presenta taludes laterales, por lo que m = 0, lo que la convierte en un caso particular de la sección trapezoidal.

$$Q = \left(\frac{\phi S o^{1/2}}{n} \right) \frac{(By)^{5/3}}{(B+2y)^{2/3}} \quad (16)$$

b) Propiedades geométricas de la sección hidráulica.

$$\text{Área hidráulica } (A) = by \quad (17)$$

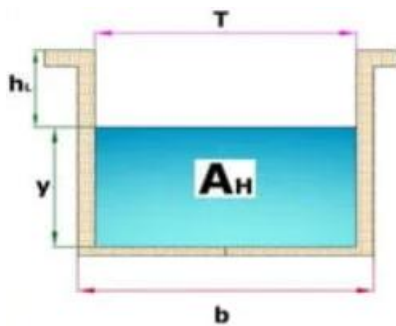
$$\text{Perímetro mojado } (P) = b + 2y \quad (18)$$

$$\text{Radio hidráulico } (R) = \frac{by}{b+2y} \quad (19)$$

$$\text{Espejo de agua } (T) = b \quad (20)$$

Figura 2

Cuneta rectangular



Nota. Elaborado a partir de la información (Pérez, 2013).

2.2.7.2. Cunetas triangulares

Estructura de drenaje superficial utilizada en carreteras, caminos y áreas urbanas; se caracteriza por tener una sección transversal en forma de V, lo que permite que el flujo se encause naturalmente en el fondo de la cuenca (Ramos, 2021).

a) Ecuación de Manning. Ecuación de diseño para cunetas triangulares simples urbanas.

$$Q = \frac{\emptyset S_{01}^{1/2} y^{8/3}}{(2S_{0t})^{5/3} n \left(1 + \sqrt{\frac{1+S_{0t}^2}{S_{0t}^2}} \right)^{2/3}} \quad (21)$$

De la anterior ecuación se realizó el despeje de la profundidad de la lámina de agua (y), obteniéndose la siguiente:

$$y = \left[\frac{nQ(2S_{ot})^{5/3} \left(1 + \sqrt{\frac{1+S_{ot}^2}{S_{ot}^2}} \right)^{2/3}}{\phi S_{ot}^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (22)$$

Una vez calculada la profundidad (y), se puede determinar el ancho superficial, b, de la cuenta.

$$b = \frac{y}{S_{ot}} \quad (23)$$

b) Ecuación de Izzard.

Se utiliza para secciones triangulares

$$Q = 0.00175 \cdot \left(\frac{Z}{n} \right) s_0^{1/2} y^{8/3} \quad (24)$$

Donde, Q caudal (l/s), Z 1/Sx, Y profundidad del agua en el brocal (cm), n coeficiente de rugosidad de Manning.

c) Propiedades geométricas de la sección hidráulica.

$$\text{Área hidráulica (A)} = zy^2 \quad (25)$$

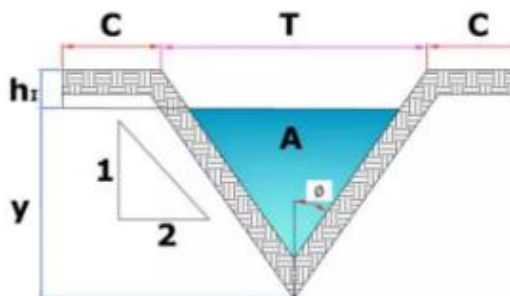
$$\text{Perímetro mojado (P)} = 2y\sqrt{1+z^2} \quad (26)$$

$$\text{Radio hidráulico (R)} = \frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}} \quad (27)$$

$$\text{Espejo de agua (T)} = 2zy \quad (28)$$

Figura 3

Cuneta Triangular



Nota. Elaborado a partir de la información (Pérez, 2013).

2.2.7.3. Cuneta sección compuesta

Estructura de drenaje superficial cuya sección transversal está formada por dos o más geometrías combinadas, lo que permite integrar en una misma cuneta las ventajas hidráulicas de una base estable y amplia (Ramos, 2021).

a) Ecuación de Manning. Ecuación de diseño para cunetas triangulares compuestas urbanas.

$$Q = \frac{\phi S_{ol}^{1/2}}{2^{5/3}} \left[\frac{1}{n_1} \sqrt[3]{\frac{[b_1(2y - b_1 S_{ot1})]^5}{\left(y + b_1 \sqrt{1 + S_{ot1}^2}\right)^2}} + \frac{1}{n_2 S_{ot2}} \sqrt[3]{\frac{(y - b_1 S_{ot1})^8}{(1 + S_{ot1}^2)}} \right] \quad (29)$$

b) Propiedades geométricas de la sección hidráulica.

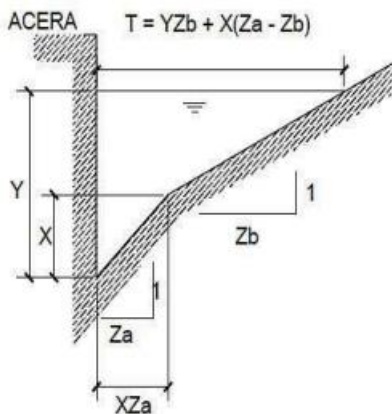
$$P = Y + X \sqrt{1 + \left(\frac{1}{Z_a}\right)^2} + \left(y - \frac{X}{Z_a}\right) \sqrt{1 + Z_b^2} \quad (30)$$

$$Q = 315 \frac{s^{1/2}}{n} \left[\left[2XY - \frac{X^2}{Z_a} \right] + Z_b \left(Y - \frac{X}{Z_a} \right)^2 \right]^{5/3} P^{2/3} \quad (31)$$

Donde: Q, caudal; n, coeficiente de rugosidad de Manning; s, pendiente longitudinal del canal; Z, valor recíproco de la pendiente transversal 1:Z; Y, tirante de agua en m; T, ancho superficial en m; P, perímetro mojado en m.

Figura 4

Cuneta Sección Compuesta



Nota. Norma CE.040 (MVCS, 2024).

2.2.8. *Diseño de alcantarillas*

Las cantarillas son conductos, que pueden ser de sección circular o de marco (cuadradas o rectangulares) y suelen instalarse enterradas, y esta son utilizada para desagües o en cruces con carreteras, pueden trasportar flujo lleno o parcialmente lleno, según factores como diámetro, rugosidad del material, longitud y sobre todo niveles de agua en la entrada y salida (ANA, 2010).

Tipos de alcantarillas. Existen varios tipos de alcantarillas lo cual sirve para evacuar agua a través de ductos que pueden ser cerrados o canal abierto, y se tienen los siguientes por el material, por la forma de sección y la función que cumple (Aguilar et al., 2018)

Criterios de capacidad. La capacidad de una alcantarilla debe asegurar que conduzca el caudal de diseño sin producir desbordamientos; los criterios principales son: área hidráulica suficiente para el caudal, capacidad de entrada y salida, altura libre adecuada en el interior del conducto y verificación de las velocidades para evitar la sedimentación o la erosión (ANA, 2010).

Control de aguas arriba y de aguas abajo. El control de aguas arriba se produce cuando la entrada limita el flujo, mientras que el control de aguas abajo ocurre cuando la salida y sus condiciones hidráulicas determinan el caudal (Chanson, 2021).

Requisitos hidráulicos y estructurales. Exige que el conducto tenga capacidad suficiente para transportar el caudal, que posea resistencia para soportar cargas vehiculares y de relleno, garantizando la estabilidad frente a asentamientos, y que sea duradero frente a la corrosión (ANA, 2010).

Ecuaciones de diseño. El diseño debe minimizar las pérdidas de energía y evitar el embalse o el retorno del flujo.

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2gh}{f\left(\frac{L}{D}+K\right)}} \quad (32)$$

Donde D es el diámetro de la tubería, g es la aceleración debida a la gravedad, h es la pérdida de carga, L es la longitud de la tubería, f es el factor de fricción, K es la suma de las pérdidas menores.

2.2.9. Diseño de badenes

Los badenes son dispositivos hidráulicos superficiales diseñados para interceptar y conducir el flujo pluvial transversalmente a la vía, evitando que el agua siga su trayectoria natural y cause erosión o acumulación en intersecciones críticas. Sus componentes principales incluyen la solera o canal de conducción, las rampas de aproximación, los taludes laterales y las juntas estructurales, que permiten disipar esfuerzos y garantizar la estabilidad. La adecuada articulación de estos elementos asegura que el badén cumpla simultáneamente funciones hidráulicas y de seguridad vial (Akan y Houghtalen, 2003).

Flujo superficial en calzadas

El flujo superficial que circula sobre los pavimentos urbanos depende de la pendiente, la rugosidad y los aportes de escorrentía provenientes de techos y de áreas impermeables. Durante eventos de lluvia intensos, este flujo puede concentrarse sobre la calzada y generar velocidades capaces de comprometer la seguridad del tránsito o de causar daños al pavimento. Los badenes permiten controlar esta lámina de agua, desviándola hacia un punto de captación o de canalización lateral mediante una depresión transversal diseñada para reducir la energía del flujo (Mays, 2010).

Parámetros geométricos y de seguridad vial

El diseño geométrico del badén debe equilibrar la eficiencia hidráulica con las condiciones de seguridad vial. Entre los parámetros clave se encuentran la profundidad máxima o flecha, el ancho efectivo del canal, la pendiente longitudinal, la pendiente transversal y los radios de transición que permiten el paso confortable de los vehículos.

Si estos parámetros no se ajustan adecuadamente, pueden producirse impactos bruscos, pérdida de control del vehículo o acumulación excesiva de agua. Por ello, las normativas recomiendan pendientes suaves, geometrías continuas y profundidades controladas para compatibilizar el flujo pluvial con el tránsito (AASHTO, 2018)

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (33)$$

Donde: Q, caudal en m³/s; A, área hidráulica en m²; R, radio hidráulico (A/P) en m; P, perímetro mojado en m; n, coeficiente de rugosidad de Manning; S, pendiente longitudinal del badén en m/m.

2.2.10. Norma CE.040 “Diseño pluvial” (MVCS, 2024)

La norma establece que el drenaje pluvial urbano debe diseñarse considerando el periodo de retorno adecuado según la clasificación de la vía, las características de la cuenca urbana y las condiciones climáticas locales. Establece que el cálculo de caudales puede realizarse mediante métodos hidrológicos reconocidos, como el Método Racional, y que las curvas IDF deben corresponder a información pluviométrica representativa y validada. Asimismo, señala que los sistemas pueden estar conformados por cunetas, drenes, canales, sumideros, colectores, alcantarillas y estructuras de descarga, los cuales deben operar de forma continua e interconectada.

Para las cunetas, la norma especifica su geometría, pendientes mínimas, rugosidad y capacidad hidráulica, indicando el uso de la ecuación de Manning y, en el caso de secciones triangulares, de la fórmula de Izzard. También establece criterios para evitar desbordes, controlar las velocidades excesivas y minimizar los procesos erosivos. Para las descargas, se exige que el sistema cuente con salidas formales hacia quebradas o drenes naturales, a fin de garantizar que no se afecten áreas sensibles.

Finalmente, la CE.040 resalta la importancia del mantenimiento periódico, la eliminación de obstrucciones y la actualización de los modelos hidráulicos.

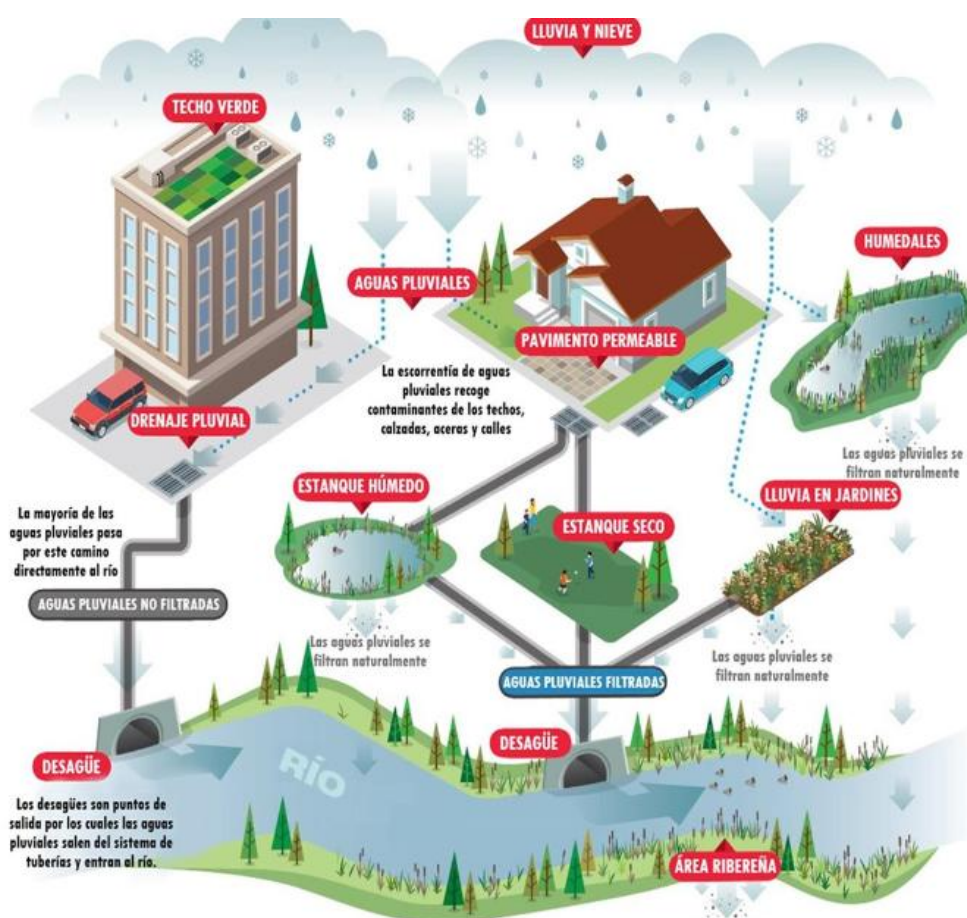
2.3. Definiciones conceptuales

2.3.1. Sistema de drenaje pluvial

Un sistema de drenaje es el conjunto de estructuras y canales destinados a recolectar, conducir y evacuar el agua de lluvia o el exceso hídrico de un área, evitando inundaciones y garantizando un flujo seguro. En el ámbito urbano, estos sistemas manejan tanto aguas residuales como pluviales, a fin de prevenir contaminación y proteger las zonas habitadas; para ello incluyen obras como sumideros, colectores y canales que interceptan y trasladan el agua hacia puntos de disposición adecuados (Yañez, 2014).

Figura 5

Sistema de drenaje pluvial



Nota. (Wasser World, 2020).

2.3.1.1. Tipos de sistemas de drenaje

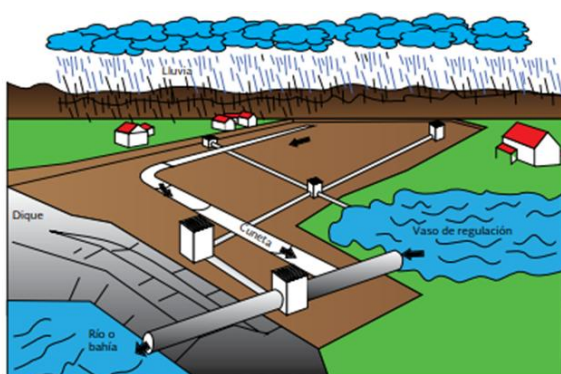
El sistema de drenaje pluvial está diseñado exclusivamente para recolectar y transportar el agua de lluvia proveniente de áreas urbanas impermeables, como techos, veredas y calzadas. Su finalidad es evitar la acumulación superficial y reducir los riesgos de anegamiento mediante elementos como cunetas, sumideros, canaletas y alcantarillas. Este tipo de sistema opera de forma independiente del alcantarillado sanitario, lo que permite mejorar la eficiencia hidráulica y evitar la contaminación de los cuerpos receptores durante eventos de tormenta (Wang et al., 2018).

El sistema de drenaje combinado integra en una sola red el transporte de aguas pluviales y de aguas residuales domésticas, utilizando colectores comunes que conducen ambos caudales hacia una planta de tratamiento o un punto de descarga. Aunque es un sistema tradicional empleado en ciudades antiguas, presenta desventajas ante lluvias intensas, ya que los caudales pueden superar la capacidad hidráulica de la red. Por ello, en la ingeniería moderna se recomienda migrar a sistemas separados (Mays, 2010).

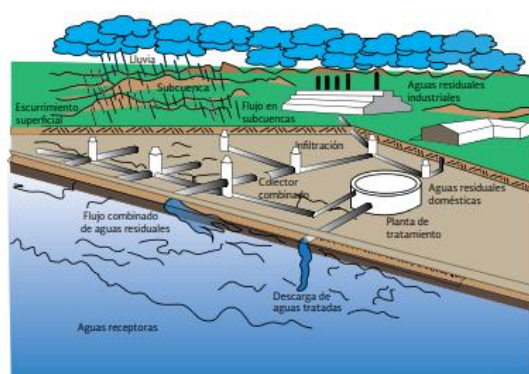
Figura 6

Tipos de sistema de drenaje pluvial

Sistema de drenaje pluvial



Sistema de drenaje combinado



Nota. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA, 2019).

2.3.1.2.Componentes del sistema de drenaje pluvial.

Los componentes del sistema de drenaje pluvial comprenden todas las estructuras hidráulicas destinadas a captar, conducir y evacuar el agua de lluvia de forma segura hacia un punto de descarga, evitando inundaciones, la erosión y los daños en la infraestructura urbana (Chow et al., Applied Hydrology, 1998).

a) Cunetas

Las cunetas son estructuras hidráulicas ubicadas a los lados de la vía para interceptar y conducir el agua proveniente de la calzada, los taludes y el terreno adyacente, evitando daños a la infraestructura. Se construyen con concreto u otros materiales y deben contar con capacidad suficiente para evacuar rápidamente el caudal que reciben (Antillón, 2019).

b) Alcantarillas

Las alcantarillas son estructuras cerradas, generalmente circulares o rectangulares, instaladas bajo caminos, vías urbanas o accesos, destinadas a permitir el paso del flujo pluvial transversal sin interrumpir la infraestructura superficial. Estas obras actúan como conductos que conectan dos lados de una vía, permitiendo el cruce del agua en situaciones en las que las cunetas o los canales abiertos serían insuficientes o impracticables (Akan y Houghtalen, 2003).

c) Badenes

Los badenes son depresiones o canales superficiales contruidos transversalmente a la vía para captar y desviar el flujo pluvial hacia un punto de descarga, especialmente en intersecciones o zonas donde la pendiente favorece la concentración del agua. Funcionan como obras de paso superficial que reducen la velocidad del flujo y permiten su conducción controlada sin requerir estructuras subterráneas (AASHTO, 2018).

2.3.2. Modelamiento hidrológico e hidráulico

El modelamiento hidrológico e hidráulico consiste en representar, mediante ecuaciones y herramientas computacionales, cómo la lluvia se convierte en escorrentía y cómo esta se desplaza a través de un sistema de drenaje. El componente hidrológico estima el caudal generado por la precipitación, mientras que el componente hidráulico simula el flujo resultante en cunetas, canales y alcantarillas para identificar niveles de agua, velocidades y posibles zonas críticas. Este modelamiento conjunto permite evaluar el desempeño del drenaje urbano ante eventos de lluvia y optimizar su diseño (Mays, 2010).

2.3.2.1. Modelamiento hidrológico.

El análisis hidrológico es esencial para diseñar un sistema de drenaje, pues permite estimar la lluvia crítica, la escorrentía generada y los caudales que la infraestructura debe transportar. A partir de datos climáticos, topográficos y de suelo, se determinan las lluvias de diseño, se calcula la escorrentía y se dimensionan los componentes del sistema, verificando su capacidad y eficiencia para prevenir inundaciones y los daños asociados (Villón Béjar, 2006).

a) Cuenca hidrológica

Una cuenca hidrográfica es el área de terreno donde el agua de lluvia, al escurrir superficialmente, converge hacia un mismo punto de salida o de almacenamiento. Constituye la unidad básica del análisis hidrológico, pues delimita la superficie que drena sus escorrentías hacia un cauce o sistema de corrientes común (Yañez, 2014).

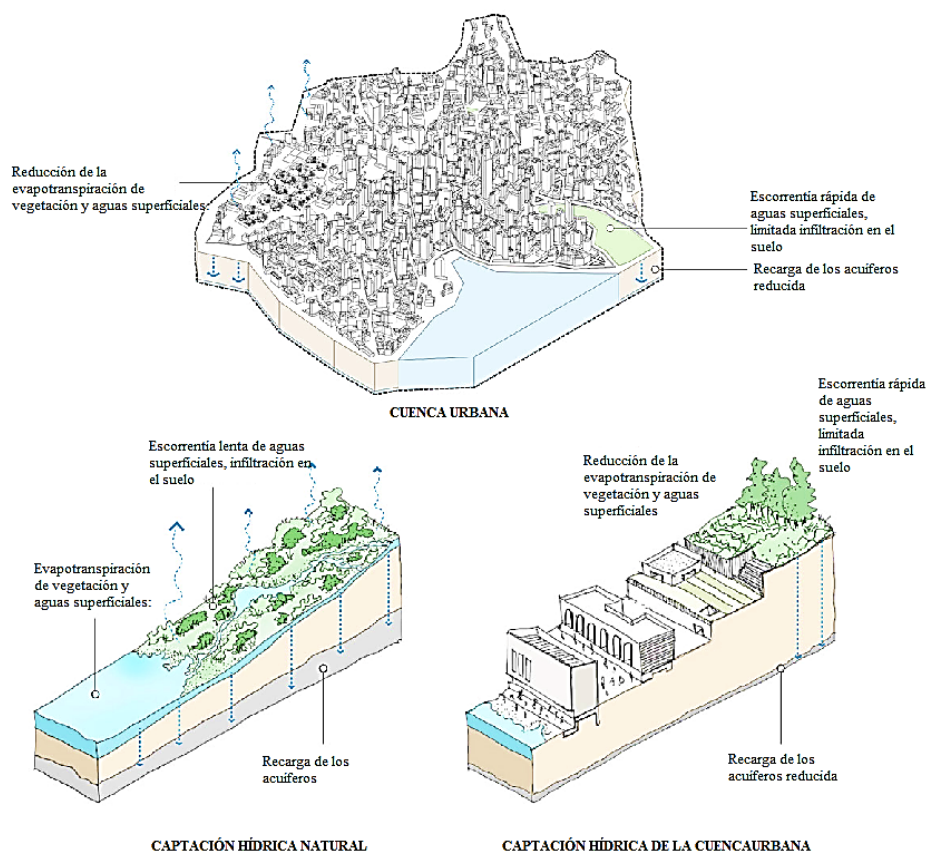
b) Cuenca urbana

Una cuenca urbana es una unidad territorial de pequeña extensión dentro de la ciudad donde la precipitación se concentra y genera escorrentía que fluye hacia un punto de salida común, influida por la topografía, el grado de impermeabilización y la

infraestructura vial existente. En este tipo de entornos, las superficies pavimentadas reducen la infiltración y aceleran el escurrimiento, por lo que el análisis de la microcuenca es esencial para estimar caudales, identificar zonas de acumulación y diseñar sistemas de drenaje adecuados que controlen el impacto de las lluvias intensas (Tucci, 2001).

Figura 7

Cuenca hidrológica urbana



Nota. (Díaz E. , 2023).

c) Parámetros geomorfológicos de la microcuenca

Los parámetros geomorfológicos de una microcuenca son las características físicas del terreno que determinan la generación y la concentración de escorrentía, incluyendo la forma de la cuenca, su área, pendiente media, longitud del cauce principal, elevación, relieve y red de drenaje. Estos parámetros influyen directamente

en el tiempo de concentración, la velocidad del flujo y la respuesta hidrológica ante eventos de lluvia, por lo que su análisis es fundamental para el diseño y la evaluación de sistemas de drenaje urbano (Chow et al., Applied Hydrology, 1998).

Área. Superficie horizontal que conforma la cuenca de drenaje y determina directamente la cantidad de escorrentía y el caudal que esta puede generar (Coronel, 2021).

Pendiente. Ángulo entre la superficie del terreno y la horizontal, expresado en grados (Quijano, 2014).

Altitud media (H). Valor promedio ponderado de las elevaciones de una cuenca, útil para estimar precipitaciones cuando no existe información local; corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica (Ortiz, 2004).

$$H = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n H_i \times A_i \quad (34)$$

Donde: H_i , altura del área acumulada A_i sobre la curva H_i ; n , número de áreas parciales; A , área total de la cuenca.

Tiempo de concentración (T_c). Tiempo que tarda una gota ubicada en el punto más distante de la cuenca en llegar al punto de salida principal (Ortiz, 2004).

d) Precipitación de diseño

La precipitación comprende los procesos mediante los cuales el agua cae desde la atmósfera a la superficie terrestre en forma líquida o sólida, y constituye el elemento fundamental para los estudios de drenaje, pues la magnitud del escurrimiento superficial depende directamente de la cantidad de lluvia registrada. Su cuantificación se expresa como una lámina de precipitación en milímetros, interpretada como la altura de agua acumulada sobre un área unitaria, sin pérdidas por infiltración ni evaporación, y sirve de base para estimar los caudales de diseño y dimensionar las obras hidráulicas (Prieto, 2018).

Intensidades máximas. Las intensidades máximas de lluvia representan los valores más altos de precipitación que pueden ocurrir en un intervalo de tiempo específico (5, 10, 30, 60 minutos), y constituyen un insumo fundamental para el cálculo de caudales de diseño en obras de drenaje. Estas intensidades se obtienen a partir de análisis estadísticos de series históricas de lluvia y se utilizan para construir curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF), que permiten estimar el comportamiento extremo de la precipitación en una zona determinada (Chow et al., Applied Hydrology, 1998).

Periodo de retorno. El periodo de retorno es el intervalo promedio de tiempo durante el cual un evento hidrológico extremo, como una lluvia intensa o un caudal elevado, tiene una probabilidad de ocurrencia igual o superior a su valor crítico. Se expresa en años (por ejemplo, $T_r = 10, 25$ o 50 años) y no indica cuándo ocurrirá el evento, sino la probabilidad anual de que ocurra. Este parámetro se emplea para seleccionar niveles de diseño que aseguren la seguridad y funcionalidad de obras hidráulicas y de drenaje (McCuen, 2005).

Caudales máximos. Los caudales máximos representan el mayor flujo que puede circular por un punto de un sistema hidráulico en un instante determinado y dependen de factores como la velocidad del agua, la altura hidráulica, la presión y las condiciones del conducto. Su magnitud puede variar debido a obstrucciones, topografía o eventos climáticos, lo que la convierte en un parámetro fundamental para el diseño y el dimensionamiento de obras hidráulicas (Villón, 2002).

2.3.2.2. Modelamiento hidráulico.

El modelamiento hidráulico relaciona las características del suelo, el clima y los parámetros hidráulicos para definir adecuadamente las obras. Este diseño requiere información geodésica, topográfica y geohidrológica del área de estudio, mientras que el análisis hidrológico aporta datos sobre la frecuencia, intensidad y duración de las

lluvias, fundamentales para identificar y prevenir problemas de drenaje (Santisteban, 2019).

Coeficientes de escorrentía. El coeficiente de escorrentía (C) es un parámetro adimensional que representa la fracción de la lluvia que se convierte en escorrentía superficial y depende del tipo de superficie, su impermeabilidad, la pendiente, el uso del suelo y las condiciones de infiltración. Valores altos (0.7–0.95) corresponden a superficies urbanas impermeables como pavimentos y techos, mientras que valores bajos se asocian a suelos permeables y áreas vegetadas. Este coeficiente es fundamental en el Método Racional para estimar caudales de diseño en zonas urbanas (Chow et al., Applied Hydrology, 1998).

Tirantes. El tirante de agua es la altura vertical del flujo medida desde la superficie del agua hasta el punto más bajo de la sección transversal de la cuneta, canal o alcantarilla. Es un parámetro esencial para caracterizar el régimen de flujo, determinar la capacidad hidráulica y evaluar el comportamiento del escurrimiento en condiciones uniformes o variables. Además, el tirante influye directamente en el cálculo de la velocidad y en la selección de secciones hidráulicas adecuadas para obras de drenaje (Chow, 1959).

Velocidades. La velocidad del flujo corresponde a la rapidez con que el agua se desplaza a lo largo de un canal o cuneta y se determina en función del caudal, de la geometría de la sección transversal y de la rugosidad del revestimiento. Su cuantificación es fundamental para asegurar una evacuación eficiente, sin generar erosión ni sedimentación excesiva, y para mantener el equilibrio entre la capacidad hidráulica y la estabilidad estructural. El diseño de drenaje urbano suele calcularse mediante la ecuación de Manning (Chow, 1959).

Caudal de escorrentía. La escorrentía es el caudal que fluye sobre la superficie del terreno y de las infraestructuras cuando la lluvia no se infiltra en el suelo ni se evapora,

y constituye el volumen que debe ser evacuado por los sistemas de drenaje. Este flujo, complejo y poco estudiado, proviene de varias fuentes: precipitación directa, flujo subsuperficial, flujo base y escurrimiento directo asociado a la lluvia. Su magnitud depende de factores climatológicos como la intensidad, la duración y la distribución espacial de la precipitación, así como de las condiciones del suelo y del ambiente (Rojas S. , 2018).

2.3.3. *Diseño del sistema de drenaje pluvial*

El diseño del sistema de drenaje pluvial consiste en dimensionar, analizar y verificar las estructuras hidráulicas que permiten recolectar, conducir y evacuar de manera segura el agua generada por las precipitaciones, con el fin de evitar inundaciones, erosión y daños a la infraestructura urbana. Su formulación se basa en criterios hidrológicos, hidráulicos y geométricos establecidos en normas técnicas, como la CE.040 del MVCS (2024), lo que garantiza que la infraestructura diseñada responda de forma adecuada a eventos de lluvia de un determinado periodo de retorno (Chow et al., 1998).

2.3.3.1. Cobertura y configuración del sistema

La cobertura del sistema se refiere al conjunto de áreas que aportan escorrentía a la red de drenaje, incluyendo calzadas, veredas, techos, taludes y superficies urbanas impermeables. La configuración del sistema describe cómo se organizan y conectan sus componentes, cunetas, sumideros, alcantarillas, colectores y estructuras especiales, para asegurar un transporte eficiente y continuo del flujo superficial hacia los puntos de descarga (Mays, 2010).

a) Longitud de conducción

La longitud de conducción es la distancia total que recorre el flujo a lo largo de la infraestructura de drenaje, desde su captación inicial hasta su descarga final. Este

parámetro influye directamente en la selección de pendientes, diámetros, secciones hidráulicas y tiempos de evacuación, y es clave para determinar el desempeño del sistema urbano (Mays, 2010).

2.3.3.2.Diseño geométrico del sistema

El diseño geométrico establece las dimensiones y características físicas de cunetas, canales y alcantarillas, definiendo elementos como secciones transversales, pendientes longitudinales, profundidades, anchos hidráulicos y radios de curvatura. Estos parámetros permiten garantizar condiciones de flujo estables, velocidades adecuadas y una capacidad suficiente para evacuar los caudales de diseño (Chow, 1959).

a) Dimensiones

Las dimensiones hidráulicas (ancho, profundidad, tirante y área de flujo) se definen en función del caudal de diseño, de la pendiente disponible y de la rugosidad del material. Su correcta determinación asegura que la sección transversal cumpla con la capacidad requerida por la norma CE.040, evitando desbordes o insuficiencias hidráulicas (Chow, 1959).

2.3.3.3.Desempeño del sistema

El desempeño del sistema de drenaje pluvial se evalúa mediante indicadores que permiten determinar si la infraestructura responde adecuadamente a los eventos de lluvia. Esta evaluación incluye el cumplimiento de caudales, la capacidad hidráulica, el comportamiento de los niveles de agua y la eficiencia en la evacuación del flujo durante el periodo de retorno adoptado (Mays, 2010).

a) Porcentaje $Q_{cap} \geq Q_{diseño}$

El porcentaje de ramales que cumplen $Q_{cap} \geq Q_{diseño}$ es un indicador que permite medir la suficiencia hidráulica del sistema. Representa la proporción de puntos

de control en los que la capacidad de la cuneta o alcantarilla supera el caudal generado por la precipitación. Un valor alto indica un sistema funcional y adecuadamente diseñado según la norma CE.040 (MVCS, 2024).

b) Lámina de agua en puntos críticos

La lámina de agua en puntos críticos corresponde a la altura del agua acumulada sobre la calzada o la superficie urbana durante un evento de lluvia. Este indicador evidencia zonas de insuficiencia hidráulica, fallas en la captación o pendientes inadecuadas y se determina mediante modelamiento computacional con HEC-RAS 2D (Brunner, 2016).

c) Tiempo de evacuación

El tiempo de evacuación es el intervalo necesario para que el sistema drene por completo el agua de lluvia acumulada en la superficie. Un menor tiempo de evacuación indica un sistema más eficiente, mientras que tiempos mayores sugieren problemas de capacidad, de captación o de conducción (Mays, 2010).

d) Área afectada por escorrentía

El área afectada por escorrentía es la superficie urbana donde se registran acumulaciones de agua, inundaciones localizadas o sobreflujo del sistema. Este indicador permite identificar sectores vulnerables y priorizar intervenciones de rediseño; generalmente se determina mediante modelamiento 2D con mapas de profundidad y de velocidad del flujo (Brunner, 2016).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo, diseño, nivel y enfoque de investigación

La investigación se desarrolló con un enfoque cuantitativo, ya que se trabajó con mediciones numéricas provenientes del análisis hidrológico e hidráulico, lo que permitió procesar caudales de diseño, intensidades de lluvia y parámetros geométricos mediante software especializado.

El estudio fue de tipo aplicado porque buscó resolver un problema real y específico de la ciudad de Tacabamba, orientando los procedimientos hidrológicos e hidráulicos para elaborar una propuesta técnica y funcional de drenaje pluvial. La aplicación de modelos y cálculos permitió generar una solución concreta que puede implementarse en el territorio.

El nivel de investigación fue descriptivo, dado que se caracterizaron las condiciones actuales de la cuenca urbana, la distribución de escorrentías y los parámetros hidrometeorológicos, geométricos e hidráulicos necesarios para comprender la dinámica pluvial que afecta a la ciudad.

El diseño fue no experimental, descriptivo causal simple y de corte transversal, porque no se manipuló ninguna variable; por el contrario, se observó la realidad tal como se presentó durante el año 2023, aplicando mediciones y modelamientos en un solo momento temporal para explicar su comportamiento y efectos.

Tabla 4

Tipo de investigación según los principales criterios

Criterio	Finalidad	Estrategia o enfoque metodológico	Objetivos	Fuente de datos	Control de diseño de la prueba	Temporalidad	Contexto donde sucede
Tipo de investigación	Aplicada	Cuantitativa	Descriptiva	Mixta	No experimental	Transversal (sincrónica)	Biblioteca y campo

Nota. (Grajales, 2000).

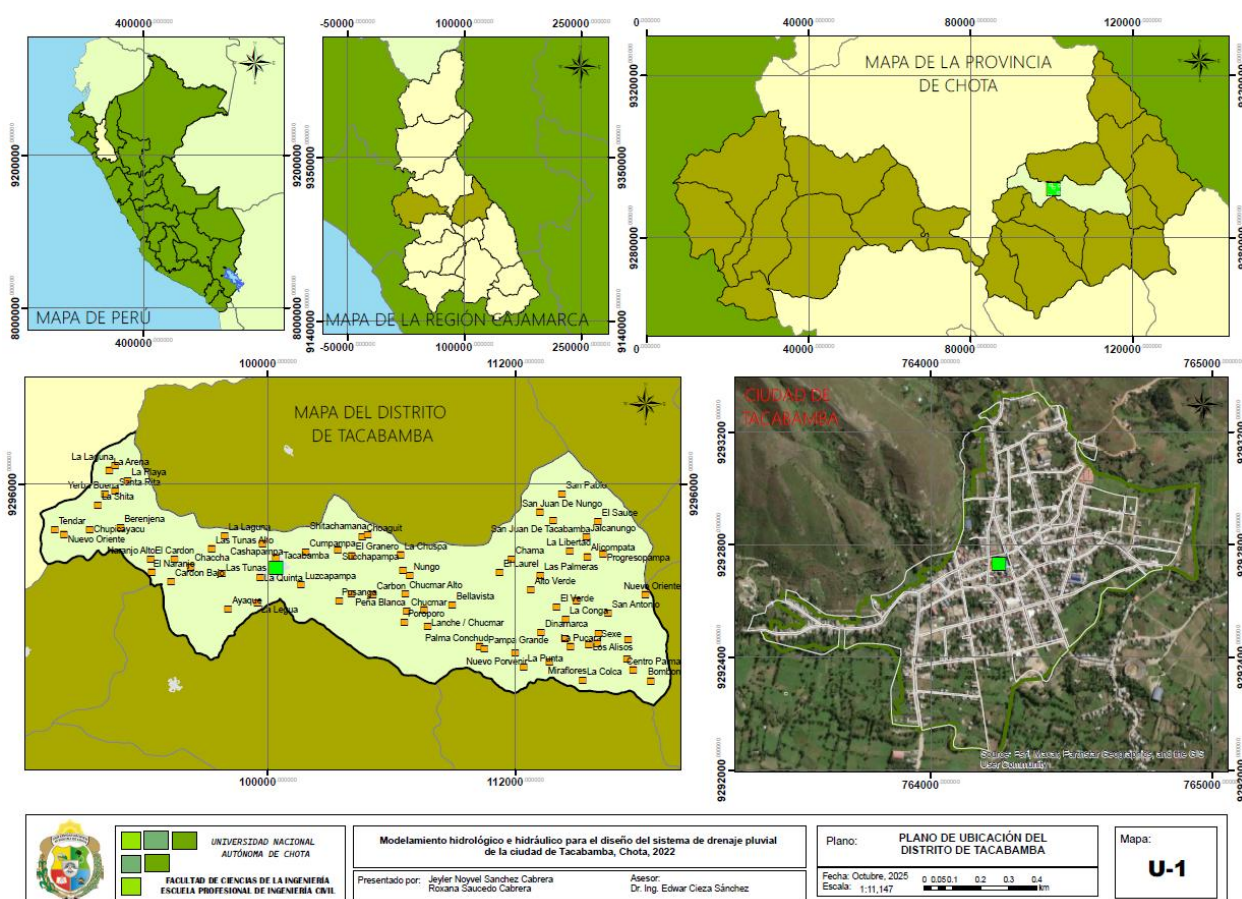
3.2. Ubicación, población, muestra, muestreo y unidad de análisis

3.2.1. Ubicación

El estudio se desarrolló en la ciudad de Tacabamba, ubicada en el distrito del mismo nombre, en la provincia de Chota, región Cajamarca. La ciudad de Tacabamba, área específica de intervención de esta investigación, se localizó en las coordenadas UTM WGS84, zona 17S: 764237.28 m E y 9292738.13 m S, a una altitud promedio de 2035 msnm, con una extensión superficial de 761 029.57 m², donde se evaluaron la generación de escorrentía y la capacidad del drenaje.

Figura 8

Mapa de ubicación del distrito de Tacabamba



Nota. Se han obtenido los SHP de la página web GEOGPS Perú a partir de datos del Ministerio de Educación (MINEDU) y se han elaborado los planos en ArcGIS 2018.

3.2.2. Población

La población estuvo constituida por la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba, comprendida por un total de 76.10 ha, área sometida a escorrentías pluviales directas que requieren ser analizadas para el diseño del sistema de drenaje pluvial. Esta superficie representó la totalidad del ámbito hidrológico involucrado en la evacuación de las aguas pluviales hacia los puntos de salida naturales (el río Tuspon).

Figura 9

Área de drenaje urbano de la ciudad de Tacabamba



Nota. Se han obtenido los SHP de la página web de GEOGPS Perú a partir de datos del Ministerio de Educación (MINEDU) y se han elaborado los planos en ArcGIS 2018.

3.2.3. Muestreo

El tipo de muestreo fue no probabilístico de tipo censal, debido a que se consideró la totalidad del espacio urbano que conformó la microcuenca de Tacabamba. No fue necesario seleccionar una fracción representativa, ya que el análisis hidrológico e hidráulico dependió directamente de la inclusión de toda el área urbana y de su red vial, indispensables para la modelación en HEC-RAS.

Tabla 5

Criterios de inclusión y exclusión para la selección del área de estudio

Criterio	Tipo	Descripción	Aplicación en el estudio
Área urbana consolidada de Tacabamba	Inclusión	Sectores que forman parte del casco urbano oficialmente delimitado en el plano catastral de la Municipalidad Distrital de Tacabamba.	Se incluyeron únicamente las 76.10 ha de la cuenca urbana reconocida como ciudad de Tacabamba.
Presencia de escorrentía superficial problemática	Inclusión	Zonas donde se registraron problemas recurrentes de acumulación de agua, arrastre de sedimentos o afectación de vías y viviendas durante lluvias intensas.	Se priorizaron las calles y sectores reportados por la población y las autoridades como críticos ante la escorrentía pluvial.
Ausencia de sistema de drenaje pluvial integrado	Inclusión	Sectores que no cuentan con una red de drenaje pluvial formalmente diseñada e interconectada (solo canaletas aisladas o inexistentes).	Se consideró la totalidad del casco urbano de Tacabamba, donde no existe un sistema pluvial continuo que conduzca las aguas pluviales hacia las quebradas receptoras.
Accesibilidad a información topográfica y catastral	Inclusión	Disponibilidad de planos, curvas de nivel, imágenes satelitales y cartografía base necesarios para el modelamiento hidrológico e hidráulico.	Se seleccionó Tacabamba por contar con un plano catastral municipal y una base topográfica suficiente para el análisis.
Sectores rurales o agrícolas externos al casco urbano	Exclusión	Áreas fuera del límite urbano que presentan usos agropecuarios y patrones distintos de generación de escorrentía.	No se incluyeron superficies rurales ni agrícolas, ya que el objetivo se centró en el sistema de drenaje urbano.
Microcuencas sin aporte directo a la ciudad	Exclusión	Áreas de drenaje que no descargan su escorrentía en la zona urbana de Tacabamba.	Se descartaron cuencas adyacentes que no contribuyen directamente al escurrimiento en la ciudad.

Nota. La tabla presenta los criterios técnicos empleados para seleccionar la cuenca urbana de Tacabamba como población de estudio, lo que justifica su pertinencia en función de la problemática de escorrentía, la disponibilidad de información y la ausencia de un sistema de drenaje pluvial interconectado.

3.2.4. Muestra

La muestra estuvo conformada por toda el área urbana de Tacabamba, equivalente a 76.10 ha, delimitada según el plano catastral de la Municipalidad Distrital de Tacabamba. Esta área concentró los sectores con mayores problemas de acumulación de agua debido a las precipitaciones intensas, al crecimiento urbano desordenado y a la ausencia de un sistema de drenaje pluvial interconectado. Por ello, la muestra representó el espacio crítico en el que se realizaron el diagnóstico y el diseño del sistema de drenaje pluvial. Para la investigación, la ciudad de Tacabamba se dividió en siete subcuencas urbanas de estudio.

Tabla 6

Subcuencas urbanas de estudio en la ciudad de Tacabamba

Subcuenca	Puntos evaluados	Calles principales incluidas en la subcuenca
Subcuenca urbana 1	P-1 al P-10	Jr. Santa Rosa
Subcuenca urbana 2	P-11 al P-22	Jr. 28 de Julio
Subcuenca urbana 3	P-23 al P-39	Jr. Grau y Jr. Moquegua
Subcuenca urbana 4	P-45 al P-74	Jr. 8 de Octubre, Jr. Cuzco, Jr. Lima, Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru, Av. Aviación
Subcuenca urbana 5	P-75 al P-102	Jr. 5 de Noviembre y Jr. 24 de Junio
Subcuenca urbana 6	P-103 al P-114	Jr. Progreso y Jr. Huallayco
Subcuenca urbana 7	P-128 al P-150	Jr. 03, Jr. 06, Jr. Dos de Mayo, Calle El Sol, Jirón 1, 2, 4, 5 (ramales)

3.2.5. Unidad de análisis

La unidad de análisis estuvo constituida por las subcuencas urbanas y viales que integraron la cuenca urbana de Tacabamba, en las cuales se evaluaron la generación de caudales, la concentración de la escorrentía y la capacidad hidráulica de las secciones propuestas. Cada unidad correspondió a un sector de aporte hidrológico o a una subcuenca urbana del sistema de drenaje, en la que se analizaron parámetros como la

intensidad de lluvia, la pendiente, el caudal de diseño, la sección hidráulica y el comportamiento del flujo.

3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.3.1. Técnicas de recolección de datos

Observación. Técnica que permitió observar directamente las condiciones físicas del entorno urbano, identificar zonas con acumulación de escorrentía y problemas de drenaje, así como los elementos existentes del sistema pluvial.

Levantamiento topográfico. Técnica empleada para determinar la planimetría, altimetría y pendientes del área urbana de Tacabamba, información necesaria para delimitar la microcuenca y definir el escurrimiento superficial.

Estudio hidrológico. Técnica aplicada para analizar registros de precipitación, intensidades de lluvia, periodos de retorno y parámetros de escorrentía, con el fin de estimar los caudales de diseño.

Diseño del drenaje pluvial. Técnica orientada a elaborar la propuesta del sistema de drenaje pluvial y verificar sus dimensiones.

Estudio hidráulico. Técnica que permitió modelar el comportamiento del flujo en cunetas, canales y estructuras proyectadas y evaluar su capacidad hidráulica en escenarios de lluvia.

3.3.2. Instrumentos de recolección de datos

Registro fotográfico. Instrumento visual empleado para registrar las zonas críticas, las calles con escorrentía excesiva, las canaletas existentes y las evidencias del estado inicial del drenaje urbano.

Cuaderno de campo. Instrumento utilizado para registrar los datos del levantamiento topográfico, los puntos de control, las marcas de referencia, las mediciones y las observaciones realizadas durante las visitas técnicas.

Informe hidrológico. Documento técnico en el que se integraron la delimitación de la cuenca en ArcGIS, el análisis de intensidades de lluvia mediante Hydroesta 2.0 y la estimación de caudales mediante el método racional o el hidrograma unitario.

Hojas de diseño del drenaje pluvial. Instrumento en el que se presentaron planos, cálculos, secciones, dimensiones y la propuesta técnica final del sistema de drenaje pluvial para la ciudad de Tacabamba.

Informe hidráulico. Instrumento técnico elaborado a partir del modelamiento hidráulico realizado en HEC-RAS, que permitió evaluar la capacidad hidráulica de las secciones propuestas y del sistema proyectado.

3.4. Hipótesis

Según Hernández-Sampieri y Mendoza (2018), los estudios descriptivos no requieren necesariamente hipótesis, aunque pueden incluir proposiciones que aborden problemas descriptivos. En este contexto, la investigación plantea la siguiente hipótesis:

H1: El modelamiento hidrológico e hidráulico mejora significativamente el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios técnicos establecidos en la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \geq Q_{diseño}$).

Ho: El modelamiento hidrológico e hidráulico no mejora el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios de la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \leq Q_{diseño}$).

3.5. Operacionalización de variables

3.5.1. *Variable independiente*

El modelamiento hidrológico e hidráulico se entendió como el proceso de representación matemática, computacional y espacial de la generación, concentración y conducción de la escorrentía pluvial en la cuenca urbana de Tacabamba, mediante el cual se estimaron los caudales máximos de diseño y se evaluó el comportamiento del flujo en las estructuras de drenaje propuestas. Este proceso integró análisis hidrometeorológicos, parámetros de escorrentía y simulaciones hidráulicas para comprender la dinámica del agua pluvial en condiciones de lluvia de distintos periodos de retorno.

El modelamiento hidrológico se operacionalizó mediante los valores numéricos del área urbana aportante (ha), la precipitación de diseño (mm), los caudales máximos Q_2 , Q_5 y Q_{10} (m^3/s) y los parámetros de escorrentía adoptados (coeficiente de escorrentía o CN).

El modelamiento hidráulico se operacionalizó mediante el tirante de flujo (mm), la velocidad media (m/s) y el caudal de capacidad (Q_{cap} , m^3/s) obtenidos en las simulaciones de las cunetas y los colectores.

3.5.2. *Variable dependiente*

El diseño del sistema de drenaje pluvial se definió como el conjunto de obras lineales y estructuras puntuales, cunetas, canales, colectores, sumideros, badenes y descargas, proyectadas para captar, conducir y evacuar de manera segura los caudales pluviales generados en la ciudad de Tacabamba, garantizando el cumplimiento de los criterios geométricos, hidráulicos y normativos establecidos en la CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024).

3.5.3. Matriz de operacionalización de variables

Tabla 7

Matriz de operacionalización de variables

Variables	Definición conceptual	Dimensiones	Definición conceptual	Indicadores	Unidad de medida
VI Modelamiento hidrológico e hidráulico	Proceso de representación matemática y computacional de la generación, concentración y conducción de la escorrentía pluvial en la cuenca urbana, con el fin de estimar caudales de diseño y analizar su tránsito a través de las infraestructuras de drenaje.	Modelamiento hidrológico	Representación matemática de la lluvia y del proceso de transformación lluvia-escorrentía en la cuenca urbana para estimar los caudales máximos de diseño.	Área urbana de la microcuenca atendida por el sistema de drenaje.	ha
				Precipitación de diseño para periodos de retorno de 2, 5 y 10 años.	mm
				Caudales máximos de diseño Q ₂ , Q ₅ y Q ₁₀ obtenidos del modelo hidrológico.	m ³ /s
				Coefficiente de escorrentía, número de curva u otro parámetro de escorrentía adoptado en el modelo.	Adimensional
		Modelamiento hidráulico	Representación del flujo de agua pluvial en conducciones, cunetas y estructuras de drenaje para evaluar la capacidad hidráulica y el comportamiento del sistema propuesto.	Tirante normal o máximo en las secciones críticas simuladas.	mm
				Velocidad media del flujo en las subcuencas urbanas modeladas.	m/s
				Caudal de capacidad de las cunetas y los colectores (Q _{cap}) obtenido del modelo hidráulico.	m ³ /s
VD Diseño del sistema de drenaje pluvial	Conjunto de obras lineales y puntuales (cunetas, colectores, alcantarillas, sumideros y descargas) proyectadas para captar, conducir y evacuar los caudales pluviales generados en la ciudad de Tacabamba, cumpliendo los criterios geométricos, hidráulicos y normativos vigentes.	Cobertura y configuración del sistema de drenaje	Grado en que el sistema de drenaje proyectado atiende el área urbana y organiza la red de captación y conducción de las escorrentías.	Longitud total de cunetas, colectores y demás conducciones proyectadas.	m
		Diseño geométrico del sistema de drenaje	Proceso de definir la forma y dimensiones de cunetas, canales y estructuras colectoras para garantizar la adecuada captación, conducción y evacuación de aguas pluviales según criterios técnicos y normativos	Dimensiones de las cunetas	cm
				Dimensiones de las alcantarillas	cm
		Desempeño del sistema	Comportamiento del sistema de drenaje ante lluvias intensas, evaluado mediante modelamiento hidráulico, considerando la presencia de desbordes o de zonas críticas.	Dimensiones de los badenes	cm
				Porcentaje de subcuencas urbanas que cumplen Q _{cap} ≥ Q _{diseño} .	%
				Profundidad máxima de la lámina de agua en los puntos críticos de la vía urbana simulada.	mm
				Tiempo de evacuación del agua pluvial después de lluvia	min
				Extensión afectada por escorrentía	m ²

3.6. Procedimientos de recolección de datos

3.6.1. Visita técnica a la ciudad de Tacabamba

La visita técnica se realizó para reconocer en campo las condiciones físicas, topográficas e hidráulicas de la ciudad de Tacabamba. Para esta visita se empleó un GPS de mano Garmin eTrex 30x para registrar coordenadas preliminares y una cámara digital Canon SX620 HS para documentar el estado de las cunetas, pendientes pronunciadas, superficies impermeables y puntos con erosión o sedimentación. Durante esta actividad se recorrieron las vías y sectores donde históricamente se han reportado problemas de evacuación de aguas pluviales. Asimismo, se verificaron las vías con presencia de canaletas aisladas, la ausencia de alcantarillas transversales y la continuidad del flujo pluvial hacia las quebradas receptoras.

Figura 10

Evidencias de escorrentía superficial y funcionamiento deficiente del drenaje urbano en la ciudad de Tacabamba durante la visita técnica



Nota. La figura integra dos evidencias de campo: (i) escorrentía superficial significativa producto de una lluvia intensa, y (ii) una cuneta existente con sedimentación y vegetación adherida; ambas reflejaron la necesidad de un sistema de drenaje pluvial eficiente en la ciudad de Tacabamba.

3.6.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se realizó para obtener información planimétrica y altimétrica detallada del área urbana de Tacabamba. Esta actividad complementó la cartografía proporcionada por la Municipalidad Distrital de Tacabamba en su plano de catastro urbano.

Para el levantamiento se utilizó una estación total South N40, instalada y nivelada sobre trípode en puntos estratégicos previamente localizados, y un GPS portátil Garmin eTrex 30x para la identificación inicial de los puntos de control. Se empleó, además, un prisma reflectante montado en un bastón portaprismas para la toma de lecturas, lo que garantizó la precisión de cada medición.

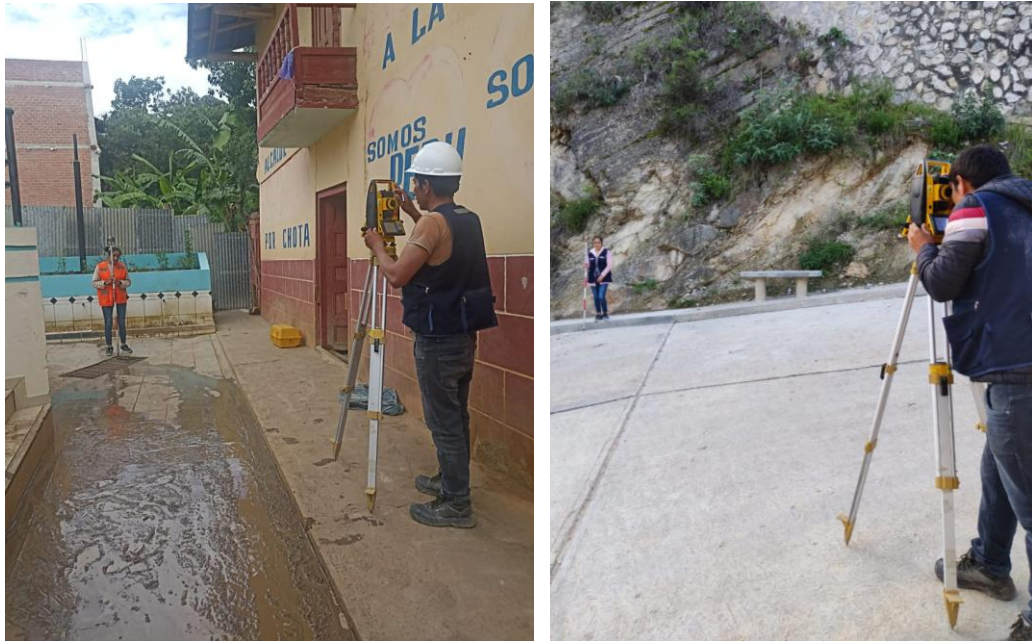
El procedimiento comenzó con la ubicación del punto de referencia general mediante GPS, seguida de la instalación y calibración de la estación total. Una vez asegurada la nivelación, se procedió a realizar los cambios de estación necesarios a lo largo del casco urbano. Se tomaron lecturas detalladas en elementos clave como veredas, cunetas, bordes de calle, ejes viales, entradas de escorrentía y puntos con variaciones topográficas significativas.

Durante el trabajo de campo se establecieron puntos fijos y benchmarks (BM), marcados con esmalte rojo de alta visibilidad, a fin de contar con referencias permanentes para controles y verificaciones posteriores. Todas las coordenadas, distancias, alturas instrumentales y observaciones relevantes fueron registradas en un cuaderno de campo.

Posteriormente, los datos fueron descargados y procesados en Autodesk Civil 3D 2022, a partir de los cuales se generaron los planos topográficos del área urbana de Tacabamba.

Figura 11

Ejecución del levantamiento topográfico en zona urbana de Tacabamba



Nota. Se observa al equipo realizando lecturas de prisma y ajustes de instrumentación.

Figura 12

Demarcación de benchmarks (BMS) durante el levantamiento topográfico



Nota. Las imágenes muestran la marcación de Benchmarks (BMS) para el control topográfico y la instalación de la estación total en intersecciones viales.

3.6.3. Delimitación de cuencas hidrográficas

La delimitación de cuencas hidrográficas se realizó para determinar las áreas de aporte pluvial que influyen directamente en el sistema de drenaje propuesto para la ciudad de Tacabamba. Para este estudio se delimitaron:

- La cuenca urbana de Tacabamba,
- Las dos cuencas aportantes a las alcantarillas transversales proyectadas,
- La cuenca correspondiente al badén principal, y
- Las cuencas menores que aportan escorrentía a las calles 01 y 02, seleccionadas por su relevancia hidráulica en el comportamiento del flujo superficial.

Toda la delimitación se realizó a partir de las curvas de nivel elaboradas con los datos del levantamiento topográfico, complementada con puntos de control obtenidos mediante un GPS Garmin eTrex 30x y con las cartas nacionales 14f y 13f del Instituto Geográfico Nacional (IGN), y procesada en el software ArcGIS 10.8 para la definición morfológica de cada cuenca.

3.6.3.1. Cuenca urbana.

a) Delimitación de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.

Para delimitar la cuenca urbana, se cargaron en ArcGIS 10.8 las curvas de nivel generadas a partir del levantamiento topográfico, así como la base cartográfica del casco urbano proporcionada por la Municipalidad Distrital de Tacabamba. A partir de estos datos se generó un Modelo Digital del Terreno (MDT) mediante la herramienta Topo to Raster, lo que permitió identificar las direcciones de flujo y las pendientes naturales del terreno.

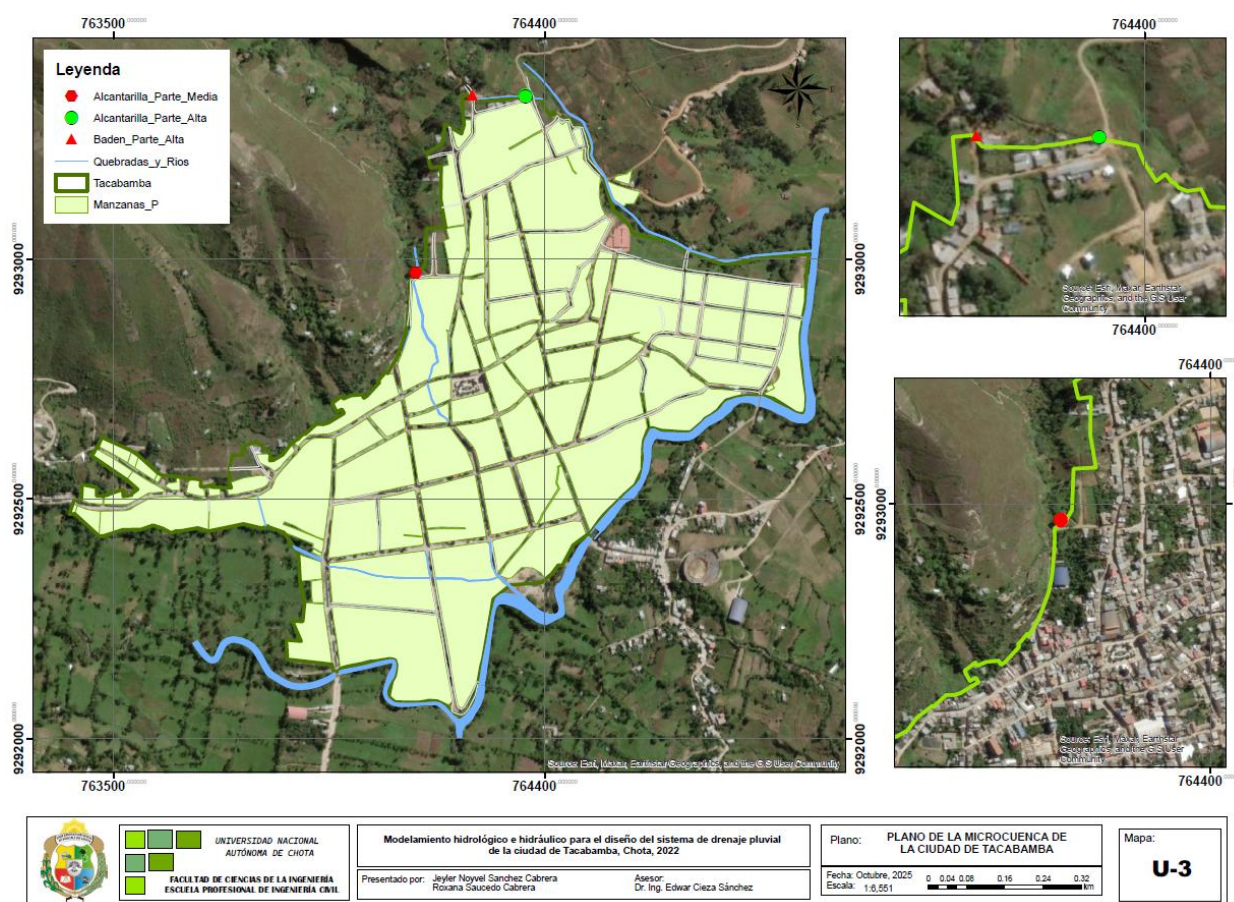
Posteriormente, se aplicaron las herramientas Fill, Flow Direction y Flow Accumulation para trazar la red potencial de drenaje superficial. Con esta información se definió el punto emisor de la microcuenca, ubicado en la descarga natural más baja

del casco urbano, y se empleó la herramienta Watershed para trazar el límite exacto del área de aporte.

Finalmente, en la tabla de atributos se obtuvieron parámetros geomorfológicos como superficie, perímetro, altitud media, pendiente promedio y centroide.

Figura 13

Delimitación de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba



Nota. La figura presenta la delimitación de la microcuenca que drena hacia el área urbana de Tacabamba, identificando la red de escorrentía superficial, las manzanas catastrales y los puntos críticos en los que se proyectaron alcantarillas y badenes. Este mapa permitió definir el área total de aporte hídrico empleada en el modelamiento hidrológico del sistema de drenaje pluvial.

b) Parámetros geomorfológicos de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.

La cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba presenta un área de 0.76103 km² y un perímetro de 5.758 km, lo que evidencia una cuenca relativamente compacta y con

una respuesta rápida ante eventos de precipitación. La diferencia altitudinal entre su parte alta (2,124 m s. n. m.) y su parte baja (2,024 m s. n. m.), con una altitud media de 2,074 m s.n.m., confirma un relieve moderadamente inclinado, concordante con una pendiente media de 9.17%, condición que favorece el escurrimiento superficial acelerado. Asimismo, el tiempo de concentración estimado de 10 minutos indica que la microcuenca responde de manera muy rápida ante lluvias intensas, lo que incrementa la probabilidad de acumulación de escorrentía si no cuenta con un sistema de drenaje adecuado.

Tabla 8

Parámetros geomorfológicos de la microcuenca de la ciudad de Tacabamba

Parámetro hidrogemorfológico	Cuenca urbana
Área (km ²)	0.76103
Perímetro (km)	5.758
Altitud mayor (m.s.n.m.)	2,124
Altitud menor (m.s.n.m.)	2,024
Altitud media (m.s.n.m.)	2,074
Pendiente de la cuenca (%)	9.17
Tiempo de concentración (minutos)	10.00

Nota. La tabla presenta los parámetros geomorfológicos obtenidos del análisis geoespacial de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba, que se emplearon para el cálculo del caudal de diseño y la caracterización hidrológica correspondiente.

3.6.3.2. Microcuencas aportantes.

a) Delimitación de las microcuencas aportantes.

La delimitación de las microcuencas asociadas a estructuras específicas, dos alcantarillas transversales, un badén principal y las calles 01 y 02, se realizó con el mismo MDT generado para la cuenca urbana. Primero, se definió el punto emisor de cada estructura (alcantarilla, badén o vía), ubicándolo directamente sobre la red de drenaje superficial identificada en ArcGIS 10.8. Luego, siguiendo criterios geomorfológicos clásicos, se trazaron las divisorias topográficas, considerando:

- Cortes perpendiculares a las curvas de nivel,
- Paso por puntos de mayor altitud,
- Ajuste cóncavo de la divisoria cuando la altitud disminuye,
- Ajuste convexo cuando la altitud aumenta.

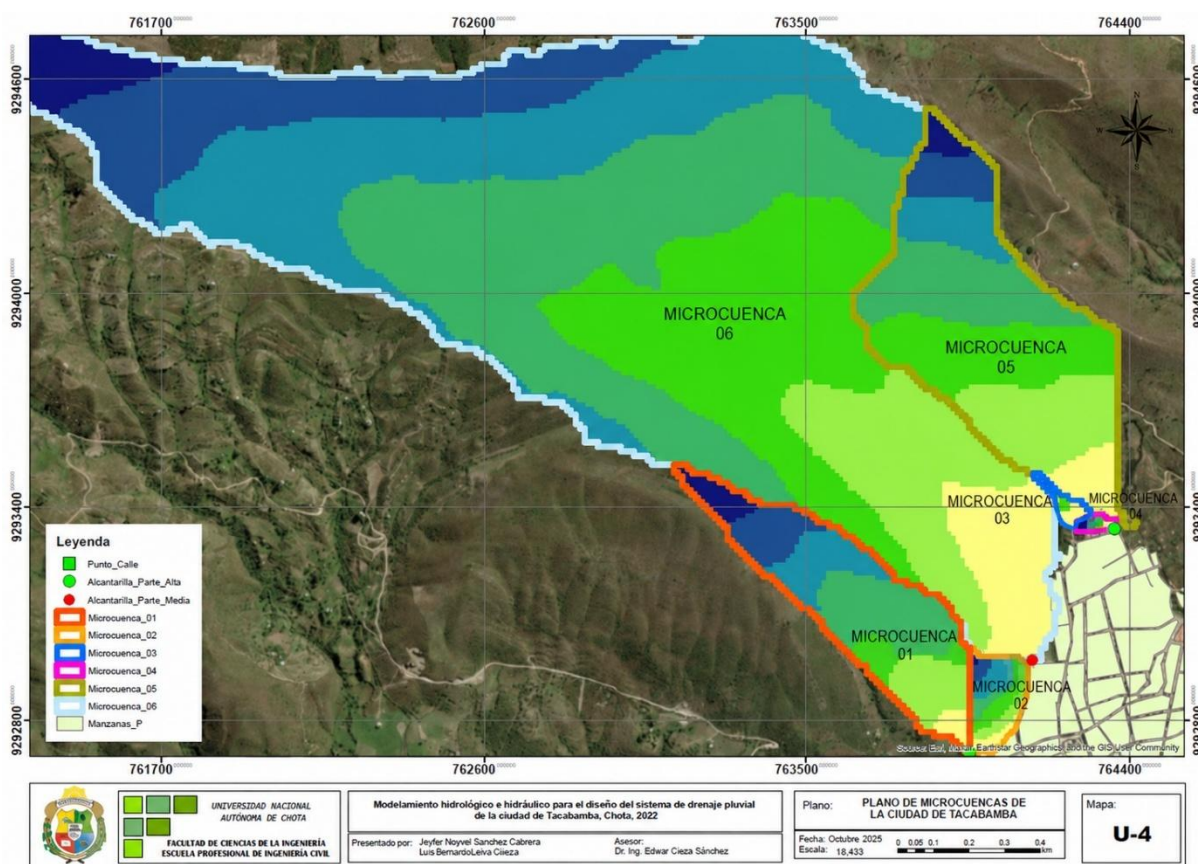
Posteriormente, se utilizó la herramienta *Basin* o *Watershed* para obtener una delimitación preliminar, la cual fue corregida manualmente para coincidir con los microrelieves urbanos, frentes de vivienda, bordes de vereda y muros de contención, que influyen en el comportamiento real del flujo superficial.

Para las calles 01 y 02, además, se aplicó la herramienta *Clip* para recortar la cuenca global en subzonas y obtener una definición más precisa de las áreas contribuyentes. Para cada microcuenca se calcularon los parámetros geométricos relevantes: superficie, perímetro, pendiente promedio y altura media, esta última estimada mediante la curva hipsométrica.

Las microcuencas obtenidas sirvieron de base para el análisis hidrológico, el cálculo de caudales y el dimensionamiento de las estructuras de drenaje proyectadas.

Figura 14

Microcuencas aportantes a la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba



Nota. La figura muestra la delimitación de las seis microcuencas externas que aportan escorrentía a la cuenca urbana, identificadas mediante un análisis hidrológico en ArcGIS. Estas microcuencas representan los aportes laterales y aguas arriba que incrementan el caudal de diseño en los puntos de descarga, y son fundamentales para estimar el volumen total de escorrentía que ingresa a la ciudad.

b) Parámetros geomorfológicos de las microcuencas aportantes.

Los resultados geomorfológicos muestran que la Microcuenca 01, con un área de 0.213 km² y un tiempo de concentración de 6.65 minutos, presenta una respuesta hidrológica rápida debido a su pendiente promedio elevada (39%) y a su longitud de flujo de 1.219 km. El índice de Gravelius de 2.0005 indica una cuenca alargada, lo que favorece la concentración progresiva de la escorrentía. Por su parte, la Microcuenca 02 presenta un área significativamente menor (0.038 km²) y un tiempo de concentración aún más reducido (2.40 minutos), lo que evidencia una respuesta casi inmediata ante

eventos de lluvia intensa. Su pendiente media (39.94%) y su forma más compacta (índice de 1.2613) sugieren una acumulación rápida y directa del caudal hacia las calles receptoras. Ambas microcuencas, por sus características físicas, representan aportes críticos.

Tabla 9

Parámetros geomorfológicos de las microcuencas que aportan a las calles

Parámetros geomorfológicos	Microcuenca 01	Microcuenca 02
Área (km ²)	0.213	0.0380
Perímetro (km)	3.275	0.8716
Altitud media (m.s.n.m.)	2,275.69	2,133.00
Índice de Gravelius	2.0005	1.2613
Pendiente de la cuenca (%)	39	39.94
Longitud del máximo recorrido (km)	1.219	0.328
Pendiente del recorrido (%)	30	39
Tiempo de concentración (min)	6.65	2.40

Nota. Los parámetros se estimaron a partir del MDT generado en ArcGIS 10.8.

La Microcuenca 04 (Alcantarilla 01) presenta un área pequeña de 0.0045 km² y un tiempo de concentración de apenas 1.53 minutos, lo que revela una cuenca extremadamente rápida y capaz de generar picos de esorrentía en tiempos muy cortos. Su pendiente media (15.762%) y su índice de Gravelious (1.248) indican una forma relativamente compacta que facilita la convergencia del flujo hacia la alcantarilla proyectada. En contraste, la Microcuenca 06 (Alcantarilla 02) abarca un área considerable de 2.2711 km² y presenta un tiempo de concentración mayor (17.02 minutos) debido a su mayor longitud de flujo (4.004 km). Sin embargo, su pendiente media de 36.676% sugiere un aporte significativo en volumen y velocidad durante lluvias intensas. Las diferencias entre ambas cuencas evidencian que cada alcantarilla debe diseñarse considerando la magnitud y la dinámica específicas del caudal que recibe.

Tabla 10*Parámetros geomorfológicos de las microcuencas para las alcantarillas*

Parámetros geomorfológicos	Microcuenca 04 Alcantarilla 01	Microcuenca 06 Alcantarilla 02
Área (km ²)	0.0045	2.2711
Perímetro (km)	0.2970	10.4250
Altitud media (m.s.n.m.)	2,146.06	2,422.84
Índice de Gravelius	1.248	1.9515
Pendiente de la cuenca (%)	15.762	36.676
Longitud del máximo recorrido (km)	0.115	4.004
Pendiente del recorrido (%)	15.00	16.00
Tiempo de concentración (min)	1.53	17.02

Nota. Los parámetros se estimaron a partir del MDT generado en ArcGIS 10.8.

La Microcuenca 03, con un área de 0.0070 km² y una pendiente media de 15.011%, presenta una rápida concentración del caudal, reflejada en un tiempo de concentración de 2.36 minutos. Su índice de Gravelius (1.955) indica una forma alargada que dirige la escorrentía hacia el punto del badén, mientras que su longitud de recorrido de 0.197 km sugiere un trayecto corto, pero con una pendiente del 20%, capaz de generar velocidades significativas. Estas condiciones geomorfológicas justifican la necesidad de un badén con capacidad adecuada para disipar la energía y conducir el flujo sin provocar erosión ni acumulación superficial.

Tabla 11*Parámetros geomorfológicos de la microcuenca 03 para el badén*

Parámetros geomorfológicos	Microcuenca 03 - Badén
Área (km ²)	0.0070
Perímetro (km)	0.5814
Altitud media (m.s.n.m.)	2,166.95
Índice de Gravelius	1.955
Pendiente de la cuenca (%)	15.011
Longitud del máximo recorrido (km)	0.197
Pendiente del recorrido (%)	20.00
Tiempo de concentración (min)	2.36

Nota. Los parámetros se estimaron a partir del MDT generado en ArcGIS 10.8.

3.6.4. Análisis hidrológico

El análisis hidrológico se realizó para estimar las precipitaciones de diseño, las intensidades máximas y los caudales pico correspondientes a la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba y a las microcuencas aportantes a las alcantarillas, al badén y a las calles 01 y 02.

3.6.4.1. Análisis general de las precipitaciones meteorológicas.

a) Selección de la estación meteorológica mediante polígonos de Thiessen.

En primer lugar, se identificaron las estaciones meteorológicas disponibles en la provincia de Chota y distritos colindantes, recopilando sus coordenadas y series de precipitación máxima en 24 horas. Esta información se incorporó a ArcGIS 10.8 como una capa de puntos y se superpuso al polígono de la cuenca urbana de Tacabamba.

Tabla 12

Estaciones de la provincia de Chota y aledaños

Denominación	Distrito	Provincia	Coordenadas UTM WGS 84 17S	
			Este (m E)	Norte (m N)
E. Chota	Chota	Chota	760025.00	9275705.00
E. Chotano Lajas	Lajas	Chota	750035.00	9274088.00
E. Cochabamba	Cochabamba	Chota	733514.00	9285384.00
E. Cutervo	Cutervo	Cutervo	741876.22	9294371.30

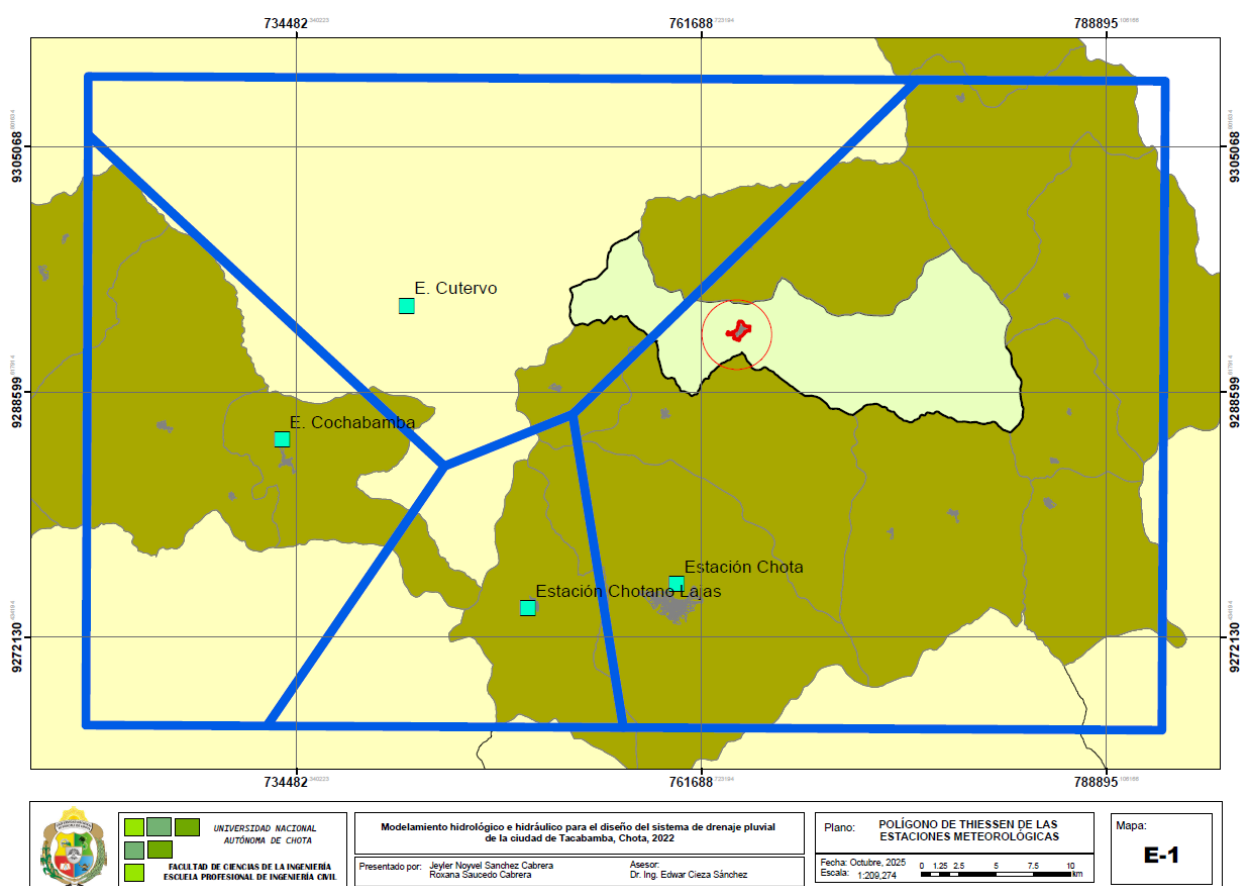
Nota. La tabla presenta las estaciones meteorológicas ubicadas en la provincia de Chota y zonas aledañas, cuyos datos de precipitación fueron evaluados para determinar la estación representativa dentro del polígono de Thiessen aplicado a la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.

Con la herramienta “*Create Thiessen Polygons*”, se generaron los polígonos de influencia de cada estación. Posteriormente, se analizó la intersección de dichos polígonos con el área de estudio, verificando qué estación se encontraba dentro de la cuenca urbana o presentaba la mayor superposición con ella. Como resultado, se seleccionó la estación Chota como estación representativa para el análisis hidrológico de Tacabamba. Esta estación también se consideró como referencia para la estimación

de precipitaciones en las microcuencas aportantes (alcantarillas, badén y calles 01 y 02 de las subcuencas urbanas 2 y 3, respectivamente).

Figura 15

Polígono de Thiessen de las estaciones meteorológicas aledañas a la ciudad de Tacabamba



Nota. La figura muestra el polígono de Thiessen construido a partir de las estaciones meteorológicas aledañas a la ciudad de Tacabamba, lo que permite identificar la estación con mayor área de influencia sobre la cuenca urbana. Este análisis confirmó que la estación Chota es la más representativa para el estudio hidrológico.

b) Información pluviométrica.

Para la estación Chota se recopiló la serie anual de precipitación máxima en 24 horas ($P_{\text{máx}} 24 \text{ h}$) correspondiente a los periodos 1971–1982 y 1994–2024,

obteniéndose un total de 43 años de registros. Entre estos registros, el año 1998 destacó como el más lluvioso, con 74.3 mm de precipitación acumulada.

Tabla 13

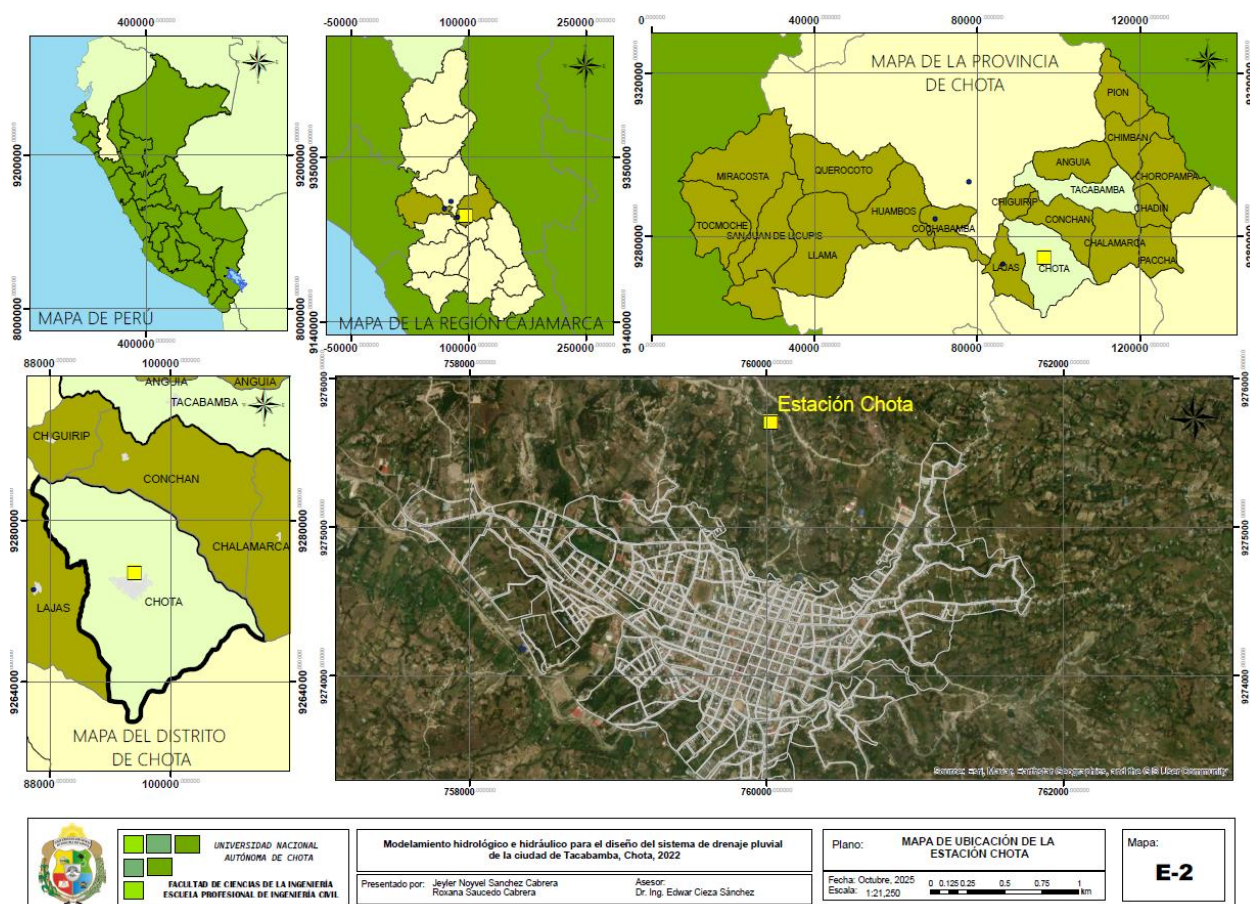
Ubicación geográfica de la estación Chota

Provincia	Distrito	Coordenadas geográficas		Altitud (msnm)
		Latitud	Longitud	
Chota	Chota	6°32'49.6"	78°38'55.06"	2,468

Nota. En la tabla anterior se detallaron las coordenadas UTM de la estación Chota, y acá se detallan sus coordenadas geográficas.

Figura 16

Ubicación de la estación meteorológica Chota



Nota. La figura muestra la ubicación geográfica de la estación meteorológica Chota en relación con el Perú, la región Cajamarca, la provincia de Chota y el distrito de Chota. Esta estación fue identificada como la más representativa de la ciudad de Tacabamba tras aplicar el análisis espacial mediante polígonos de Thiessen.

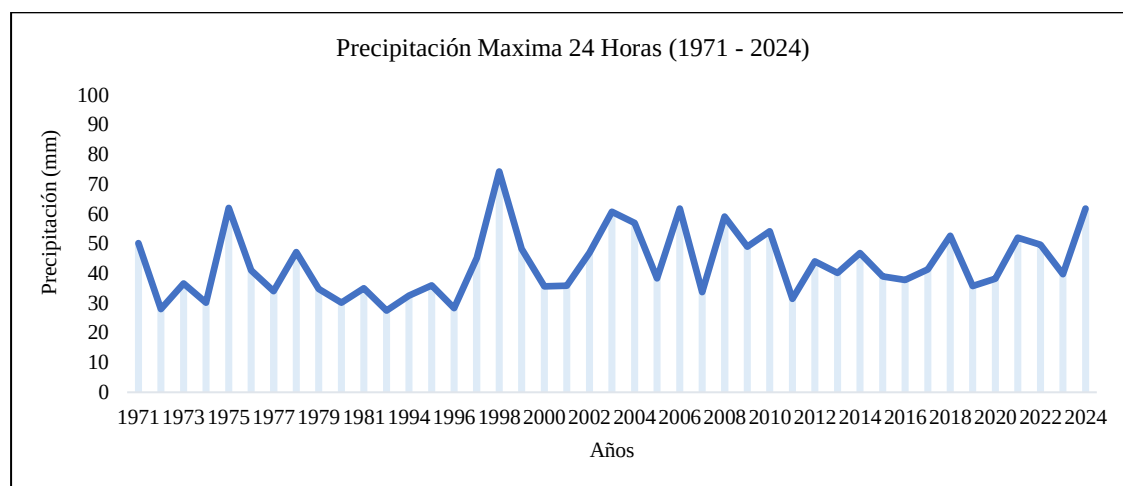
Tabla 14*Precipitación máxima en 24 h, estación Chota (1971-2024)*

Año	Pmax24h
1971	50.20
1972	28.00
1973	36.60
1974	30.20
1975	62.00
1976	41.00
1977	34.00
1978	47.20
1979	34.80
1980	30.20
1981	35.00
1982	27.50
1993	32.50
1994	36.00
1995	28.30
1996	45.20
1997	74.30
1998	48.20
1999	35.60
2000	35.90
2001	47.00
2002	60.70
2003	57.00
2004	38.30
2005	61.80
2006	33.70
2007	59.10
2008	49.00
2009	54.20
2010	31.40
2011	44.10
2012	40.20
2013	46.80
2014	39.00
2015	37.80
2017	41.40
2018	52.70
2019	35.80
2020	38.20
2021	52.00
2022	49.60
2023	39.70
2024	61.80

Nota. La tabla presenta la serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación Chota durante los periodos 1971–1982 y 1994–2024.

Figura 17

Pmáx. 24 horas (1971-2024) en la estación Chota



Nota. El gráfico resume la variabilidad anual de la precipitación máxima en 24 horas registrada en la estación Chota entre 1971 y 2024, permitiendo visualizar tendencias, años de valores extremos y el comportamiento histórico previo al análisis estadístico aplicado.

c) Análisis de datos atípicos (outliers)

A continuación, se evaluó la presencia de datos atípicos mediante la prueba de outliers recomendada por el Water Resources Council, implementada en el software Hidroesta 2. Los umbrales superior e inferior de precipitación aceptable se calcularon en escala logarítmica y se verificó que todos los valores se encontraban dentro del rango admisible, por lo que no fue necesario eliminar registros de la muestra.

Tabla 15

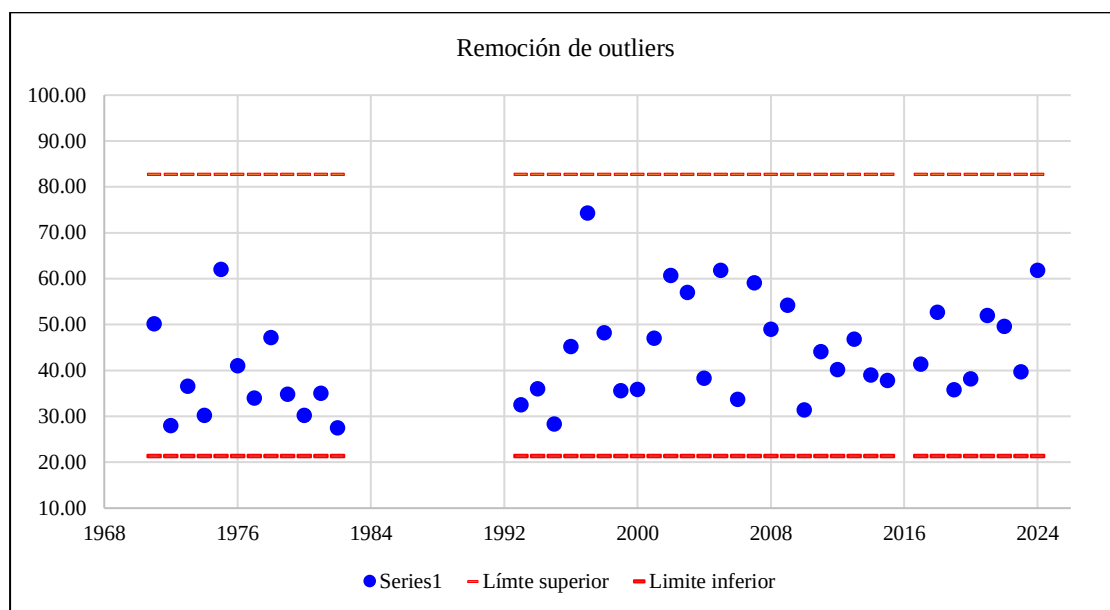
Umbrales de datos dudosos de la estación Chota

Umbral (Unidad Log.)	Precipitación máxima	Umbral (Unidad Log.)	Precipitación mínima
Xh	aceptada	XL	aceptada
1.92 mm	82.70 mm	1.33 mm	21.36 mm

Nota. La tabla presenta los umbrales superior e inferior de la precipitación máxima en 24 horas, obtenidos mediante la prueba de detección de datos atípicos recomendada por el Water Resources Council. Estos valores en escala logarítmica permiten identificar registros inconsistentes; sin embargo, todos los datos de la estación Chota se encontraron dentro del rango aceptable, confirmando la confiabilidad de la serie utilizada.

Figura 18

Análisis de datos atípicos, estación Chota



Nota. La figura muestra la serie de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación Chota y los límites superior e inferior definidos por el análisis de outliers. Al no observarse valores que superen dichos umbrales, se concluye que la serie histórica no presenta datos atípicos, lo que permite continuar con el análisis hidrológico sin necesidad de depuración adicional.

d) Corrección de la precipitación máxima 24 horas

Dado que los registros disponibles corresponden a precipitaciones diarias y no a series continuas, se aplicó la recomendación de la Organización Meteorológica Mundial (OMM), multiplicando cada valor anual de $P_{\text{máx}} 24 \text{ h}$ por un factor de corrección de 1.13. De esta forma se obtuvo una serie corregida de precipitaciones máximas en 24 horas, más representativa de los eventos extremos que pueden afectar a la ciudad de Tacabamba. Los valores históricos y corregidos se organizaron en una tabla para su análisis estadístico posterior.

Tabla 16*Precipitación máxima histórica y corregida: estación Chota*

Factor de corrección		1.13
Año	Pmáx 24 horas histórico	Pmáx 24 horas corregido
1971	50.20	56.73
1972	28.00	31.64
1973	36.60	41.36
1974	30.20	34.13
1975	62.00	70.06
1976	41.00	46.33
1977	34.00	38.42
1978	47.20	53.34
1979	34.80	39.32
1980	30.20	34.13
1981	35.00	39.55
1982	27.50	31.08
1993	32.50	36.73
1994	36.00	40.68
1995	28.30	31.98
1996	45.20	51.08
1997	74.30	83.96
1998	48.20	54.47
1999	35.60	40.23
2000	35.90	40.57
2001	47.00	53.11
2002	60.70	68.59
2003	57.00	64.41
2004	38.30	43.28
2005	61.80	69.83
2006	33.70	38.08
2007	59.10	66.78
2008	49.00	55.37
2009	54.20	61.25
2010	31.40	35.48
2011	44.10	49.83
2012	40.20	45.43
2013	46.80	52.88
2014	39.00	44.07
2015	37.80	42.71

Factor de corrección		1.13
Año	P _{máx} 24 horas histórico	P _{máx} 24 horas corregido
2017	41.40	46.78
2018	52.70	59.55
2019	35.80	40.45
2020	38.20	43.17
2021	52.00	58.76
2022	49.60	56.05
2023	39.70	44.86
2024	61.80	69.83

Nota. La tabla presenta la serie histórica de precipitaciones máximas en 24 horas registradas en la estación Chota y sus valores corregidos mediante el factor 1.13 recomendado por la OMM. Esta corrección permite representar con mayor precisión los eventos extremos, constituyendo la base para el análisis de frecuencias, la generación de hietogramas y el cálculo de intensidades de lluvia utilizadas en el modelamiento hidrológico de la ciudad de Tacabamba.

e) Análisis de frecuencias y selección de la distribución de probabilidad

Con la serie corregida de P_{máx} de 24 h, se realizó el análisis de frecuencias con el software Hidroesta 2. Se ensayaron diferentes distribuciones teóricas de probabilidad (normal, lognormal de 2 y 3 parámetros, gamma, gamma generalizada, Gumbel, log-Gumbel y log-Pearson tipo III), evaluando para cada una el delta teórico y comparándolo con el delta tabular.

La distribución Log-Pearson tipo III presentó el menor delta teórico, manteniéndose por debajo del delta tabular, por lo que fue seleccionada como el modelo que mejor se ajustó a los datos de la estación Chota. Con esta distribución se estimaron las precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno (Tr), entre ellos 2, 5 y 10 años, que posteriormente se emplearon en el diseño del drenaje urbano conforme a lo recomendado por la CE.040 para estructuras de drenaje pluvial.

Tabla 17*Valores delta teórico y tabular, estación Chota*

Distribución teórica de probabilidades	Estimación de parámetros		
	Δ teórico	Δ tabular	¿Se ajustan los datos?
Normal	0.1147	0.2074	Sí
Log-Normal de 2 parámetros	0.0768	0.2074	Sí
Log-Normal de 3 parámetros	0.0833	0.2074	Sí
Gamma (2 parámetros)	0.0897	0.2074	Sí
Gamma generalizada (3 parámetros)	0.0715	0.2074	Sí
Log-Pearson tipo III	0.0656	0.2074	Sí
Gumbel	0.0718	0.2074	Sí
Log-Gumbel	0.1102	0.2074	Sí

Nota. La tabla muestra los valores de delta teórico y delta tabular obtenidos en el análisis de frecuencias realizado con los datos de precipitación máxima en 24 horas de la estación Chota. Todas las distribuciones presentan Δ teórico menor que Δ tabular, pero la distribución Log-Pearson tipo III presenta el menor Δ , por lo que se seleccionó como el modelo más representativo para estimar las precipitaciones de diseño en la ciudad de Tacabamba.

f) Hietograma de diseño

Las precipitaciones de diseño obtenidas para cada periodo de retorno se distribuyeron en el tiempo mediante el método del bloque alterno, generando así el hietograma de diseño para la cuenca urbana de Tacabamba. El procedimiento consistió en:

- Definir la duración total de la tormenta de diseño en función del tiempo de concentración estimado de la microcuenca.
- Dividir la precipitación total en intervalos de igual duración.
- Ordenar los intervalos de mayor a menor intensidad, ubicando el máximo en el centro de la tormenta y alternando los demás bloques hacia adelante y hacia atrás.

El hietograma resultante para el periodo de retorno adoptado permitió obtener una representación temporal de la lluvia de diseño, que se utilizó como base para la generación de intensidades máximas y el cálculo de caudales de escorrentía.

Tabla 18

Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota por el modelo

Log-Pearson tipo III

Periodo de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (q)	Precipitación correspondiente XT (mm)
2	0.500	52.23
5	0.200	58.38
10	0.100	65.80
20	0.050	72.87
30	0.033	76.93
50	0.020	82.02
80	0.013	86.71
100	0.010	88.93
140	0.007	92.31
175	0.006	94.54
200	0.005	95.86
500	0.005	105.14

Nota. La tabla presenta las precipitaciones máximas estimadas mediante la distribución Log-Pearson tipo III para distintos periodos de retorno, valores utilizados en la elaboración del hietograma de diseño para la ciudad de Tacabamba.

3.6.4.2. Análisis de precipitaciones meteorológicas para la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.

Para el análisis de precipitaciones previamente se procesaron los registros de la estación Chota, se evaluó la consistencia de los datos, se corrigieron las precipitaciones máximas en 24 horas según la recomendación de la OMM, y se determinó la distribución de probabilidad más adecuada para estimar las lluvias de diseño. Luego, se aplicó la transferencia de datos para ajustar las intensidades y precipitaciones a la altitud de la microcuenca de la ciudad de Tacabamba, elaborándose los hietogramas e intensidades IDF correspondientes. El mismo procedimiento se repitió para cada microcuenca aportante, utilizando sus respectivos factores de transferencia.

a) Transferencia de intensidades a las microcuencas de Tacabamba.

Debido a que la altitud media de la estación Chota (2468 m.s.n.m.) difiere de las altitudes medias de la cuenca urbana de Tacabamba, se aplicó el procedimiento de transferencia de datos propuesto por Ortiz-Vera (2015). Para ello se utilizó la relación adimensional:

$$\frac{I_o t_o}{H_o} = \frac{I_d t_d}{H_d} \quad (25)$$

y, en forma operativa, la expresión:

$$I_x = I_e \frac{H_x}{H_e} \quad (26)$$

Donde, I_x es la intensidad ajustada para la microcuenca x, I_e la intensidad calculada para la estación Chota, H_x la altitud media de la microcuenca y H_e la altitud de la estación. De este modo se obtuvieron las intensidades de lluvia representativas de la cuenca urbana y de cada microcuenca asociada a alcantarillas, badenes y calles.

$$Factor = \frac{H_x}{H_e} = \frac{2058}{2468} = 0.83 \quad (26)$$

Tabla 19

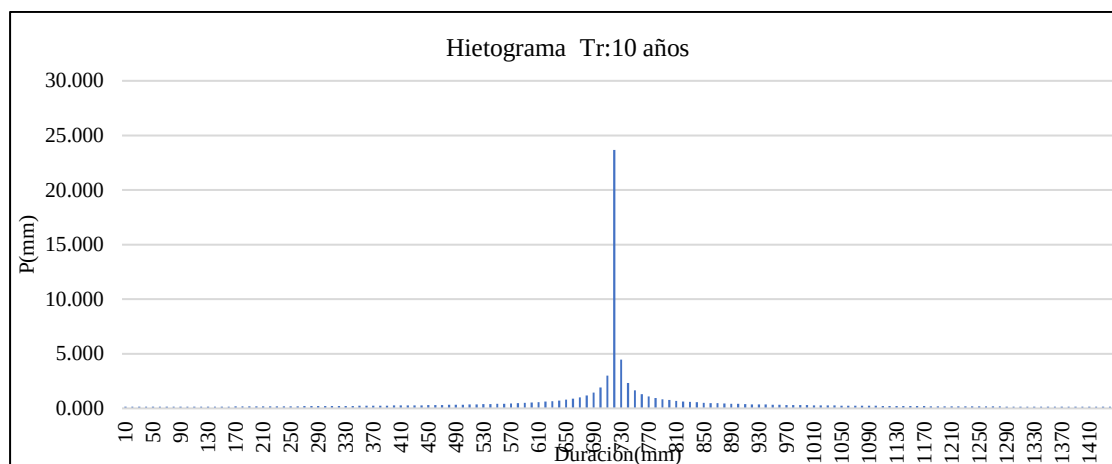
Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota corregidas por transferencia de datos para la microcuenca de la ciudad de Tacabamba

Periodo de retorno Tr (años)	P Máx	P Máx corregida
2	52.2	43.55
5	58.4	48.68
10	65.8	54.87
20	72.9	60.76
30	76.9	64.15
50	82.0	68.39
100	88.9	74.16
140	92.3	76.97
200	95.9	79.94
500	105.1	87.67

Nota. La tabla presenta las precipitaciones máximas asociadas a distintos periodos de retorno, corregidas mediante el factor de transferencia altimétrica para ajustar los valores de la estación Chota a las condiciones de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba.

Figura 19

Hietograma bloque alterno (Tr 10 años), estación Chota para la microcuenca de la ciudad de Tacabamba



Nota. El hietograma muestra la distribución temporal de la precipitación corregida para un Tr de 10 años en la cuenca urbana de Tacabamba, obtenida mediante el método del bloque alterno.

b) Curvas intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).

Con la serie de P_{máx} 24 h corregida y la distribución seleccionada, se procedió a calcular las intensidades máximas de precipitación para diferentes duraciones y tiempos de retorno, empleando el método de Dyck y Peschke dentro del software Hidroesta 2. El proceso incluyó:

- Asignar a cada precipitación máxima una duración específica.
- Convertir las alturas de lluvia en intensidades (mm/h).
- Ordenar las intensidades de forma descendente y ajustar las curvas de intensidad–duración–frecuencia.

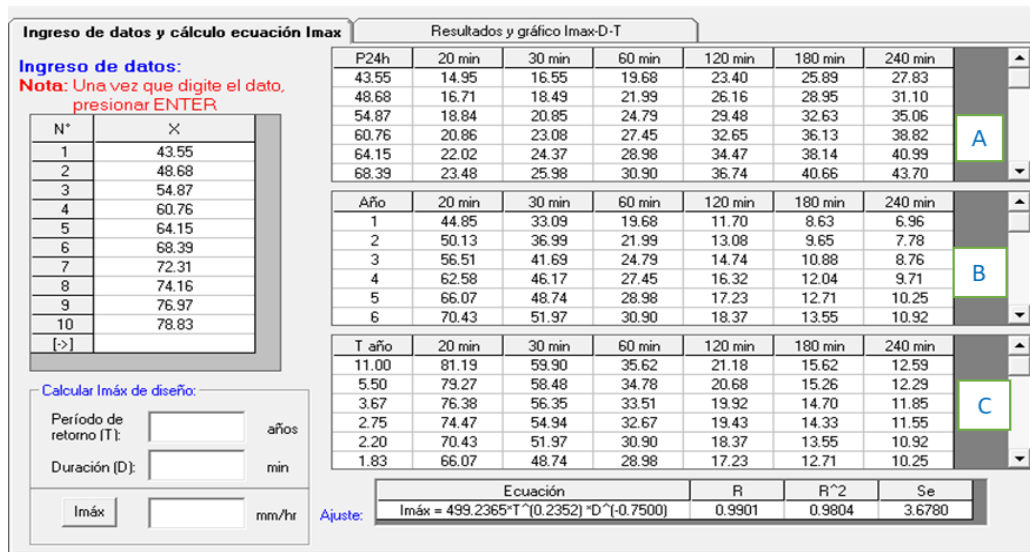
A partir de estos resultados, Hidroesta proporcionó una ecuación IDF general.

$$I = a \times Tr^b \times D^c \quad (35)$$

Donde I es la intensidad en mm/h, Tr es el periodo de retorno (años), D es la duración (minutos) y a, b, c son parámetros obtenidos por ajuste estadístico.

Figura 20

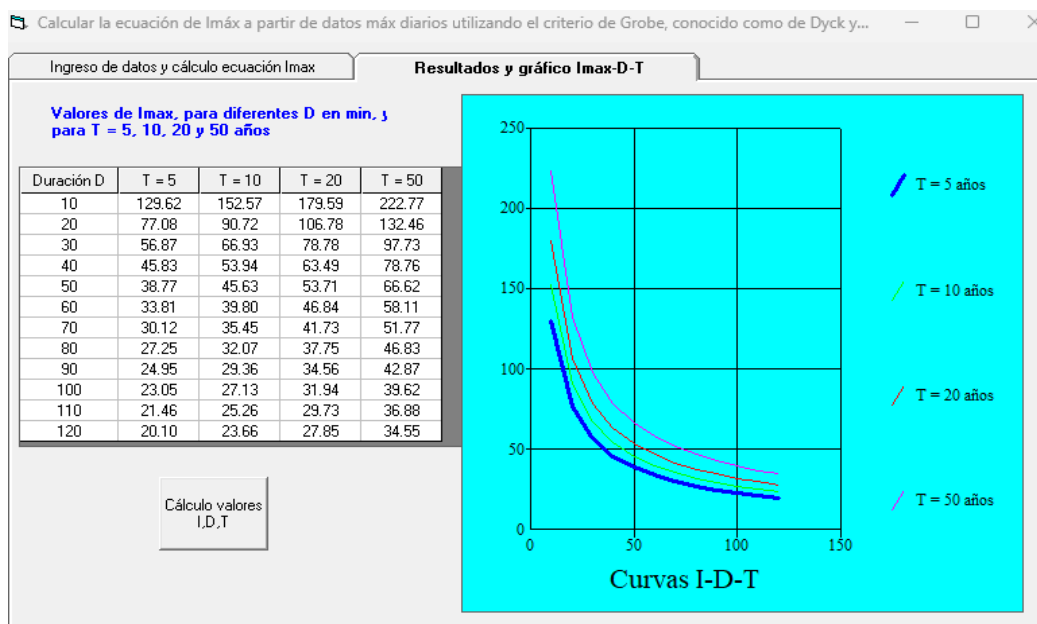
Cálculo de las intensidades máximas para la estación Chota



Nota. A precipitación máxima en 24 horas su duración en minutos. B Intensidades máximas cada (20, 30, 60, 120, 180, 240) min. C Intensidades máximas ordenadas de mayor a menor.

Figura 21

Curvas intensidad – duración – frecuencia de la estación Chota adaptado a la microcuenca de la ciudad de Tacabamba



Nota. Estas curvas permiten estimar la intensidad máxima para distintos tiempos de retorno y duraciones, lo que constituye un insumo fundamental para el cálculo del caudal de diseño en el drenaje pluvial.

Luego se trabajó con la ecuación calculada en el programa Hidroesta 2 para el cálculo de la intensidad de lluvia en función del tiempo de retorno (T) y la duración de la lluvia (D, en minutos)

$$I = \frac{499.2365 \times T^{0.2352}}{D^{0.75}} \quad (36)$$

Esta ecuación permite estimar la intensidad máxima para cualquier tiempo de retorno y duración, lo que facilita el análisis hidrológico de la cuenca urbana.

Utilizando la ecuación obtenida, se calcularon las intensidades máximas de precipitación para distintos tiempos de concentración (10, 15 y 20 minutos) y tiempos de retorno de 2, 5 y 10 años.

Tabla 20

Intensidades máximas para diferentes tiempos de retorno y concentración adaptado a la microcuenca de la ciudad de Tacabamba

Tr (años)	Imáx (mm/hr)		
	10.00 min	15.00 min	20.00 min
2	104.50	77.10	62.13
5	129.63	95.64	77.08
10	152.58	112.57	90.73
20	179.60	132.51	106.79
50	222.79	164.37	132.47

Nota. Valores de intensidad máxima obtenidos a partir de la ecuación IDF ajustada para Tacabamba, calculados en función del tiempo de retorno y del tiempo de concentración empleado en el diseño hidrológico.

c) Determinación del tiempo de concentración en las cuencas.

De acuerdo con la norma CE.040, el menor tiempo de concentración para el diseño de drenaje urbano es de 10 minutos; por ello, se ha trabajado con dicho tiempo.

$$T_c = 10 \text{ minutos} \rightarrow \text{norma CE.040} \quad (37)$$

d) Periodo de retorno.

Los caudales de escorrentía fueron determinados para periodos de retorno de 2, 5 y 10 años; sin embargo, para el diseño final del sistema de drenaje pluvial se adoptó un periodo de retorno de 10 años, en concordancia con las recomendaciones establecidas en la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*”.

e) Coeficiente de escorrentía (C).

El coeficiente de escorrentía (C) se definió de acuerdo con la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024) para áreas urbanas. Se consideraron las características predominantes de la ciudad de Tacabamba (pavimentos de concreto y asfalto, veredas y techos con alta impermeabilización), adoptándose valores promedios representativos para la cuenca urbana y para cada microcuenca específica. Estos coeficientes se consignaron en tablas de resumen y se utilizaron directamente en el cálculo de caudales pico.

Tabla 21

Coeficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040

Características	Coeficiente de escorrentía	Coeficiente electo
Pavimento asfáltico	0.70 a 0.95	0.80
Pavimento de concreto	0.80 a 0.95	0.80
Veredas	0.70 a 0.85	0.80
Techos y azoteas	0.75 a 0.95	0.80

Nota. Definido según la norma CE.040 (MVCS, 2024).

f) Cálculo de caudales de diseño mediante el método racional

Los caudales de diseño se calcularon mediante el método racional, tanto para la cuenca urbana de Tacabamba como para las microcuencas que aportan caudal a las alcantarillas, al badén y a las calles 01 y 02. Para cada cuenca se utilizó:

- El área de aporte A (km²) obtenida del análisis geomorfológico.
- El coeficiente de escorrentía C definido según la CE.040.

- La intensidad de lluvia I (mm/h) correspondiente a su tiempo de concentración y a los periodos de retorno de 2, 5 y 10 años.

La expresión empleada fue:

$$Q = CIA/3.6 \quad (38)$$

Donde Q es el caudal pico en m³/s.

$$Q = \frac{0.80 \times 152.58 \times 0.761}{3.6} = 25.81 \text{ m}^3/\text{s} \quad (39)$$

Donde, C coeficiente de escorrentía igual a 0.80, I intensidad máxima igual a 152.58 mm/h, A área de la cuenca urbana igual a 0.761 km², Q caudal en m³/s (No obstante, este no es el caudal de diseño, el caudal de diseño se determina más adelante de acuerdo al método de vías, para estimar caudal circundante o también denominado escorrentía pluvial).

Tabla 22

Caudal por el método racional para la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	17.672
5	21.923
10	25.805

Nota. Valores referenciales de caudal pico obtenidos con el método racional; no representan los caudales de diseño, que se determinan mediante el caudal circundante calculado con el método de vías según la CE.040.

Los valores presentados corresponden a los caudales pico obtenidos mediante el método racional para la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba, calculados para periodos de retorno de 2, 5 y 10 años. Se observa un incremento progresivo del caudal a medida que aumenta el tiempo de retorno, alcanzando 17.672 m³/s para 2 años, 21.923 m³/s para 5 años y 25.805 m³/s para 10 años, lo cual refleja la mayor severidad de los eventos de lluvia asociados a recurrencias mayores. Sin embargo, es importante precisar que estos valores no constituyen los caudales de diseño del sistema de drenaje urbano,

ya que la CE.040 establece que el diseño debe basarse en el caudal circundante obtenido mediante el método de vías, que considera la distribución espacial de las escorrentías a lo largo del sistema vial. Por tanto, los caudales estimados mediante el método racional cumplen únicamente una función descriptiva y referencial, complementando el análisis hidrológico general de la microcuenca.

3.6.4.3. Análisis de precipitaciones meteorológicas para las microcuencas que contribuyen a la ciudad de Tacabamba.

a) Transferencia de intensidades a las microcuencas aportantes a la ciudad de Tacabamba.

Debido a que la altitud media de la estación Chota (2468 m.s.n.m.) difiere de las altitudes medias de la microcuenca aportantes de la ciudad de Tacabamba se aplicó el procedimiento de transferencia de datos propuesto por Ortiz-Vera (2015). Para ello se utilizó el factor:

$$Factor = \frac{H_x}{H_e} = \frac{2139}{2468} = 0.87 \quad (26)$$

Donde H_x es la altitud media de la microcuenca y H_e , la altitud de la estación.

Tabla 23

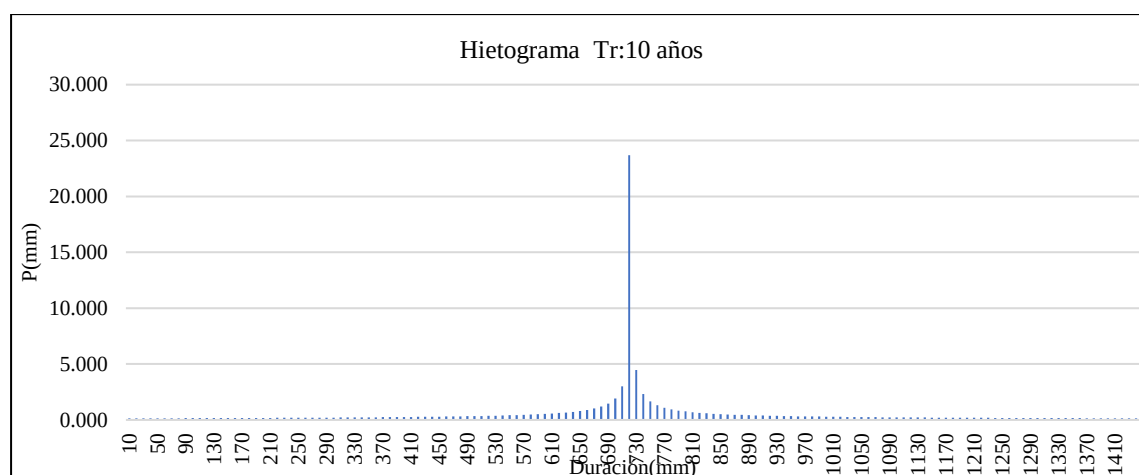
Precipitaciones máximas para hietograma de diseño, estación Chota corregidas por transferencia de datos para las microcuencas aportantes

Periodo de retorno T (años)	P Máx	P Máx corregida
2	52.2	45.27
5	58.4	50.60
10	65.8	57.03
20	72.9	63.16
30	76.9	66.67
35	78.50	68.01
50	82.0	71.09
71	85.50	74.12
80	86.7	75.15
100	88.9	77.08
140	92.3	80.00
175	94.5	81.94
200	95.9	83.08
500	105.1	91.12

Nota. Valores de precipitación máxima ajustados mediante transferencia altimétrica para cada microcuenca aportante, obtenidos a partir de los registros de la estación Chota.

Figura 22

Hietograma bloque alterno (Tr 10 años), estación Chota



Nota. Valores de precipitación máxima ajustados mediante transferencia altimétrica para cada microcuenca aportante, obtenidos a partir de los registros de la estación Chota.

b) Curvas intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).

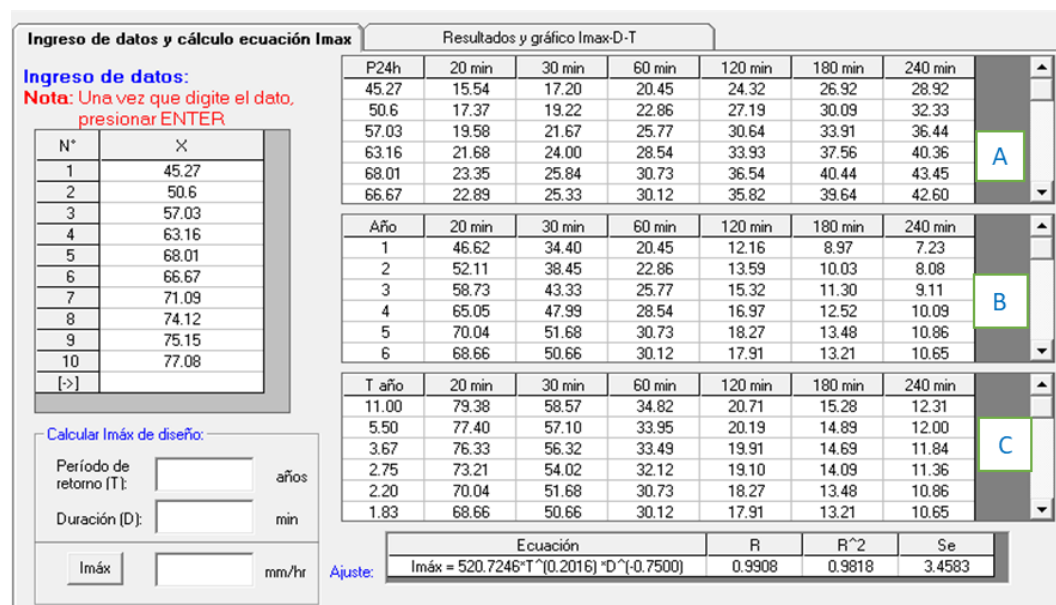
Con la serie de $P_{\text{máx}}$ corregida a 24 h y la distribución seleccionada, se calcularon las intensidades máximas de precipitación para diferentes duraciones y tiempos de retorno, empleando el método de Dyck y Peschke en el software Hidroesta 2.

$$I = \frac{520.7246 \times T^{0.2016}}{D^{0.75}} \quad (40)$$

Donde: tiempo de retorno (T) y duración de la lluvia (D, en minutos). Esta ecuación permite estimar la intensidad máxima para cualquier tiempo de retorno y duración, lo que facilita el análisis hidrológico.

Figura 23

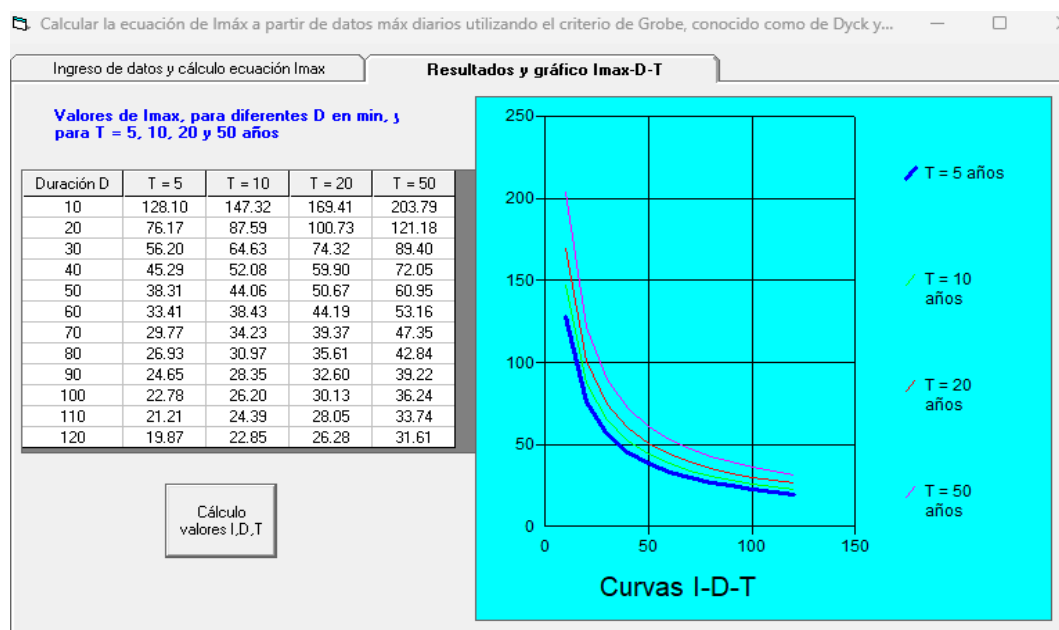
Cálculo de las intensidades máximas para la estación Chota adaptado a las microcuencas aportantes



Nota. A precipitación máxima en 24 horas su duración en minutos. B Intensidades máximas cada (20, 30, 60, 120, 180, 240) min. C Intensidades máximas ordenadas de mayor a menor.

Figura 24

Curvas intensidad – duración – frecuencia de la estación Chota adaptado a las microcuencas aportantes de Tacabamba



c) Determinación del tiempo de concentración en las cuencas.

El tiempo de concentración (T_c) de la cuenca urbana y de cada microcuenca aportante se calculó mediante la fórmula de Kirpich, utilizando la longitud del recorrido principal y la pendiente del cauce equivalente determinados en el análisis geomorfológico:

$$T_c = 0.01947 \times L^{0.77} \times S^{-0.385} \quad (41)$$

Donde L es la longitud del máximo recorrido en m, S es la pendiente media de la cuenca en m/m y T_c es el tiempo de concentración en minutos.

Los valores de T_c obtenidos se emplearon para seleccionar las duraciones de lluvia en las curvas IDF y garantizar que la tormenta de diseño fuera consistente con la respuesta hidrológica de cada cuenca.

c.1. Badén

$$T_c = 0.01947 \times 197^{0.77} \times 0.15^{-0.385} = 2.36 \text{ min} \quad (42)$$

c.2. Alcantarilla 1

$$Tc = 0.01947 \times 115^{0.77} \times 0.158^{-0.385} = 1.53 \text{ min} \quad (43)$$

c.3. Alcantarilla 2 (pasa por debajo de la ciudad, corresponde a un encauzamiento que ha sido cubierto por las construcciones de viviendas)

$$Tc = 0.01947 \times 4004^{0.77} \times 0.367^{-0.385} = 17.02 \text{ min} \quad (44)$$

c.4. Microcuenca aportante 01 aporta caudal a la subcuenca urbana 02.

$$Tc = 0.01947 \times 1218.61^{0.77} \times 0.39^{-0.385} = 6.65 \text{ min} \quad (45)$$

c.5. Microcuenca aportante 02 aporta caudal a la subcuenca urbana 03.

$$Tc = 0.01947 \times 328^{0.77} \times 0.40^{-0.385} = 2.40 \text{ min} \quad (46)$$

d) Tiempo de retorno.

Para el badén y la alcantarilla se empleó un periodo de retorno de 71 años, conforme a lo establecido por el MTC (2018) para estructuras viales menores expuestas a caudales concentrados. En cambio, para las microcuencas aportantes se utilizó un periodo de retorno de 10 años, siguiendo los criterios de diseño establecidos en la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) para sistemas urbanos de drenaje.

e) Intensidades máximas.

e.1. Badén

La microcuenca que aporta caudal al badén presenta intensidades máximas crecientes desde 314.34 mm/h para $Tr = 2$ años hasta 645.54 mm/h para $Tr = 71$ años, lo que evidencia una respuesta hidrológica rápida y altamente concentrada, debido a la pendiente marcada y al área de aporte reducida. Estas intensidades permiten dimensionar adecuadamente el badén para eventos críticos conforme a las exigencias del MTC.

Tabla 24*Intensidades máximas para la microcuenca que aporta al badén*

Tr (años)	Imáx (mm/hr)
2	314.34
5	378.11
10	434.82
20	500.03
50	601.48
71	645.54
100	691.69

Nota. Valores obtenidos a partir de la ecuación IDF ajustada para la microcuenca del badén y calculados para el periodo de retorno exigido por el MTC (71 años).

e.2. Alcantarilla 1

La alcantarilla 1 registra intensidades significativamente altas, alcanzando un valor de 893.39 mm/h para $Tr = 71$ años. Este comportamiento evidencia una microcuenca con una fuerte concentración de escorrentía, lo que requiere estructuras de descarga robustas para evitar sobrecargas hidráulicas durante lluvias extremas.

Tabla 25*Intensidades máximas para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 1*

Tr (años)	Imáx (mm/hr)
2	435.02
5	523.28
10	601.76
20	692.01
50	832.41
71	893.39
100	957.25

Nota. Las intensidades fueron calculadas mediante la ecuación IDF ajustada y corresponden al $Tr = 71$ años establecido por el MTC para alcantarillas en zonas urbanas.

e.3. Alcantarilla 2 (pasa por debajo de la ciudad, corresponde a un encauzamiento que ha sido cubierto por las construcciones de viviendas)

La microcuenca que alimenta la alcantarilla enterrada presenta intensidades menores respecto a la alcantarilla 1, con 146.75 mm/h para $Tr = 71$ años, lo cual se relaciona con su uso predominante agrícola y menor impermeabilización. Aun así, se debe garantizar que el canal cubierto cuente con capacidad suficiente para eventos extremos, evitando obstrucciones derivadas de su condición de infraestructura enterrada.

Tabla 26

Intensidades máximas para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 2

Tr (años)	Imáx (mm/hr)
2	71.46
5	85.95
10	98.85
20	113.67
50	136.73
71	146.75
100	157.24

Nota. Intensidades obtenidas según la ecuación IDF ajustada para la microcuenca de la alcantarilla enterrada, evaluada para un Tr de 71 años conforme al MTC.

e.4. Microcuenca aportante 01 aporta caudal a la subcuenca urbana 02.

La microcuenca aportante 01, caracterizada por coberturas vegetales y pendientes cercanos al 39%, presenta intensidades máximas de 199.99 mm/h para un Tr de 10 años. Estas intensidades indican una esorrentía moderada–alta que influye directamente en el caudal hacia la subcuenca urbana 02. La tendencia creciente confirma la sensibilidad de esta microcuenca ante variaciones en la intensidad de la lluvia.

Tabla 27*Intensidades máximas para la microcuenca 01 que aporta a la subcuenca urbana 02*

Tr (años)	Imáx (mm/hr)
2	144.58
5	173.91
10	199.99
20	229.99
30	249.58
50	276.65
100	318.14

Nota. Intensidades determinadas para un Tr de 10 años según los criterios de drenaje urbano establecidos en la norma CE.040.

e.5. Microcuenca aportante 02, aporta caudal a la subcuenca urbana 03.

La microcuenca aportante 02 muestra intensidades elevadas debido a su pendiente pronunciada (40%) y cobertura vegetal ligera, alcanzando 429.89 mm/h para Tr = 10 años. Esto la convierte en una microcuenca de respuesta rápida, con un aporte significativo a la subcuenca urbana 03. Los valores calculados sustentan la necesidad de un adecuado dimensionamiento de las estructuras pluviales aguas abajo.

Tabla 28*Intensidades máximas para la microcuenca 02 que aporta a la subcuenca urbana 03*

Tr (años)	Imáx (mm/hr)
2	310.78
5	373.83
10	429.89
20	494.37
30	536.47
50	594.67
100	683.85

Nota. Intensidades calculadas para un Tr de 10 años, en concordancia con la normativa CE.040 para el drenaje urbano.

f) Coeficiente de escorrentía.

La selección del coeficiente de escorrentía (C) para cada microcuenca aportante se realizó considerando la naturaleza del uso del suelo, el tipo de superficie predominante y la pendiente característica de cada área, siguiendo las recomendaciones de dos fuentes normativas principales:

- La norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024) para superficies urbanas impermeables y semipermeables.
- El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (2018) para áreas rurales y naturales, donde predominan cultivos, pastos, vegetación y zonas no consolidadas.

Debido a que las microcuencas aportantes presentan características heterogéneas (algunas totalmente urbanizadas, otras parcialmente urbanizadas y otras completamente rurales), se asignó un coeficiente acorde a las condiciones reales de cada una:

e.1. Badén

El área aportante al badén se encuentra dentro del casco urbano, con predominio de pavimento asfáltico, veredas y techos, superficies de alta impermeabilidad. Por ello, los coeficientes se seleccionaron dentro del rango sugerido por la CE.040 (0.70–0.95), adoptándose un valor representativo de $C = 0.80$.

Tabla 29

Coeficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040

Características	Coeficiente de escorrentía	Coeficiente electo
Pavimento asfáltico	0.70 a 0.95	0.80
Pavimento de concreto	0.80 a 0.95	0.80
Veredas	0.70 a 0.85	0.80
Techos y azoteas	0.75 a 0.95	0.80

Nota. Definido según la norma CE.040 (MVCS, 2024).

e.2. Alcantarilla 1

La microcuenca que aporta a la Alcantarilla 1 también se encuentra dentro del área urbana directa de Tacabamba, con predominio de superficies impermeables similares al caso anterior. Por lo tanto, se aplicó el mismo criterio normativo de la CE.040 y se adoptó igualmente $C = 0.80$.

Tabla 30

Coefficiente de escorrentía definido para Tr de 10 años en la norma CE.040

Características	Coefficiente de escorrentía	Coefficiente electo
Pavimento asfáltico	0.70 a 0.95	0.80
Pavimento de concreto	0.80 a 0.95	0.80
Veredas	0.70 a 0.85	0.80
Techos y azoteas	0.75 a 0.95	0.80

Nota. Definido según la norma CE.040 (MVCS, 2024).

e.3. Alcantarilla 2 (pasa por debajo de la ciudad, corresponde a un encauzamiento que ha sido cubierto por las construcciones de viviendas)

La microcuenca que alimenta la Alcantarilla 2 se origina en zonas rurales y semiconsolidadas y posteriormente ingresa a la ciudad a través de un encauzamiento cerrado. Dado que su parte alta corresponde a cultivos y pastos, se aplicaron los valores del MTC (2018), en los que las superficies rurales presentan coeficientes entre 0.30 y 0.55 según el uso y la densidad vegetal. Se adoptó un valor promedio $C = 0.50$, representativo de un suelo con cobertura vegetal media y pendiente alta, donde existe infiltración moderada, pero con escurrimiento significativo.

Tabla 31

Coefficiente de escorrentía calculado para la microcuenca de la canalización que pasa directamente al río

Características	Coefficiente de escorrentía	Coefficiente electo
Cultivos	0.50	0.50
Pastos	0.48	0.50

Nota. Definido a partir del MTC (2018).

e.4. Microcuenca aportante 01 aporta caudal a la subcuenca urbana 02.

Esta microcuenca se ubica en zona rural y presenta una pendiente del 39%, con predominio de vegetación natural y de hierbas.

Según el MTC (2018), las superficies de hierba y vegetación ligera en pendientes pronunciadas presentan coeficientes entre 0.20 y 0.30.

Se eligió un valor intermedio $C = 0.23$, que refleja la presencia de cobertura vegetal ligera, pero con pendiente pronunciada, lo que acelera la escorrentía pese a la infiltración inicial.

Tabla 32

Coefficiente de escorrentía calculado para la microcuenca aportante 01, aporta caudal a la subcuenca urbana 02

Características	Coefficiente de escorrentía	Coefficiente electo
Hierba, pendiente 39%	0.25	0.23
Vegetación, pendiente 39%	0.20	0.23

Nota. Definido a partir del MTC (2018).

e.5. Microcuenca aportante 02 aporta caudal a la subcuenca urbana 03.

Presenta pendiente de aprox. 40% y predominio de vegetación ligera, sin urbanización. El MTC (2018) establece valores de C cercanos a 0.30 para este tipo de superficie, por lo que se adoptó $C = 0.30$, adecuado para áreas rurales con baja impermeabilidad, pero con pendiente alta que favorece el escurrimiento superficial.

Tabla 33

Coefficiente de escorrentía calculado para la microcuenca aportante 01, aporta caudal a la subcuenca urbana 02

Características	Coefficiente de escorrentía
Vegetación ligera, pendiente 39.93%	0.30

Nota. Definido a partir del MTC (2018).

g) Cálculo de caudales de diseño mediante el método racional

Los caudales de diseño se calcularon mediante el método racional. La expresión fue:

$$Q = CIA/3.6 \quad (47)$$

Donde: Q, caudal pico en m³/s; C, coeficiente de escorrentía; I, intensidad máxima en mm/h; A, área en km².

g.1. Badén

Los caudales obtenidos para la microcuenca que aporta al badén muestran un incremento progresivo desde 0.491 m³/s (Tr = 2 años) hasta 1.009 m³/s (Tr = 71 años), debido a la elevada intensidad de la lluvia y a la fuerte pendiente de la microcuenca. El valor de 1.009 m³/s corresponde al caudal crítico de diseño del badén, ya que el MTC exige trabajar con un Tr = 71 años para este tipo de estructuras viales.

$$Q = \frac{0.80 \times 645.54 \times 0.00703}{3.6} = 1.009 \text{ m}^3/\text{s} \quad (48)$$

Donde, C coeficiente de escorrentía igual a 0.80, I intensidad máxima igual a 645.54 mm/h, A área de la cuenca urbana igual a 0.007 km², Q caudal en m³/s.

Tabla 34

Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta al badén

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	0.491
5	0.591
10	0.680
71	1.009

Nota. Valores calculados con el método racional, utilizando intensidades IDF ajustadas para Tr = 71 años, según los criterios del MTC (2018).

g.2. Alcantarilla 1

La alcantarilla 1 recibe aportes de una microcuenca con alta impermeabilización y pendientes pronunciadas, lo que se refleja en caudales crecientes que alcanzan 1.396 m³/s para un Tr de 71 años.

$$Q = \frac{0.80 \times 893.39 \times 0.00703}{3.6} = 1.396 \text{ m}^3/\text{s} \quad (49)$$

Donde, C coeficiente de escorrentía igual a 0.80, I intensidad máxima igual a 893.39 mm/h, A área de la cuenca urbana igual a 0.007 km², Q caudal en m³/s.

Tabla 35

Caudal por método racional para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 1

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	0.680
5	0.818
10	0.941
71	1.396

Nota. Cálculo realizado con el método racional, empleando intensidades máximas para Tr = 71 años, conforme a lo exigido por el MTC para alcantarillas principales.

g.3. Badén 1 + Alcantarilla 1

La alcantarilla 1 debe evacuar tanto su propio aporte como el caudal proveniente del badén, por lo que el diseño se basa en el caudal conjunto. Para Tr = 71 años, la suma alcanza 2.406 m³/s, lo que duplica los aportes individuales y evidencia la necesidad de una sección hidráulica considerable para evitar desbordes en el cruce vial. Este caudal compuesto representa el valor de diseño hidráulico real para la alcantarilla 1.

Tabla 36

Caudal de diseño para la alcantarilla 1

Tr (años)	Caudal microcuenca aportante al badén(m ³ /s)	Caudal microcuenca aportante a la alcantarilla 1 (m ³ /s)	Caudal de diseño (m ³ /s)
2	0.491	0.680	1.171
5	0.591	0.818	1.409
10	0.680	0.941	1.620
71	1.009	1.396	2.406

Nota. El caudal compuesto corresponde a la sumatoria del aporte del badén y de la microcuenca de la alcantarilla 1, tal como exige el criterio de continuidad hidráulica para estructuras interconectadas.

g.4. Alcantarilla 2 (pasa por debajo de la ciudad, corresponde a un encauzamiento que ha sido cubierto por las construcciones de viviendas)

La alcantarilla 2 presenta caudales elevados debido a su gran área de aporte (2.27 km²), alcanzando un caudal de 46.289 m³/s para un Tr de 71 años. Este valor no se utilizó para el dimensionamiento, sino únicamente para verificar la capacidad hidráulica del encauzamiento existente que discurre bajo las viviendas de Tacabamba. La magnitud del caudal evidencia la importancia de mantener despejado el canal subterráneo para evitar represamientos y socavaciones.

$$Q = \frac{0.50 \times 146.75 \times 2.2711}{3.6} = 46.289 \text{ m}^3/\text{s} \quad (50)$$

Donde, C coeficiente de escorrentía igual a 0.50, I intensidad máxima igual a 146.75 mm/h, A área de la cuenca urbana igual a 2.2711 km², Q caudal en m³/s.

Tabla 37

Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la alcantarilla 2

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	22.540
5	27.113
10	31.179
71	46.289

Nota. El caudal fue determinado para fines de verificación, ya que la alcantarilla enterrada no será redimensionada en el presente diseño, dado que existen viviendas construidas sobre ella; es decir, no se puede rediseñar, ya que para ello las viviendas sobre esta deberían ser demolidas, lo cual no será el caso.

g.5. Microcuenca aportante 01 aporta caudal a la subcuenca urbana 02.

La microcuenca aportante 01 genera un caudal de 2.725 m³/s para un Tr de 10 años, influido por la elevada pendiente (39%) y su cobertura vegetal mixta. Este caudal constituye un aporte directo a la subcuenca urbana 02 del drenaje urbano, por lo que su correcta estimación es esencial para asegurar que las cunetas proyectadas disipen adecuadamente la escorrentía superficial.

$$Q = \frac{0.23 \times 199.99 \times 0.21328}{3.6} = 2.73 \text{ m}^3/\text{s} \quad (51)$$

Donde: C, coeficiente de escorrentía igual a 0.23; I, intensidad máxima igual a 199.99 mm/h; A, área de la cuenca urbana igual a 0.213 km²; Q, caudal en m³/s.

Tabla 38

Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la subcuenca urbana 02

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	1.970
5	2.370
10	2.725

Nota. Cálculos realizados para Tr = 10 años conforme a la CE.040, aplicable al diseño de drenaje urbano.

g.6. Microcuenca aportante 02 aporta caudal a la subcuenca urbana 03.

La microcuenca aportante 02 genera un caudal de 1.361 m³/s para Tr = 10 años, asociado a la intensidad de lluvia de 429.89 mm/h y la pendiente de casi 40%. Aunque su área es menor que la de la microcuenca 01, la combinación de una pendiente pronunciada y una cobertura ligera incrementa su capacidad para generar escorrentía con rapidez. Este caudal se suma al drenaje de la subcuenca urbana 03, lo que requiere un diseño capaz de controlar los flujos de alta velocidad.

$$Q = \frac{0.30 \times 429.89 \times 0.038}{3.6} = 1.36 \text{ m}^3/\text{s} \quad (52)$$

Donde: C, coeficiente de escorrentía, igual a 0.30; I, intensidad máxima, igual a 429.89 mm/h; A, área de la cuenca urbana, igual a 0.038 km²; Q, caudal, en m³/s.

Tabla 39

Caudal por el método racional para la microcuenca que aporta a la subcuenca urbana 03

Tr (años)	Caudal (m ³ /s)
2	0.984
5	1.184
10	1.361

Nota. Valores obtenidos aplicando el método racional con intensidades IDF correspondientes a un Tr de 10 años, según la norma CE.040.

3.6.5. Análisis hidráulico: cálculo y análisis de caudales circundantes

El análisis hidráulico permitió determinar los caudales de escurrimiento en cada subcuenca urbana del sistema de drenaje pluvial proyectado para la ciudad de Tacabamba. Para ello se aplicó el método de vías, técnica recomendada para el drenaje urbano cuando se requiere estimar los caudales generados directamente sobre las calles y los que se acumulan progresivamente a lo largo de la red vial. Este procedimiento integra áreas aportantes (viviendas + calles), coeficientes de escorrentía definidos según el grado de impermeabilización urbana, intensidades máximas de lluvia ($T_r = 10$ años según CE.040), y el cálculo del caudal CIA para cada subcuenca.

3.6.5.1. Cálculo del caudal de diseño.

a) Cálculo de la intensidad máxima de precipitación.

Las intensidades máximas fueron calculadas empleando la ecuación IDF obtenida del análisis hidrológico con Hidroesta 2, adaptada a la altitud de Tacabamba mediante transferencia de datos:

$$I = \frac{499.2365 \times T^{0.2352}}{D^{0.7500}} \quad (53)$$

Donde t : periodo de retorno, D : tiempo de concentración en minutos.

Tabla 40

Intensidades máximas para tiempos de retorno de 2, 5 y 10 años, y tiempos de concentración de 10, 15 y 20 min, microcuenca de la ciudad de Tacabamba

Tr (años)	Imáx (mm/hr)		
	10.00 min	15.00 min	20.00 min
2	104.50	77.10	62.13
5	129.63	95.64	77.08
10	152.58	112.57	90.73

Nota. Valores de intensidad máxima obtenidos a partir de la ecuación IDF ajustada para Tacabamba, calculados en función del tiempo de concentración empleado en el diseño hidrológico.

Posteriormente, las intensidades fueron convertidas a unidades compatibles con el método CIA mediante el factor CE.040:

$$I \left(\frac{L}{s} \right) = I (mm/h) \times 0.278 \quad (54)$$

b) Selección del coeficiente de escorrentía.

El coeficiente de escorrentía (C) fue definido según la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024) y la tabla 4-1(a) del libro “*Engineering Hydrology – Principles and Practices*” (Ponce, 1989) de acuerdo con las condiciones observadas en cada área de estudio en las subcuencas urbanas del casco urbano de la ciudad de Tacabamba.

Tabla 41

Criterios para la selección del coeficiente de escorrentía C en áreas urbanas de Tacabamba

C	Superficie predominante donde se usa	Características típicas de pavimento/vereda/techo que justifican el valor
0.50	Calles con mezcla de calzada pavimentada y franjas de suelo expuesto o jardines; techos de calamina sobre patios de tierra	Superficie parcialmente impermeable (50 %-60 % del área sellada), presencia de bermas de tierra o áreas verdes conectadas al drenaje; pavimento con numerosas juntas abiertas que permiten la infiltración.
0.60	Calles de pavimento asfáltico delgado o adoquines con juntas abiertas, veredas angostas con franjas verdes contiguas	Impermeabilización media-alta, pero con áreas permeables significativas (jardines, taludes, cunetas de tierra) que reducen el escurrimiento efectivo.
0.68	Subcuencas urbanas con pavimento de concreto o asfalto en buen estado, pero con patios interiores de tierra y conexión parcial al sistema de cunetas	Sector mayormente impermeable, aunque aún existe una proporción apreciable de superficie no sellada; se adopta un valor intermedio en el rango 0.70–0.95 para representar esta condición mixta.
0.70	Pavimento asfáltico o de adoquines en estado regular, veredas de concreto con algunas zonas ajardinadas	Coincide con el límite inferior del rango recomendado para pavimento asfáltico y adoquines; representa una urbanización consolidada, pero con infiltración apreciable en juntas, bermas y espacios verdes.
0.75	Veredas de concreto o losas de acceso con pequeños parterres; techos de teja o calamina con	Impermeabilización alta en la proyección horizontal, pero parte del agua alcanza suelos con capacidad de

C	Superficie predominante donde se usa	Características típicas de pavimento/vereda/techo que justifican el valor
	descarga hacia patios permeables	infiltración; valor medio dentro de los rangos para veredas y techos.
0.80	Calles de pavimento de concreto, veredas anchas de concreto, techos y azoteas conectados directamente a cunetas o colectores	Superficie fuertemente impermeable (80 %–90 % sellada), con escasa infiltración; corresponde al valor típico recomendado para pavimento de concreto, veredas y cubiertas urbanas en la CE.040.
0.85	Subcuencas urbanas céntricas completamente pavimentadas (calzada + veredas) y azoteas de losas de concreto sin áreas verdes conectadas	Condición de máxima impermeabilidad práctica en zonas urbanas: calzadas y veredas de concreto continuo, juntas selladas, sin jardines conectados ni suelos expuestos; se adopta el extremo superior del rango para calles y techos en áreas densamente urbanizadas.

Nota. Definido a partir de la norma CE.040 (MVCS, 2024) y de la tabla 4-1(a) del libro “*Engineering Hydrology – Principles and Practices*” (Ponce, 1989).

c) Cálculo del tiempo de concentración.

Para cada subcuenca urbana se estimó inicialmente el tiempo de concentración utilizando las ecuaciones establecidas en la CE.040:

Kirpich (1940):

$$tc = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385} \quad (55)$$

Federal Aviation Administration (FAA, 1970):

$$tc = 0.7035 \frac{(1.1-C) \times L^{0.5}}{S^{0.333}} \quad (56)$$

Donde c coeficiente de escorrentía del método racional, L longitud del flujo superficial en m, S pendiente promedio de la superficie en m/m.

Pero de acuerdo con la norma CE.040 (MVCS, 2024), este tiempo de concentración se multiplica por 0.40 para obtener el flujo en superficies de concreto o asfalto.

$$Tc_j = Tc \times 0.40 \quad (57)$$

Sin embargo, conforme a la CE.040, este tiempo de concentración ajustado no puede ser inferior a 10 minutos en el drenaje urbano.

$$T_{c_j} \geq 10, \text{ si es menor entonces } T_{c_j} = 10 \quad (58)$$

En las subcuencas urbanas en las que el cálculo resultó menor, se ajustó a $t_c = 10$ min, el valor utilizado para estimar las intensidades máximas.

d) Determinación del área de aporte.

Se identificaron las áreas de aporte correspondientes a techos, patios y áreas pavimentadas que descargan directamente en cada sección vial. A partir del plano de la cuenca urbana de Tacabamba, estas superficies se digitalizaron en AutoCAD y se agruparon por subcuenca urbana siguiendo la topografía y el sentido natural de escurrimiento. Se formaron siete subcuencas urbanas de estudio.

La superficie total de aporte en cada subcuenca urbana se estimó mediante:

$$\text{Área total} = \text{Área cubierta} + \text{Área vía} \quad (59)$$

Estas áreas fueron registradas en hectáreas (ha), de acuerdo con la ecuación del método CIA.

e) Cálculo del caudal mediante el método del CIA.

Para cada subcuenca urbana se aplicó la ecuación:

$$Q = C \times I \times A \quad (60)$$

$$Q_{m^3/s} = \frac{Q_{l/s}}{1000} \quad (61)$$

Donde: Q, caudal en l/s; C, coeficiente de escorrentía; I, intensidad de precipitación convertida a l/s·ha; A, área de aporte (ha).

f) Definición de la dirección del flujo y cálculo del caudal circundante

Cada subcuenca urbana cuenta con una dirección definida por la topografía y la pendiente de la vía. Para la estimación del caudal circundante se realizó un

procedimiento acumulativo, sumando el caudal de las subcuencas urbanas superiores hacia las inferiores, considerando:

- caudal generado directamente por la subcuenca
- caudal recibido de subcuencas urbanas aguas arriba
- caudales adicionales provenientes de microcuencas aportantes, badenes y alcantarillas

Este proceso permitió obtener el caudal circundante final en cada subcuenca, indispensable para dimensionar cunetas, colectores y descargas.

g) Obtención del caudal circundante

Finalmente, se consolidaron los caudales generados y acumulados en cada una de las siete vías de las subcuencas urbanas de la ciudad de Tacabamba.

3.6.5.2. Análisis del caudal de diseño.

a) Geometría de la vía

La mayoría de las vías analizadas corresponden a pavimentos rígidos con coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.014$, conformadas por dos carriles que suman un ancho de calzada de 6.00 m, más veredas de 1.20 m a cada lado. Las vías presentan pendiente longitudinal del 8% y bombeo del 2.5%, condiciones que influyen directamente en la capacidad de infiltración, la velocidad del escurrimiento superficial y la distribución del flujo hacia los márgenes.

b) Ancho de inundación de la vía

El ancho de la lámina de agua generado durante un evento de lluvia se calcula utilizando la expresión recomendada en la literatura de drenaje urbano:

$$T = \left(\frac{Q \times n}{K_u \times S_x^{1.67} \times SL^{0.5}} \right)^{0.375} \quad (62)$$

Donde, K_u 0.375, n coeficiente de Manning del pavimento, Q caudal de escorrentía en m^3/s , S_x pendiente transversal de la vía, SL pendiente longitudinal de la vía.

Esta ecuación permite estimar la propagación lateral del flujo sobre la calzada en condiciones de lámina delgada.

c) Ancho de inundación permisible

Existen anchos que se consideran permisibles para inundación, de acuerdo con el ancho de la vía: 2 m para un ancho de vía menor a 6 m y, para un ancho de vía de 6 a 7 m, se considera admisible hasta 3 m de ancho de inundación. Pero si el ancho de inundación supera el permitido, se opta por un sistema de drenaje urbano.

d) Profundidad de agua

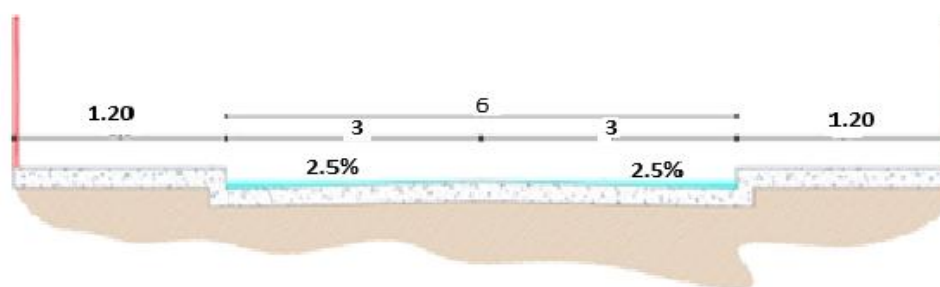
La profundidad del flujo en el borde del andén se estima mediante:

$$Y_1 = T \times S_x \quad (63)$$

Donde Y_1 es la profundidad de la lámina en metros y S_x es la pendiente transversal. Este parámetro permite evaluar el impacto del flujo en la circulación vehicular y peatonal, así como verificar el cumplimiento de los límites de seguridad establecidos en la CE.040.

Figura 25

Ejemplo de Análisis de la Profundidad de Agua



Nota. Tomado de cursos en línea sobre el diseño de drenaje pluvial.

3.6.6. Diseño de cunetas en el programa H-Canales y hojas de cálculo en Microsoft Excel

El diseño hidráulico de las cunetas para la ciudad de Tacabamba se desarrolló en función de los caudales circundantes obtenidos en el análisis hidrológico y del método de vías, verificando que la capacidad de evacuación de cada sección sea igual o superior al caudal de diseño. Para ello se emplearon dos herramientas principales:

a) El software H-Canales, utilizado para el diseño de cunetas rectangulares.

b) Hojas de cálculo en Microsoft Excel, empleadas para el diseño de cunetas triangulares e híbridas (sección compuesta), aplicando las ecuaciones de la norma CE.040 (MVCS, 2024), la fórmula de Izzard y los ábacos técnicos establecidos.

El criterio de aceptación en todos los casos se basó en la condición hidráulica:

$$Q_{admisible} > Q_{circulante} \quad (64)$$

3.6.6.1. Diseño de la cuneta rectangular.

Para las cunetas rectangulares se empleó el programa H-Canales, que permite dimensionar secciones mediante el método iterativo de Manning y evaluar las combinaciones de tirante, ancho y pendiente que garantizan la capacidad requerida.

a) Fórmulas utilizadas

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (65)$$

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} \quad (66)$$

$$\text{Área hidráulica (A)} = by \quad (67)$$

$$\text{Perímetro mojado (P)} = b + 2y \quad (68)$$

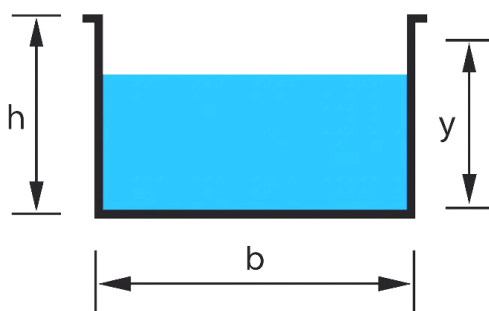
$$\text{Radio hidráulico (R)} = \frac{by}{b+2y} \quad (69)$$

$$\text{Espejo de agua (T)} = b \quad (70)$$

Donde, Q caudal en m³/s, n rugosidad, A área en m², R radio hidráulico, V velocidad m/s, SL pendiente longitudinal, b ancho asumido m, y tirante en m.

Figura 26

Códigos de la cuneta rectangular



Nota. Representación esquemática de las dimensiones geométricas de una cuneta rectangular.

b) Comprobación en el programa HCanales

El proceso en H-Canales consistió en ingresar los parámetros hidráulicos previamente definidos: caudal de diseño, coeficiente de Manning, pendiente longitudinal y ancho asumido. Mediante iteraciones sucesivas, el programa determinó el tirante adecuado y verificó que la velocidad y el régimen de flujo fueran compatibles.

Figura 27

Captura del proceso iterativo en H-Canales

Nota. Se muestra el cálculo automático del tirante y la verificación de capacidad hidráulica.

3.6.6.2. Diseño de la cuneta triangular.

El diseño de cunetas triangulares se desarrolló mediante hojas de cálculo, utilizando dos métodos aceptados por la CE.040:

a) Fórmulas de la CE.040 (MVCS, 2024).

$$Q = 315 \frac{Z}{n} S^{1/2} Y^{8/3} \left[\frac{Z}{1+\sqrt{1+Z^2}} \right]^{2/3} \quad (71)$$

$$Y = S_T \times T \quad (72)$$

$$S_T = \frac{Y}{T} \quad (73)$$

$$\text{Pendiente transversal } \frac{1}{Z} = \frac{Y}{T} \quad (74)$$

$$Z = \frac{1}{S_T} \quad (75)$$

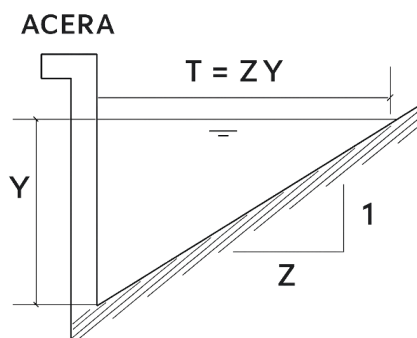
$$\text{Área } (A) = \frac{T \times Y}{2} \quad (76)$$

$$\text{Perímetro mojado } (P) = Y + \sqrt{Y^2 + T^2} \quad (77)$$

Donde, Q caudal en l/s, n coeficiente de rugosidad de Manning, S pendiente longitudinal del canal, Z valor recíproco de la pendiente transversal (1:z), y tirante de agua en m, T ancho superficial en m, P perímetro mojado en m.

Figura 28

Código de las dimensiones hidráulicas de la cuneta triangular de la norma CE.040



Nota. Esquema referencial utilizado para el cálculo geométrico de la sección triangular (MVCS, 2024).

b) Fórmulas de Izzard.

$$Q = 0.00175 \times \frac{Z}{n} \times S^{0.5} \times Y^{8/3} \quad (78)$$

$$\text{Área } (A) = \frac{T \times Y}{2} \quad (79)$$

$$\text{Perímetro mojado } (P) = Y + \sqrt{Y^2 + T^2} \quad (80)$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (81)$$

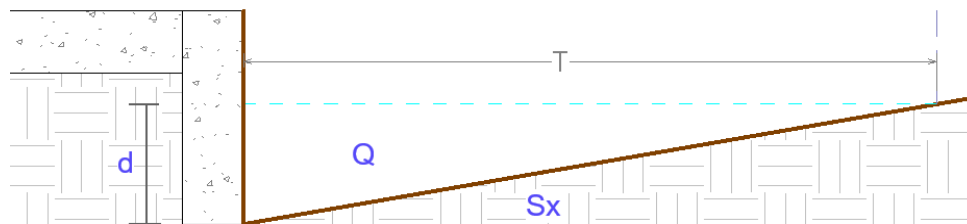
Donde Q, caudal en l/s; S = SL, pendiente longitudinal m/m; ST, pendiente transversal m/m; T, ancho asumido en m; Z, valor recíproco de la ST (1:Z); y tirante en m.

3.6.6.3. Diseño de la cuneta triangular compuesta.

Cuando la capacidad hidráulica de una cuneta triangular simple no fue suficiente para evacuar el caudal requerido, se evaluó la implementación de una sección triangular compuesta (cuneta deprimida con alas laterales).

Figura 29

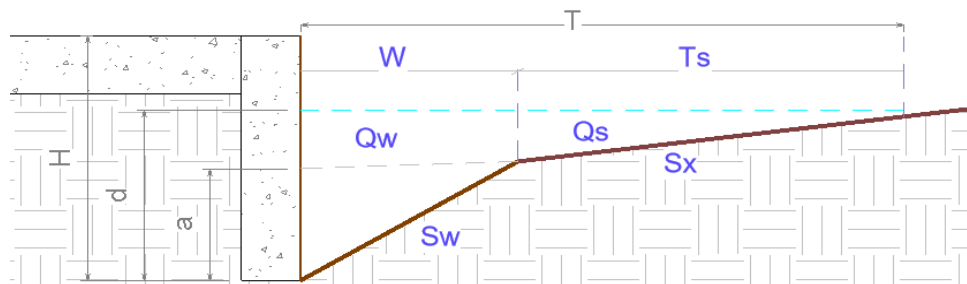
Código geométrico de una cuneta triangular simple



Nota. Se representa la interacción entre la sección deprimida y la zona de propagación a lo largo de la vía.

Figura 30

Código geométrico de una cuneta compuesta



Nota. Sx: talud de la subcuenca urbana superior; Sw: talud de la subcuenca urbana inferior o cuña de la cuneta; d: profundidad del flujo; T: ancho total mojado de la sección; W: ancho de la subcuenca urbana

vertical o pared de la cuneta; Ts: ancho mojado sobre el talud superior; Qw: caudal parcial que circula sobre la subcuenca urbana vertical (w); Qs: caudal parcial que circula sobre el talud superior (Sx).

a) Verificación de incumplimiento de la capacidad hidráulica con cunetas triangulares.

Capacidad de la calle.

Para determinar si el flujo superficial podía circular sin desbordar, se utilizó la ecuación de esparcimiento de flujo:

$$Q = \frac{K_u}{n} \times S_x^{1.67} \times S_L^{0.5} \times T^{2.67} \quad (82)$$

Donde: Ku = 0.376, n, coeficiente de Manning; Q, caudal total de escorrentía en m³/s; T, esparcimiento del flujo en m; Sx, pendiente transversal de la vía en m/m; SL, pendiente longitudinal de la vía en m/m.

Tabla 42

Ancho de inundación admisible según el ancho de la vía

Ancho de la vía (m)	Ancho de inundación admisible (m)
< 6	2
≥ 6 y < 7	3
≥ 7 y < 9	3.5
≥ 9	4

Nota. Valores adaptados del (iSWMTM Technical Manual, 2014).

Esparcimiento del flujo

$$T = \left(\frac{Q \times n}{K_u \times S_x^{1.67} \times S_L^{0.5}} \right)^{0.375} \quad (83)$$

Velocidad del flujo

$$V = \frac{K_u}{n} \times S_x^{1.67} \times S_L^{0.5} \times T^{0.67} \quad (84)$$

Donde, Ku= 0.752, V velocidad en el canal triangular en m/s.

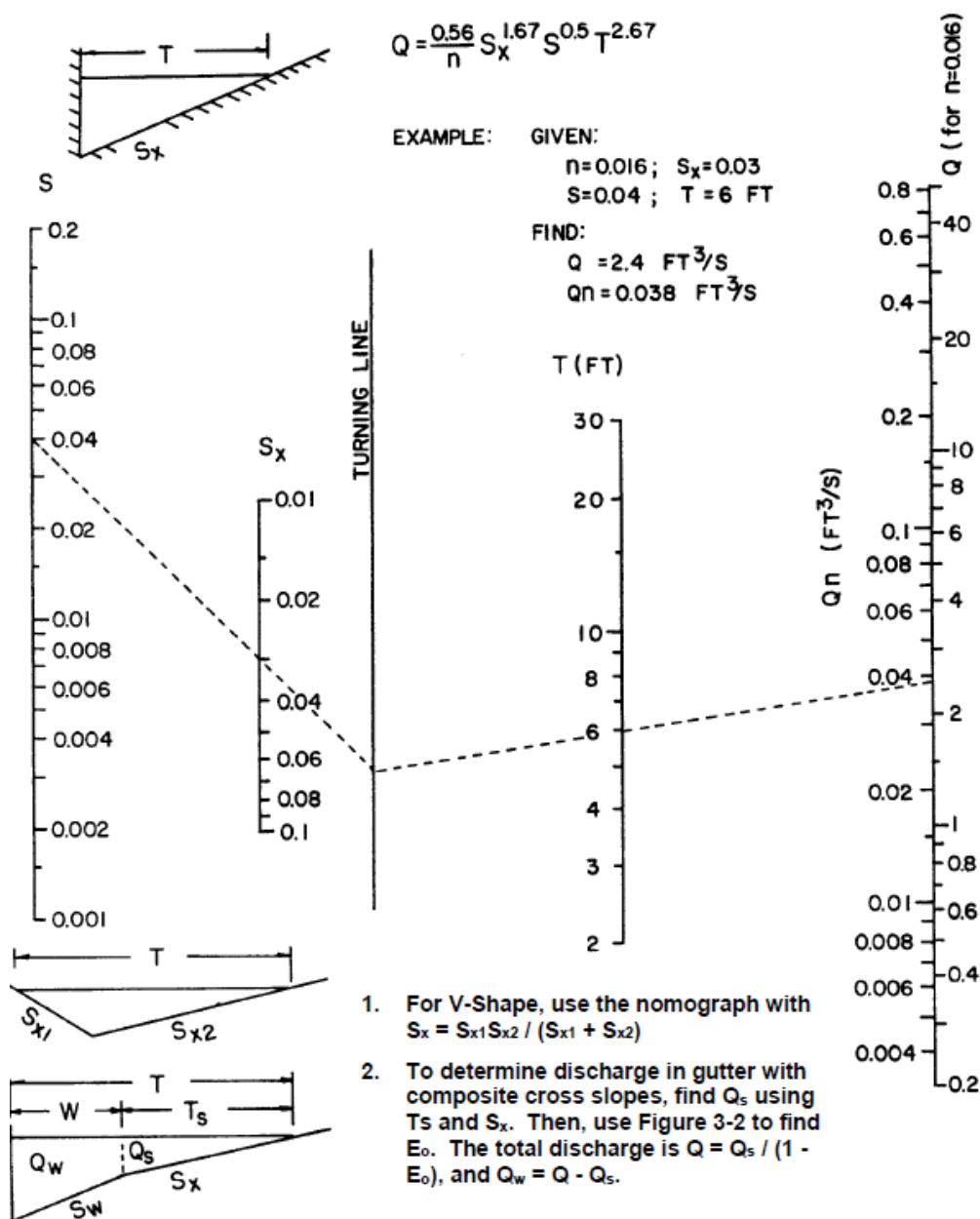
Profundidad del flujo

$$d = T \times S_x \quad (85)$$

Donde, T esparcimiento del flujo en m, Sx pendiente transversal de la vía en m/m.

Figura 31

Flujo en secciones triangulares de canaletas



Nota. (iSWMTM Technical Manual, 2014).

b) Diseño de la cuneta triangular compuesta.

Para la cuneta deprimida se aplicaron las siguientes relaciones:

Pendiente en la sección deprimida de la cuneta

$$S_w = \frac{a}{w} + S_x \quad (86)$$

Donde, a es la altura desde el fondo de la cuneta hasta la proyección de la pendiente transversal en m, w ancho de la cuneta deprimida o rejilla en m, S_x pendiente transversal en m/m.

Eficiencia en una sección compuesta

$$E_o = \frac{1}{\left(1 + \frac{S_w}{S_x}\right) / \left(\left(1 + \frac{S_w}{S_x}\right) / \left(\frac{T}{w}\right) - 1\right)^{2.67} - 1} = \frac{Q_w}{Q} \quad (87)$$

Donde, S_x es la pendiente transversal en m/m, S_L la pendiente longitudinal en m/m, w ancho de la cuneta deprimida o rejilla en m, T es esparcimiento del flujo en m.

Ancho de espaciamiento desde el cruce de la cuneta y la carretera al límite de la propagación

$$T_s = T - W \quad (88)$$

Donde, T esparcimiento del flujo en m, W ancho de la cuneta deprimida o rejilla en m.

Canales en la cuneta

$$Q_s = \frac{Ku}{n} \times S_x^{1.67} \times S_L^{0.5} \times T^{2.67} \quad (89)$$

$$Q_w = Q - Q_s \quad (90)$$

$$Q = \frac{Q_s}{(1 - E_o)} \quad (91)$$

Donde, Ku= 0.376, Q_w caudal en la sección deprimida de la cuneta en m³/s, Q caudal en la cuneta en m³/s, Q_s capacidad de flujo de la sección de la cuneta sobre la sección deprimida en m³/s, E_o relación de flujo en un ancho elegido (generalmente el ancho de una rejilla) a la cuneta total.

Profundidad del flujo

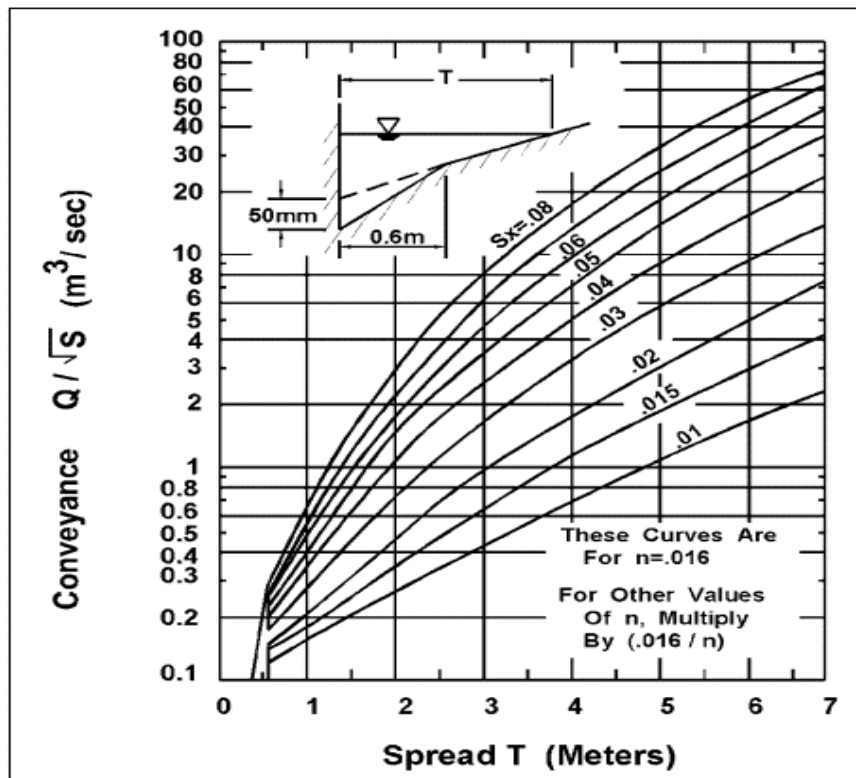
$$d = T \times S_x \quad (92)$$

Velocidad

$$V = \frac{Ku}{n} \times S_x^{0.67} \times S_L^{0.5} \times T^{0.67} \quad (93)$$

Figura 32

Relación entre el caudal superficial (Q) y el ancho de inundación (T) en una vía



Nota. (Federal Highway Administration, 2001).

Parámetros hidráulicos finales

Área total (AT)

$$A_1 = \frac{a \times w}{2} + (d - a) \times W \quad (94)$$

$$A_2 = \frac{(d-a) \times W}{2} \quad (95)$$

Perímetro mojado (Pm)

$$Pm = d^2 + \sqrt{a^2 + w^2} + T_s \quad (96)$$

Radio hidráulico

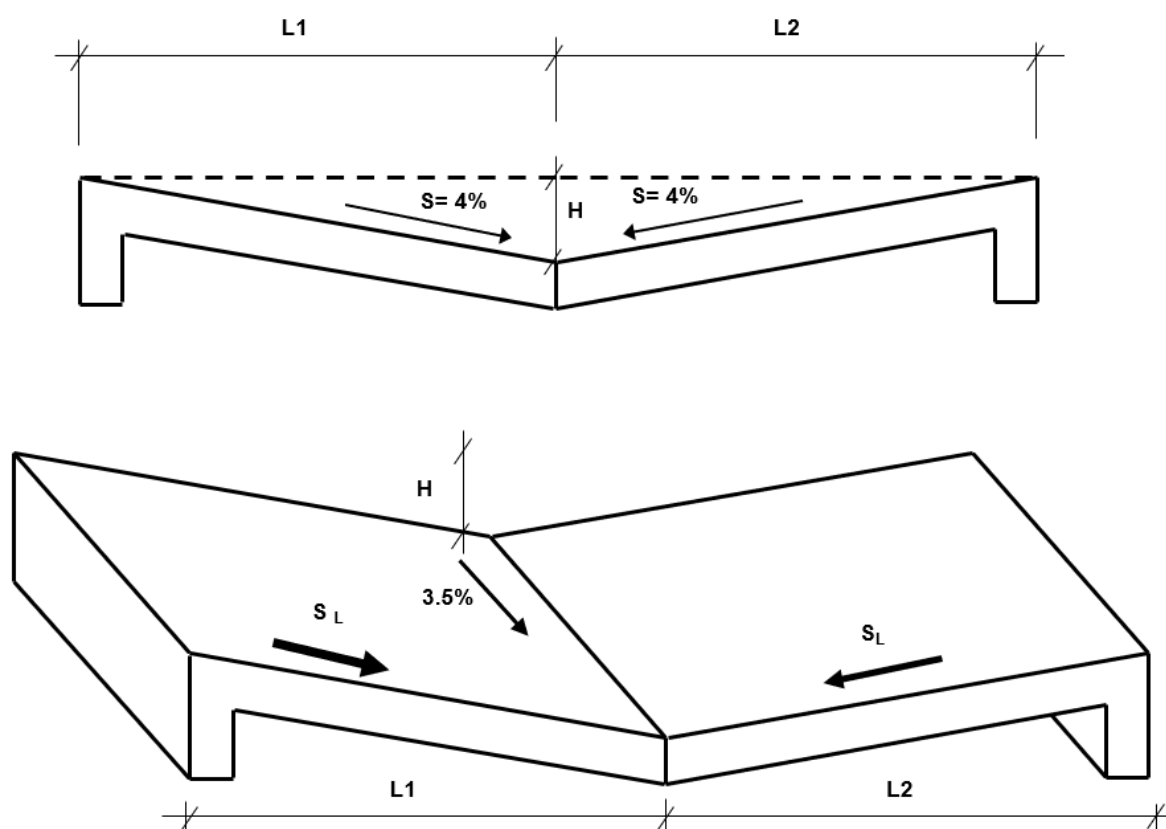
$$R = \frac{A_T}{P_m} \quad (97)$$

3.6.7. Diseño del badén triangular

El diseño del badén triangular se realizó con base en el caudal de diseño obtenido para la microcuenca que descarga directamente en dicho punto, considerando un periodo de retorno de 71 años, conforme a los criterios del “*Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*” del MTC (2018). Este caudal corresponde a $1.009 \text{ m}^3/\text{s}$, valor empleado para dimensionar la sección del badén garantizando que su capacidad hidráulica sea suficiente para evacuar el flujo concentrado en eventos extremos.

Figura 33

Código geométrico de un badén triangular



Nota. La figura muestra la configuración geométrica empleada para el dimensionamiento del badén triangular, incluyendo la profundidad de flecha, el talud lateral y las longitudes del perfil transversal.

a) Geometría del badén triangular.

Para el análisis geométrico se empleó el modelo convencional de badén triangular, definido por los siguientes parámetros:

- H: profundidad de flecha o depresión central (m)
- Z: relación de talud lateral (1:Z)
- SL: pendiente longitudinal del badén (m/m)
- L₁ y L₂: longitudes de los lados izquierdo y derecho (m)
- n: coeficiente de rugosidad de Manning
- S₀: pendiente del canal o badén (m/m)

Estos elementos permiten caracterizar la sección hidráulica del badén y determinar su capacidad de conducción. La figura correspondiente muestra la disposición geométrica empleada en el diseño.

b) Criterio de diseño hidráulico.

El dimensionamiento se efectuó verificando la condición fundamental:

$$Q_{\text{capacidad}} > Q_{\text{diseño}} \quad (98)$$

Donde, Q_{capacidad} = caudal que puede transportar el badén con la sección propuesta, Q_{diseño} = 1.009 m³/s para Tr = 71 años.

Este criterio garantiza que la sección seleccionada evacúe adecuadamente el flujo máximo esperado sin provocar desbordes ni sobreprofundidades peligrosas.

c) Cálculo del caudal mediante la fórmula de Manning

La capacidad hidráulica del badén se evaluó con la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (99)$$

Donde: Q, caudal en m³/s; A, área hidráulica en m²; R, radio hidráulico (A/P) en m; P, perímetro mojado en m; n, coeficiente de rugosidad de Manning; S, pendiente longitudinal del badén en m/m.

Mediante iteración se determinaron los valores de H y Z que proporcionan un área y un radio hidráulicos suficientes para conducir el caudal de diseño. La verificación

se realizó contrastando el caudal calculado con la capacidad mínima necesaria, a fin de asegurar un margen de seguridad hidráulica adecuado.

3.6.8. *Diseño de la alcantarilla*

El diseño hidráulico de la alcantarilla se efectuó considerando el caudal de diseño obtenido mediante el análisis hidrológico y aplicando los criterios establecidos en la norma CE.040 “*Drenaje pluvial*” (MVCS, 2024) y los lineamientos clásicos de flujo en conductos cerrados. El objetivo del dimensionamiento es garantizar que la alcantarilla evacúe el caudal de diseño en condiciones de flujo uniforme, manteniendo un régimen seguro y estable.

El procedimiento se desarrolló bajo el enfoque de alcantarilla circular a flujo parcial, determinando el diámetro requerido y verificando su capacidad mediante la ecuación de Manning.

a) **Parámetros hidráulicos de diseño.**

Se empleó la ecuación de Manning para conductos circulares:

$$Q = \frac{1}{n} A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (100)$$

Donde: Q, caudal de diseño en m³/s; n, coeficiente de rugosidad de Manning; A, área hidráulica en m²; Rh, radio hidráulico en m; S, pendiente del conducto en m/m.

b) **Geometría de la sección circular.**

El diseño se realizó empleando las relaciones geométricas para sección circular a flujo parcial, basadas en el ángulo central θ (rad):

Diámetro hidráulico

$$y = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \quad (101)$$

Área hidráulica (A)

$$A = R^2 \times (\theta - \sin \theta \cos \theta) \quad (102)$$

Perímetro mojado (P)

$$P = 2R\theta \quad (103)$$

Radio hidráulico (R_h)

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\theta - \sin \theta \cos \theta}{2} \times R \quad (104)$$

Estas expresiones permitieron determinar el diámetro mínimo requerido, el tirante de flujo y la verificación hidráulica de capacidad, comparando la capacidad del conducto con el caudal de diseño:

$$Q_{\text{capacidad}} > Q_{\text{diseño}} \quad (105)$$

c) Selección del diámetro y verificación.

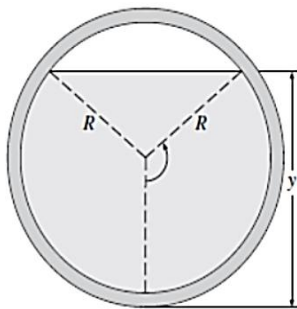
Una vez definidos el caudal de diseño y la pendiente de la subcuenca, se evaluaron diámetros comerciales y se verificó para cada uno el cumplimiento del criterio:

$$Q_{\text{Manning}} > Q_{\text{diseño}} \quad (106)$$

Se adoptó el diámetro inmediatamente superior al requerido, garantizando la seguridad hidráulica y la disponibilidad en el mercado.

Figura 34

Sección geométrica de la alcantarilla



$$A = R^2(\theta - \sin \theta \cos \theta)$$

$$P = 2R\theta$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\theta - \sin \theta \cos \theta}{2} R$$

Nota. La figura muestra la geometría básica de una alcantarilla circular y los parámetros necesarios para el cálculo del tirante y el área hidráulica en flujo parcial.

3.6.9. Modelamiento geométrico y elaboración de planos del sistema de drenaje pluvial en Revit 2022 y Civil 3D 2024

El modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba se desarrolló mediante un proceso integrado en dos plataformas: Autodesk Revit 2022, utilizada para la construcción paramétrica y la representación tridimensional de las cunetas diseñadas, y Autodesk Civil 3D 2024, empleada para la inserción de secciones tipo mediante Subassembly Composer y la generación del modelamiento vial y de las secciones transversales completas sobre la topografía del proyecto. Este proceso permitió obtener planos coherentes, precisos y plenamente coordinados con el diseño hidráulico.

a) Modelamiento de cunetas en Autodesk Revit 2022.

En Revit 2022 se desarrolló una familia paramétrica de cuneta según las dimensiones finales obtenidas en el diseño hidráulico. Se definieron parámetros de control tales como: ancho superior, altura, espesor de muros, inclinaciones laterales, tirante de diseño y geometría estructural de apoyo.

El procedimiento seguido fue:

Creación de una nueva familia estructural basada en un template métrico.

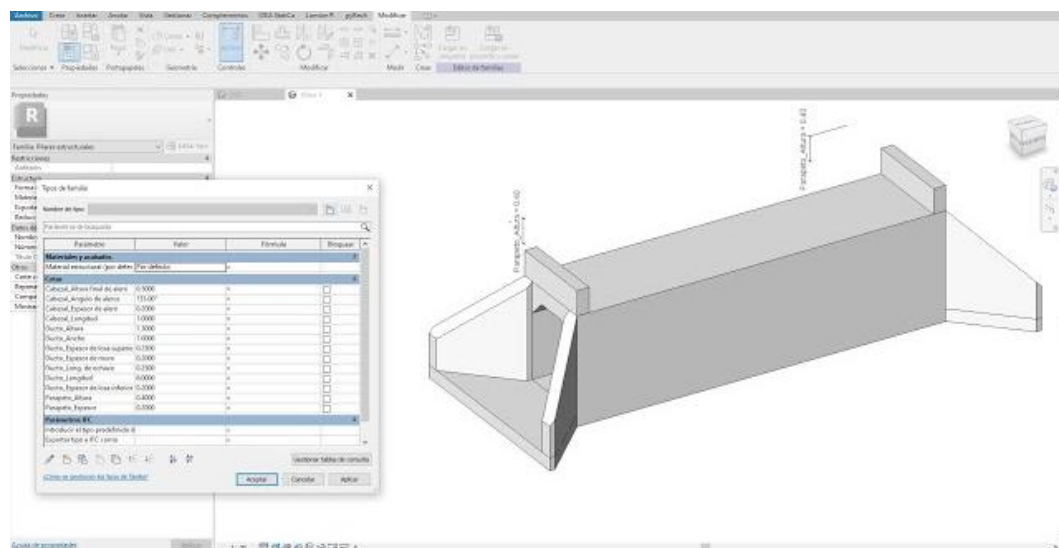
- Definición de planos de referencia para controlar la geometría.
- Ingreso de parámetros dimensionales (b, h, y, espesores, pendientes laterales), vinculados entre sí mediante fórmulas para asegurar la consistencia geométrica.
- Modelado de sólidos paramétricos que representan la cuneta rectangular, triangular o compuesta según la subcuenca.
- Asignación de materiales y subcategorías, permitiendo su correcta lectura en planos.

- Carga de la familia al proyecto urbano y colocación de las cunetas en su trazo correspondiente.

Esta etapa garantizó que cada cuneta pudiera representarse con precisión tanto en planta como en corte, manteniendo la coherencia con los cálculos hidráulicos.

Figura 35

Modelamiento paramétrico de la cuneta en Revit 2022



Nota. La familia estructural incluye parámetros editables que permiten modificar la geometría de la cuneta conforme al diseño hidráulico final.

b) Construcción de la sección tipo mediante Subassembly Composer en Civil 3D 2024.

Una vez definida la geometría base en Revit, se procedió a generar la sección transversal del sistema de drenaje en Civil 3D 2024 mediante Subassembly Composer. Este módulo permitió programar una sección tipo con parámetros editables para aplicarla a toda la red vial.

El procedimiento seguido fue:

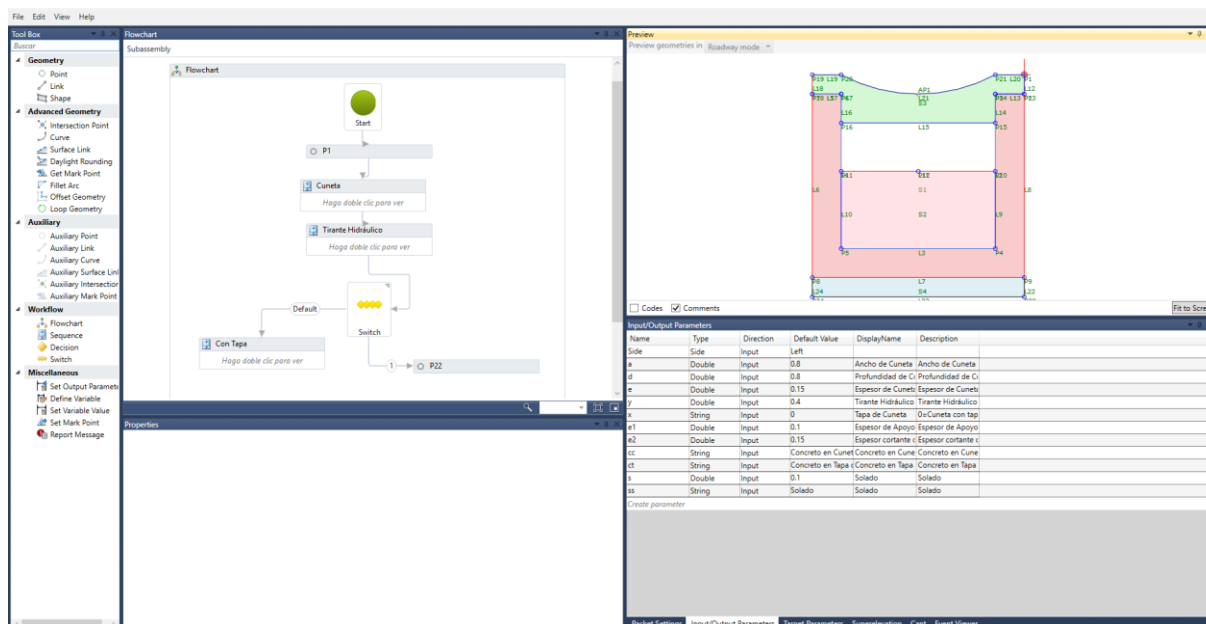
- Definición del diagrama lógico en Subassembly Composer, indicando:
 - punto inicial,
 - posición de la cuneta,

- profundidad y pendientes,
- ancho del carril,
- borde de calzada,
- condición de presencia de tapa (opcional).
- Programación de parámetros de entrada, tales como:
 - Ancho de cuneta,
 - Altura,
 - Pendiente longitudinal y transversal,
 - Espesor de concreto,
 - Tipo de sección.
- Construcción geométrica del subensamble mediante el trazado de vértices, líneas y superficies.
- Exportación del subensamble e inserción en Civil 3D como parte del ensamblaje vial.
- Generación del corredor para aplicar la sección tipo a lo largo de la vía.
- Obtención automática de secciones transversales, en las que se representaron la calzada, las cunetas y la rasante de drenaje.

Con esta metodología se logró integrar el diseño hidráulico con el modelamiento geométrico sobre la topografía real.

Figura 36

Diagrama lógico del subensamble de cuneta triangular y compuesta en Subassembly Composer (Civil 3D 2024)



Nota. El subensamble permite controlar parámetros geométricos y estructurales para generar secciones transversales adaptadas al diseño hidráulico del proyecto.

c) Generación de planos del sistema de drenaje pluvial

Con los modelos elaborados en Revit y Civil 3D se procedió a:

- Generar planos de planta con la ubicación precisa de las cunetas y subcuencas urbanas diseñadas.
- Extraer secciones transversales representativas de la ciudad.
- Representar el perfil longitudinal del drenaje, útil para el control geométrico.
- Elaborar detalles constructivos a partir de las familias paramétricas modeladas.
- Integrar toda la información en el plano general del sistema de drenaje pluvial de Tacabamba.

Esta metodología garantizó la documentación técnica, editable y alineada con los procesos hidrológicos e hidráulicos desarrollados en la investigación.

3.6.10. Modelamiento HEC-RAS para verificar su eficiencia hidráulica

El modelamiento hidráulico del sistema de drenaje pluvial diseñado para la ciudad de Tacabamba se realizó mediante HEC-RAS 6.5. en modo 2D, con el propósito de evaluar la capacidad de evacuación del sistema frente a la lluvia de diseño ($Tr = 10$ años) establecida en la norma CE.040 (MVCS, 2024). Este proceso permitió analizar la distribución de la esorrentía superficial, las zonas de acumulación temporal, la velocidad del flujo y el desempeño de las cunetas y alcantarillas proyectadas.

Por tanto, con el fin de determinar la eficiencia real del sistema de drenaje pluvial diseñado para la ciudad de Tacabamba, se desarrolló un análisis comparativo en HEC-RAS 2D que permitió identificar las zonas afectadas por la precipitación extrema en dos escenarios:

- Condiciones actuales sin sistema de drenaje pluvial, y
- Condiciones del sistema de drenaje pluvial proyectado (cunetas, alcantarillas y badén triangular).

El procedimiento seguido se describe a continuación.

3.6.10.1. Simulación del escenario 1: condiciones actuales sin sistema de drenaje

Se ejecutó un primer modelo hidráulico utilizando únicamente la topografía existente, sin incorporar cunetas ni alcantarillas. La lluvia de diseño ($Tr = 10$ años) se aplicó sobre toda el área urbana para determinar:

- Las zonas donde se acumula agua,
- La profundidad y extensión de las láminas de inundación,
- Los sectores críticos en los que el flujo excede la capacidad natural del terreno.

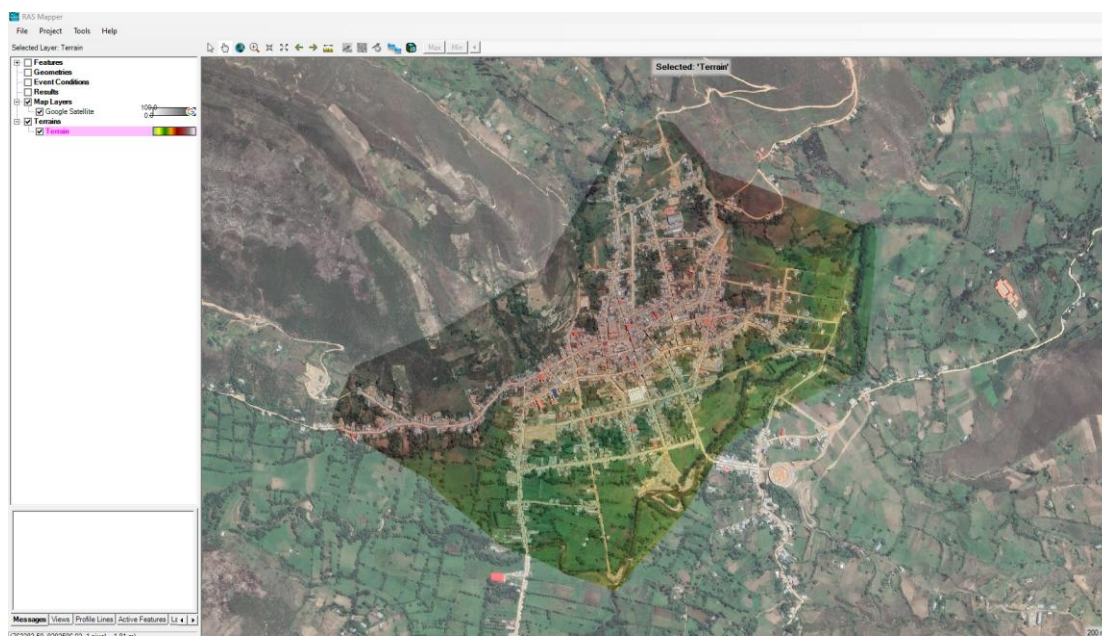
Este escenario sirvió de línea de base para comparar la efectividad del sistema proyectado.

a) Carga de la topografía.

Se importó el modelo digital del terreno (MDT) correspondiente a la ciudad de Tacabamba, obtenido mediante la restitución topográfica y los levantamientos previos. La topografía cargada permitió definir las pendientes naturales, las depresiones y las direcciones predominantes de escurrimiento.

Figura 37

Carga del modelo topográfico en HEC-RAS 2D



Nota. Se importó el MDT georreferenciado, base para el análisis hidráulico bidimensional.

b) Creación de la geometría del modelo.

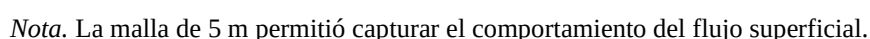
Se delimitó el dominio de cálculo que abarca el casco urbano de Tacabamba y las microcuencas aportantes. Se incorporaron como elementos geométricos principales: las vías, las cunetas diseñadas, los cauces existentes y las zonas impermeables.

Construcción de la geometría del dominio de cálculo en HEC-RAS



Se definió el área de flujo en modo 2D y se generó una malla computacional con celdas cuadradas, con una dimensión promedio de 5×5 m, criterio que garantiza una precisión aceptable y tiempos de cómputo razonables. Se aplicaron refinamientos locales en cunetas, en cruces hidráulicos y en zonas donde se diseña infraestructura pluvial.

Definición del tamaño de malla para el análisis hidráulico

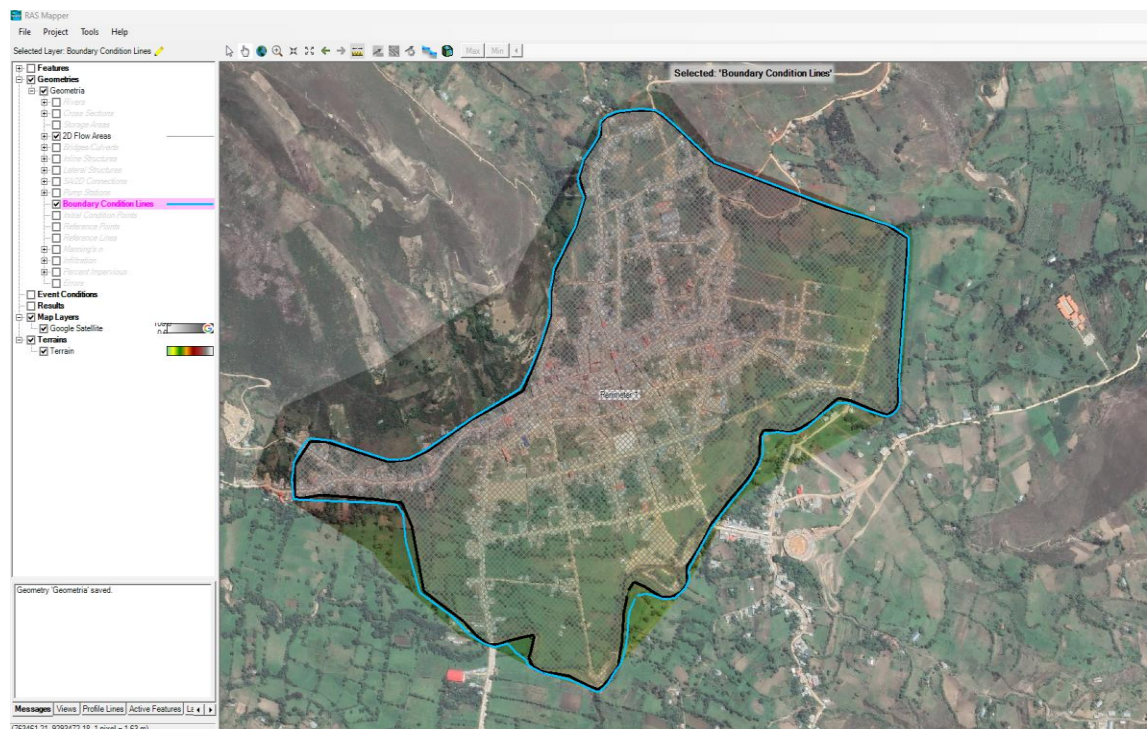


d) Definición de las condiciones de frontera.

Se trazaron las líneas de condición de salida (outflow boundaries) en los puntos donde la escorrentía abandona el área urbana, principalmente hacia el cauce del río Tuspon y las quebradas secundarias. Las condiciones de borde se configuraron como “Normal Depth” según la pendiente natural del terreno.

Figura 40

Condiciones de frontera en HEC-RAS



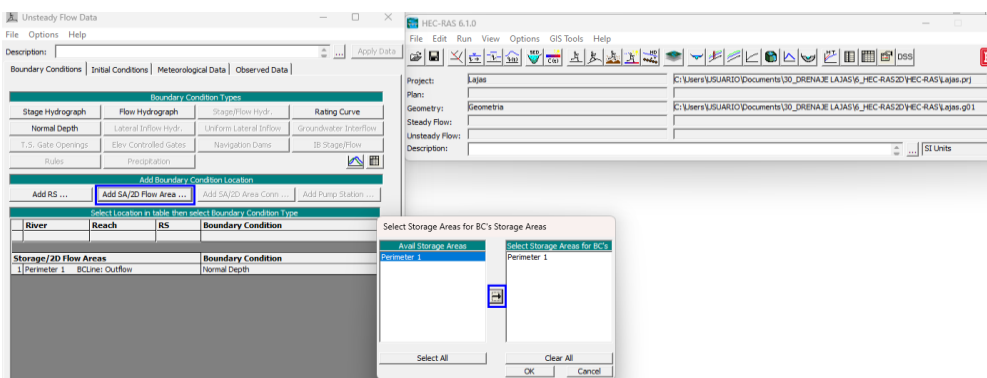
Nota. Las líneas de salida permiten evacuar el flujo simulado hacia los drenajes naturales.

e) Asignación de la pendiente del terreno

El modelo incluyó la pendiente superficial proporcionada por el MDT, y se asignaron rugosidades de Manning diferenciadas según uso y cobertura del suelo: pavimento, veredas, techos, áreas verdes y cauces. Esto aseguró una representación realista del movimiento del agua en Tacabamba.

Figura 41

Asignación de rugosidades y pendiente topográfica en HEC-RAS



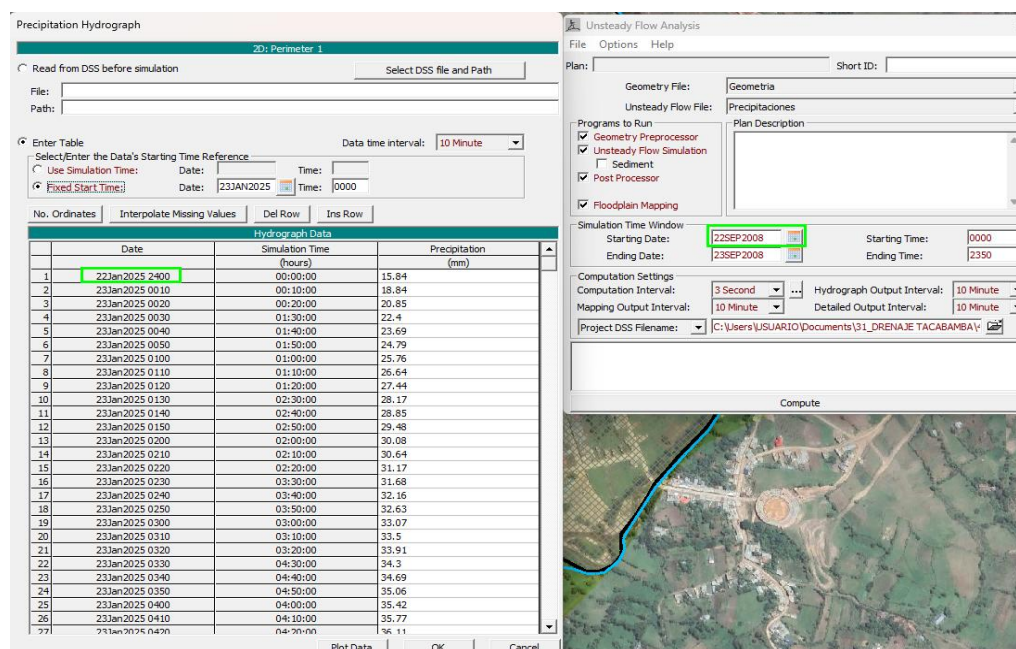
Nota. La distribución de rugosidades controla la velocidad y la profundidad del flujo superficial.

f) Incorporación de la precipitación de diseño

Se cargó la hietografía obtenida para Tacabamba a partir del hietograma de bloque alterno correspondiente al periodo de retorno de 10 años. La lluvia se aplicó como “Rain on Grid” en toda el área del modelo, lo que permitió simular la generación de escorrentía y su concentración hacia las vías y cunetas.

Figura 42

Ingreso del hietograma de diseño en HEC-RAS 2D



Nota. La precipitación de Tr = 10 años permite evaluar la capacidad de drenaje.

g) Configuración y ejecución del plan de simulación

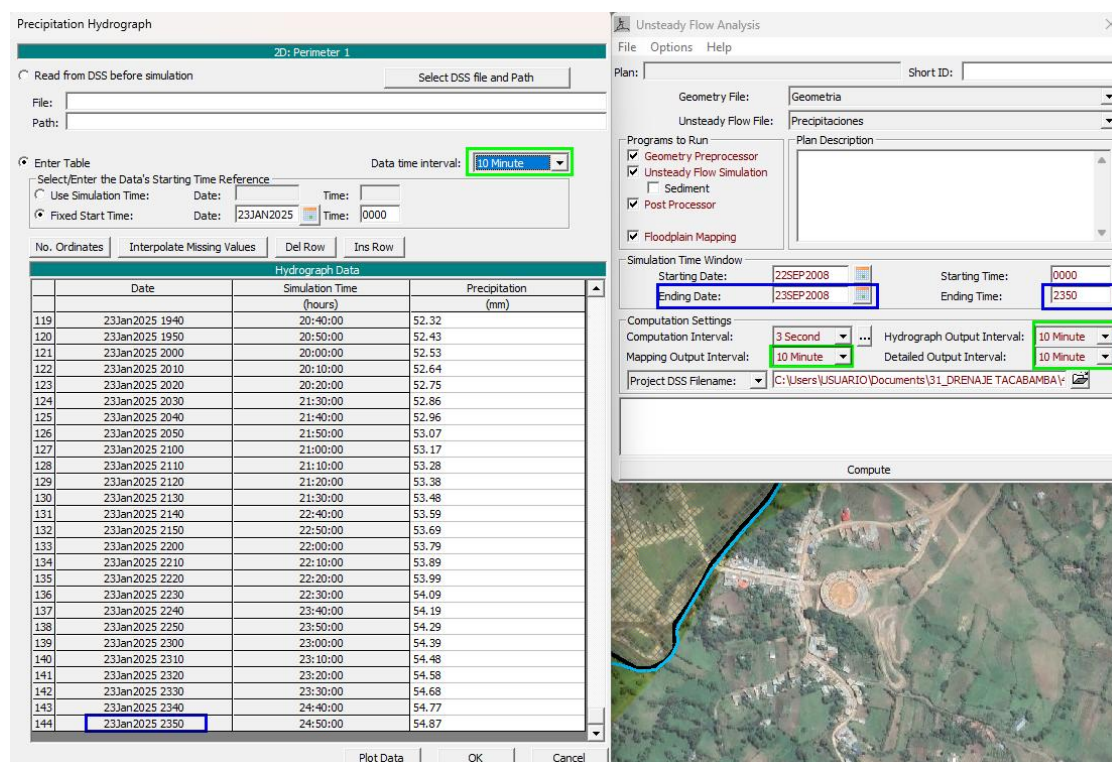
Se creó un plan de simulación hidráulica que incluyó:

- Duración total del evento de lluvia,
- Intervalo de cálculo,
- Parámetros de estabilidad numérica,
- Condiciones de salida y absorción,
- Criterios de convergencia del flujo.

Este plan permitió obtener mapas de profundidad, velocidad y dirección de escorrentía, e identificar zonas de posible acumulación.

Figura 43

Configuración del plan de simulación hidráulica



Nota. El plan controla los parámetros numéricos y temporales necesarios para ejecutar el modelo.

3.6.10.2.Simulación del escenario 2: Condiciones con el sistema de drenaje.

a) Incorporación del sistema de drenaje pluvial al modelo.

En el segundo escenario se incorporaron los elementos diseñados:

- Cunetas rectangulares, triangulares y compuestas.
- Alcantarilla 1 y alcantarilla 2.
- Badén triangular con capacidad verificada.
- Líneas de conducción definidas mediante Subassembly Composer.

Cada elemento fue ingresado como estructura 2D en HEC-RAS, empleando líneas de baja elevación (breaklines) y elevando o rebajando las superficies según el diseño geométrico.

Figura 44

Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS

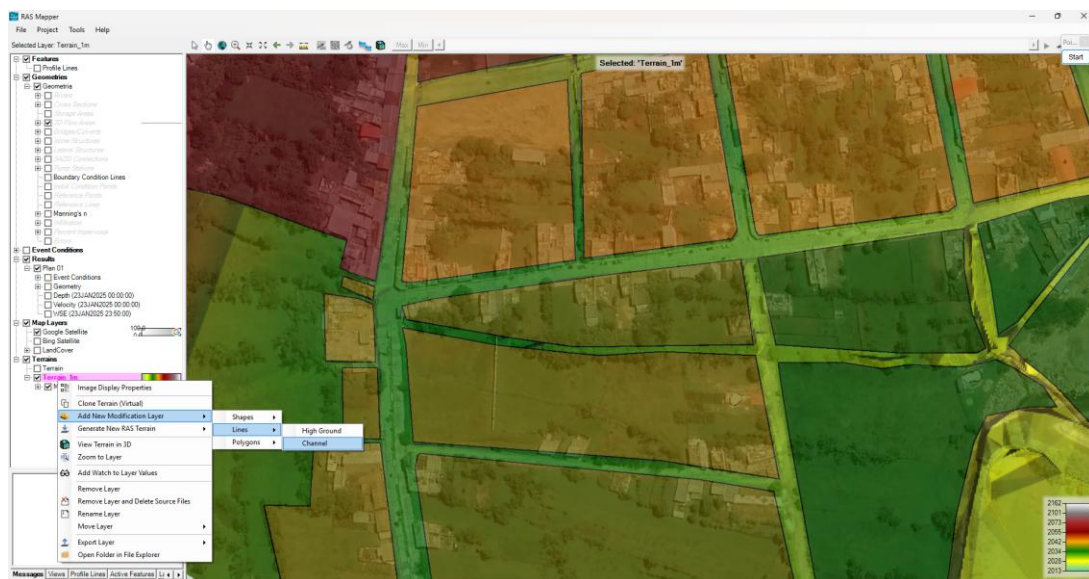


Figura 45

Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS, punto 18

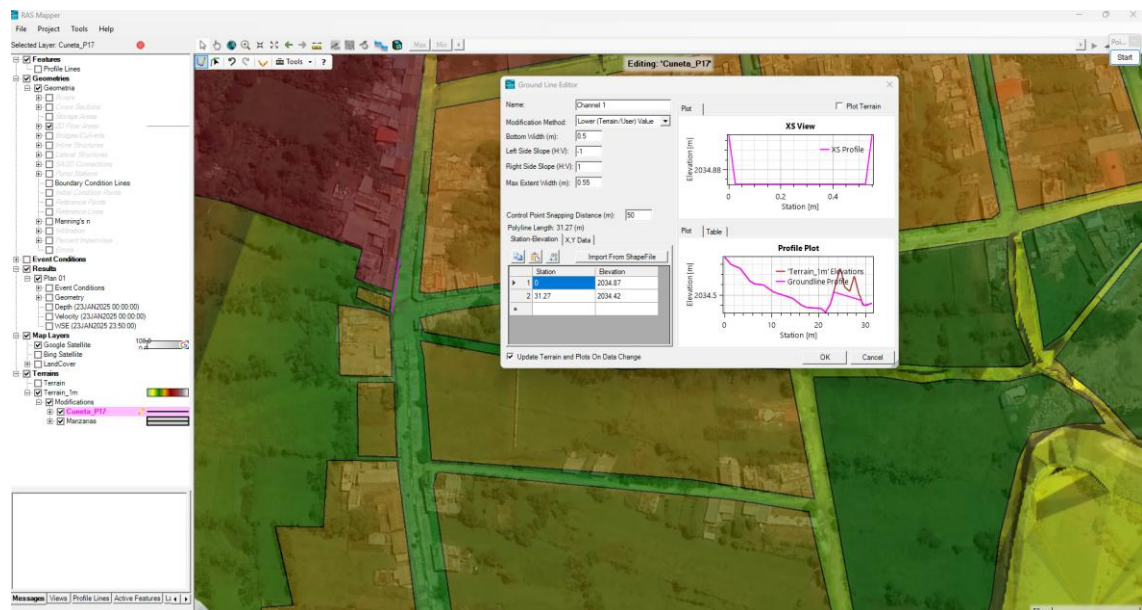


Figura 46

Creación de las cunetas en el modelo HEC-RAS, cuneta 2

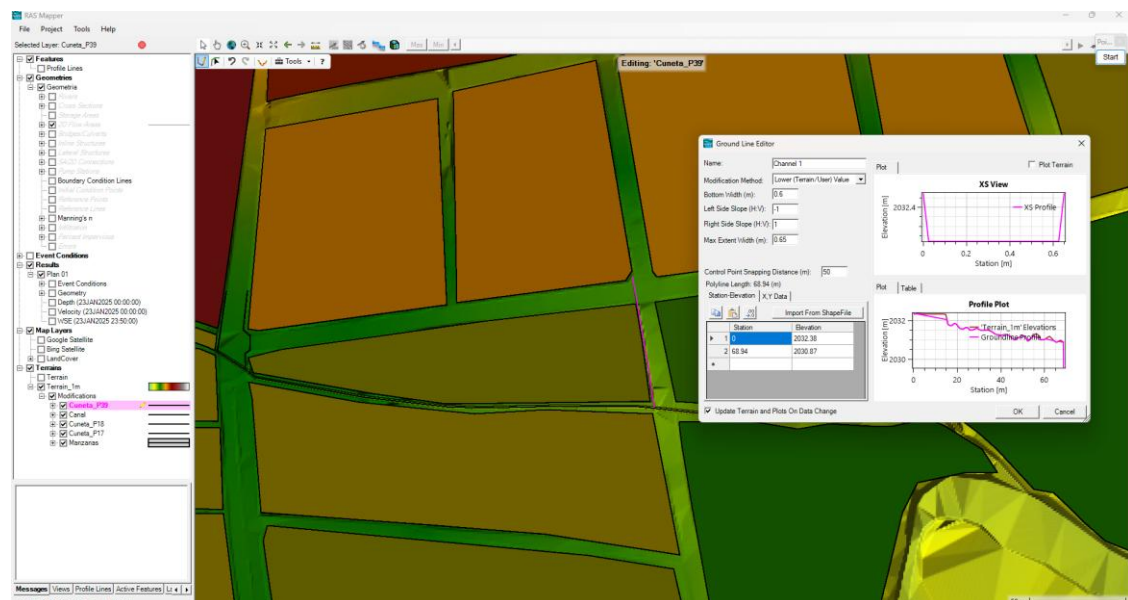


Figura 47

Vista de la sección transversal del terreno con cunetas en el lado izquierdo y derecho en HEC-RAS

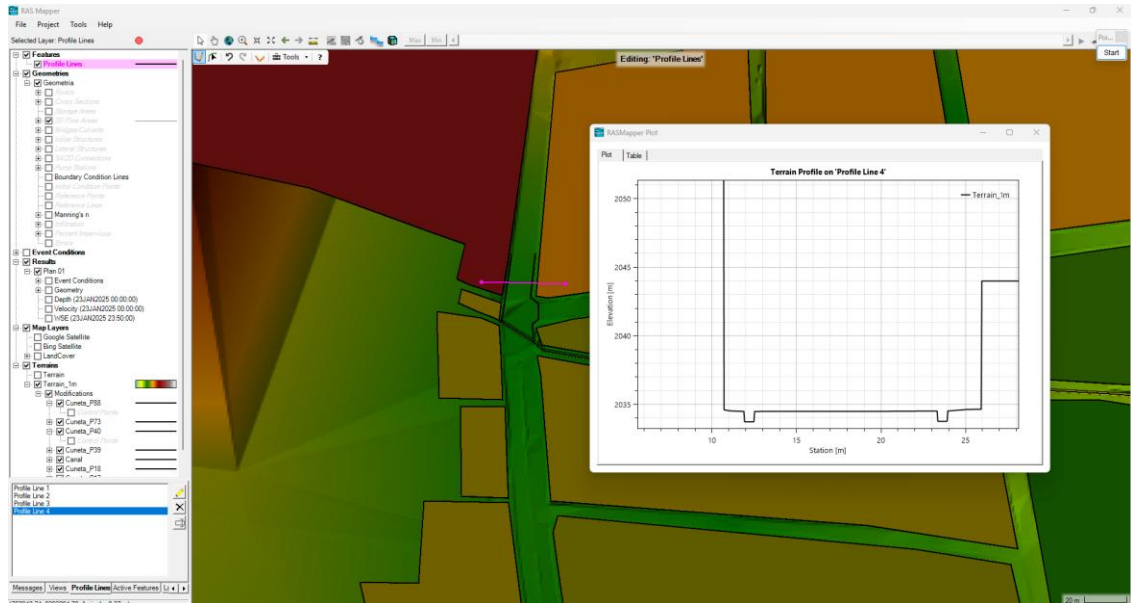


Figura 48

Creación de la malla en HEC-RAS

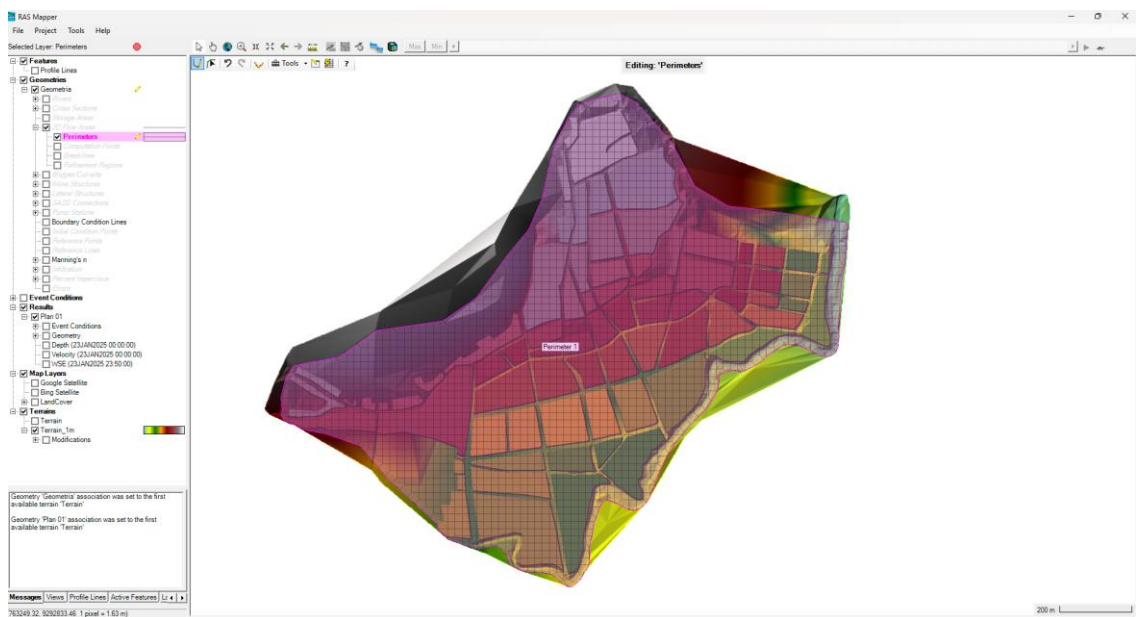
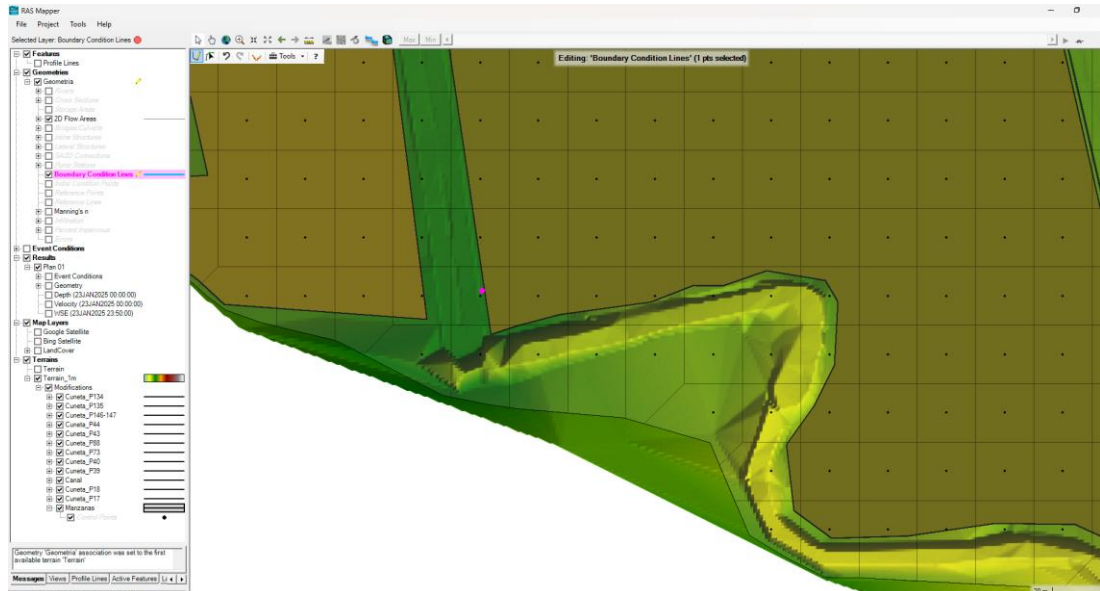


Figura 49

Creación de entradas al río Tuspon, es decir generación de las zonas de evacuación del agua pluvial en HEC-RAS



b) Simulación del escenario 2: sistema de drenaje pluvial implementado.

Con el drenaje incorporado, se volvió a ejecutar la misma precipitación de $T_r = 10$ años. Esta simulación permitió observar:

- el desvío del flujo hacia las cunetas,
- la reducción en la extensión de las láminas de agua,
- la disminución de profundidades críticas,
- el efecto del badén y alcantarillas en la evacuación del caudal,
- una distribución más ordenada y eficiente de la esorrentía.

Figura 50

Ingreso de los caudales de flujo en cada punto, HEC-RAS

Unsteady Flow Data - Caudales

Boundary Conditions | Initial Conditions | Meteorological Data | Observed Data

Boundary Condition Types

Stage Hydrograph	Flow Hydrograph	Stage/Flow Hydr.	Rating Curve
Normal Depth	Lateral Inflow Hydr.	Uniform Lateral Inflow	Groundwater Interflow
T.S. Gate Openings	Elev Controlled Gates	Navigation Dams	IB Stage/Flow
Rules	Precipitation		

Add Boundary Condition Location

Add RS ... Add SA/2D Flow Area ... Add SA/2D Area Conn ... Add Pump Station ...

Select Location in table then select Boundary Condition Type

River	Reach	RS	Boundary Condition
1	Perimeter 1	BCLine: Rio	Flow Hydrograph
2	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P44	
3	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P18	
4	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P39	
5	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P40	
6	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P17	
7	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P73	
8	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P88	
9	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P153	
10	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P146-147	
11	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P135	
12	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P134	
13	Perimeter 1	BCLine: Quebrada	
14	Perimeter 1	BCLine: Alcantarilla	
15	Perimeter 1	BCLine: Cuneta_P43	
16	Perimeter 1	BCLine: Salida	Normal Depth

Storage/2D Flow Areas

Storage/2D Flow Areas	Boundary Condition
1	Perimeter 1 BCLine: Rio
2	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P44
3	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P18
4	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P39
5	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P40
6	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P17
7	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P73
8	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P88
9	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P153
10	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P146-147
11	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P135
12	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P134
13	Perimeter 1 BCLine: Quebrada
14	Perimeter 1 BCLine: Alcantarilla
15	Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P43
16	Perimeter 1 BCLine: Salida

Flow Hydrograph

2D: Perimeter 1 BCLine: Rio

Read from DSS before simulation

File: Path:

Enter Table

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 23JAN2025 Time: 0000

Fixed Start Time: Date: 25NOV2025 Time: 00:00

Data time interval: 1 Hour

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

No. Ordinates	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
44	26Nov2025 1900	43:00:00	.377
45	26Nov2025 2000	44:00:00	.384
46	26Nov2025 2100	45:00:00	.391
47	26Nov2025 2200	46:00:00	.398
48	26Nov2025 2300	47:00:00	.405
49	26Nov2025 2400	48:00:00	.412
50	27Nov2025 0100	49:00:00	.419
51	27Nov2025 0200	50:00:00	.413
52	27Nov2025 0300	51:00:00	.406
53	27Nov2025 0400	52:00:00	.400
54	27Nov2025 0500	53:00:00	.393
55	27Nov2025 0600	54:00:00	.387
56	27Nov2025 0700	55:00:00	.381
57	27Nov2025 0800	56:00:00	.374
58	27Nov2025 0900	57:00:00	.368
59	27Nov2025 1000	58:00:00	.362
60	27Nov2025 1100	59:00:00	.355
61	27Nov2025 1200	60:00:00	.349
62	27Nov2025 1300	61:00:00	.342
63	27Nov2025 1400	62:00:00	.336
64	27Nov2025 1500	63:00:00	.330

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: .10 TW Check

Plot Data OK Cancel

Figura 51

Creación del plan de precipitación para la simulación

Flow Hydrograph

2D: Perimeter 1 BCLine: Cuneta_P44

Read from DSS before simulation

File: Path:

Enter Table

Select/Enter the Data's Starting Time Reference

Use Simulation Time: Date: 25NOV2025 Time: 0000

Fixed Start Time: Date: 25NOV2025 Time: 00:00

Data time interval: 20 Minute

No. Ordinates Interpolate Missing Values Del Row Ins Row

No. Ordinates	Date	Simulation Time (hours)	Flow (m3/s)
80	26Nov2025 0220	26:20:00	0.094
81	26Nov2025 0240	27:40:00	0.089
82	26Nov2025 0300	27:00:00	0.084
83	26Nov2025 0320	27:20:00	0.079
84	26Nov2025 0340	28:40:00	0.074
85	26Nov2025 0400	28:00:00	0.069
86	26Nov2025 0420	28:20:00	0.064
87	26Nov2025 0440	29:40:00	0.06
88	26Nov2025 0500	29:00:00	0.055
89	26Nov2025 0520	29:20:00	0.05
90	26Nov2025 0540	30:40:00	0.045
91	26Nov2025 0600	30:00:00	0.04
92	26Nov2025 0620	30:20:00	0.035
93	26Nov2025 0640	31:40:00	0.03
94	26Nov2025 0700	31:00:00	0.025
95	26Nov2025 0720	31:20:00	0.02
96	26Nov2025 0740	32:40:00	0.015
97	26Nov2025 0800	32:00:00	0.01
98	26Nov2025 0820	32:20:00	0.005
99	26Nov2025 0840	33:40:00	0
100	26Nov2025 0900	33:00:00	0

Time Step Adjustment Options ("Critical" boundary conditions)

Monitor this hydrograph for adjustments to computational time step

Max Change in Flow (without changing time step):

Min Flow: Multiplier: EG Slope for distributing flow along BC Line: 0.076 TW Check

Plot Data OK Cancel

Unsteady Flow Analysis

File Options Help

Plan: Plan 01 Short ID: Plan 01

Geometry File: Geometria

Unsteady Flow File: Caudales

Programs to Run

- ☒ Geometry Preprocessor
- ☒ Unsteady Flow Simulation
- ☐ Sediment
- ☒ Post Processor

☒ Floodplain Mapping

Simulation Time Window

Starting Date: 25NOV2025 Starting Time: 0000

Ending Date: 25NOV2025 Ending Time: 0900

Computation Settings

Computation Interval: 3 Second Hydrograph Output Interval: 20 Minute

Mapping Output Interval: 20 Minute Detailed Output Interval: 20 Minute

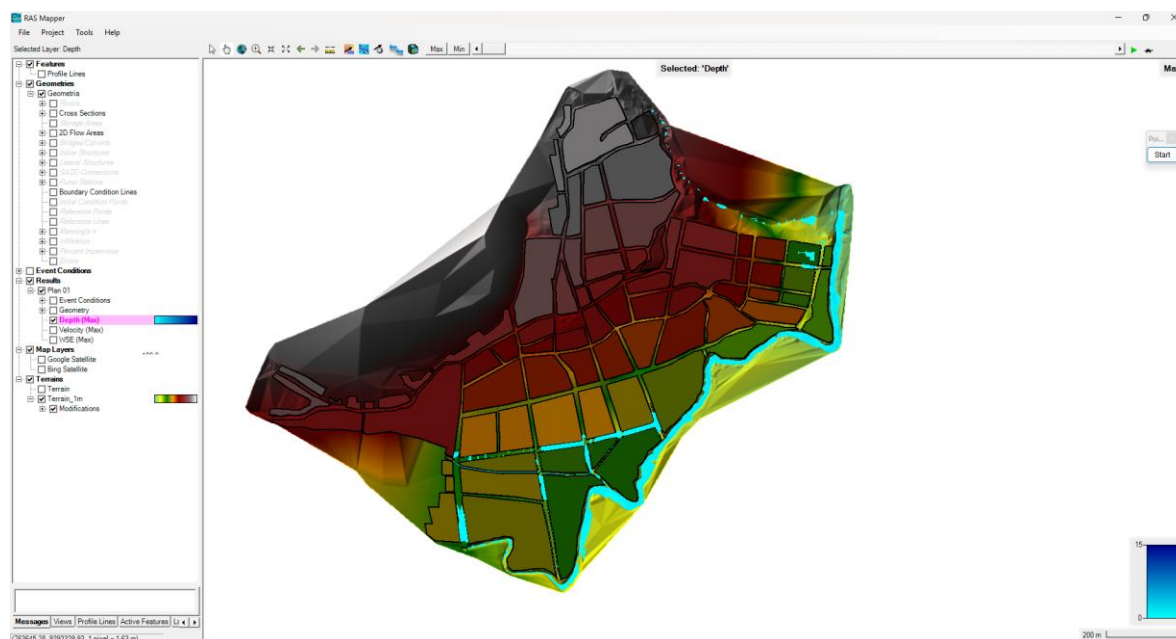
Project DSS Filename: C:\Users\USUARIO\Documents\31_DRENAJE TACABAMBA

Time Step is controlled by courant condition.

Compute

Figura 52

Determinación de la profundidad de afectación de la precipitación pluvial en HEC-RAS



3.7. Procedimientos de análisis de datos

El procesamiento de datos se efectuó mediante herramientas especializadas que permitieron estructurar, modelar y verificar el comportamiento hidrológico e hidráulico de la cuenca urbana de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje pluvial. En ArcGIS 10.8 y HEC-HMS se organizaron las bases cartográficas, se generaron los modelos digitales de elevación y se delimitaron las microcuencas. Con Hidroesta v.2 se calcularon las curvas IDF y las intensidades máximas requeridas para el diseño. Mediante hojas de cálculo en Microsoft Excel 2024 se desarrollaron los cálculos hidrológicos, los factores de transferencia de precipitación y las tablas de caudal. El dimensionamiento de cunetas se realizó en el programa H-Canales y mediante plantillas hidráulicas elaboradas en Excel, mientras que la verificación del sistema de drenaje se simuló en HEC-RAS v.6.5. Para la representación geométrica y el dibujo de las

estructuras se emplearon Civil 3D 2024, Revit 2022 y AutoCAD 2024, con lo cual se generaron los planos y modelos bidimensionales utilizados en la evaluación técnica.

El análisis de datos se realizó en dos niveles. Primero, se realizó el análisis estadístico en el software Minitab 22 para verificar la tendencia de los datos hidrológicos y, posteriormente, aceptar o rechazar la hipótesis planteada en la investigación, empleando estadísticos descriptivos y la prueba inferencial de Mann-Whitney. Segundo, se efectuó un análisis hidráulico comparativo entre los caudales circundantes obtenidos mediante el método de vías y los caudales de capacidad de las cunetas, verificando que cada estructura diseñada conduzca un caudal mayor que el caudal aportante. Este análisis permitió demostrar la viabilidad técnica del sistema de drenaje pluvial propuesto para la ciudad de Tacabamba, asegurando que las cunetas, alcantarillas y badén triangular cumplen con los criterios hidráulicos exigidos por la norma CE.040 (MVCS, 2024).

3.8. Material y equipos (descripción del uso)

En la investigación se empleó un conjunto de equipos, instrumentos y materiales que permitió realizar el levantamiento topográfico, la caracterización geomorfológica, el análisis hidrológico-hidráulico y el diseño del sistema de drenaje pluvial.

Tabla 43*Equipos, materiales e instrumentos utilizados en la investigación*

Equipo / Material / Instrumento	Descripción de uso en la investigación
GPS de mano Garmin eTrex 30x	Ubicación preliminar de puntos de control, registro de coordenadas UTM, identificación de referencias topográficas y de puntos representativos de la escorrentía.
Cámara digital Canon SX620 HS	Registro fotográfico del estado de las cunetas, vías y pendientes, de la erosión, de la sedimentación y de las evidencias de escorrentía superficial.
Estación total south N40	Levantamiento topográfico de alta precisión para obtener coordenadas, distancias, cotas y detalles geométricos del área urbana.
Prisma reflectante	Captura de lecturas de distancia y ángulos mediante estación total montada en bastón portaprismas para lecturas detalladas.
Trípode para estación total	Estabilización de la estación total durante las mediciones en campo, garantizando la precisión en la captura de datos.
Bastón portaprismas	Soporte para el prisma reflectante durante los levantamientos topográficos, que permite lecturas continuas y precisas.
Cuaderno de campo	Registro manual de observaciones, croquis, coordenadas, alturas instrumentales y puntos críticos de drenaje observados durante la visita técnica.
Pintura en esmalte rojo de alta visibilidad	Marcación de benchmarks (BM) y de puntos fijos de control topográfico en el terreno.
Cinta métrica metálica de 30 m	Medición de distancias cortas, anchos de vía y profundidades de cunetas y verificación directa de dimensiones en campo.
Equipo de protección personal (EPP)	Protección del equipo de campo: casco, botas, chaleco reflectante, guantes y lentes, necesarios para realizar actividades en zonas urbanas y de tránsito vehicular.
Computadora con programas base	Se ha utilizado una laptop MSI con los siguientes programas libres y en versión estudiantil: ArcGIS 10.8, HEC-HMS, Hidroesta v.2, Microsoft Excel 2024, H-Canales, HEC-RAS v.6.5, Civil 3D 2024, Subassembly Composer, Autodesk Revit 2022 y AutoCAD 2024.

Nota. La tabla resume los equipos, materiales e instrumentos utilizados para la obtención, el procesamiento y la verificación de datos en campo y en gabinete. Cada recurso contribuyó directamente a la precisión del levantamiento topográfico, a la caracterización de las microcuencas y a la documentación necesaria para el diseño y el modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba.

3.9. Aspectos éticos

La investigación se realizó cumpliendo criterios éticos que aseguran la integridad científica, la transparencia en la recolección y el procesamiento de datos, y el respeto al entorno urbano y natural en el que se realizó el estudio. Estos principios se aplicaron en todas las etapas y se fundamentaron en los lineamientos éticos propuestos por Parra-Domínguez y Briceño-Rodríguez (2013).

Respeto por el entorno físico y social. Durante las visitas de campo se actuó con responsabilidad y cuidado del espacio urbano y natural de Tacabamba, evitando alterar elementos físicos, la infraestructura pública y las áreas verdes. Asimismo, se mantuvo una actitud respetuosa con los pobladores y las autoridades locales, informándoles sobre los fines del estudio cuando fue necesario.

Uso responsable de la información. La investigación empleó registros meteorológicos, hidrológicos y topográficos provenientes de entidades oficiales y de bases de datos institucionales. Conforme a la ética científica, toda la información se utilizó estrictamente con fines académicos y de análisis técnico, citando adecuadamente sus fuentes y sin distorsionar su contenido.

Integridad en el procesamiento y la presentación de resultados. Los datos fueron procesados con rigurosidad y reportados con total transparencia. No se manipularon valores para favorecer una interpretación específica.

Rigor científico en el uso de software especializado. El procesamiento en programas se realizó siguiendo buenas prácticas de modelamiento, asegurando la reproducibilidad, la trazabilidad y el almacenamiento seguro de los archivos generados, lo que garantiza la confiabilidad del proceso investigativo.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Descripción de resultados

4.1.1. Caudales de diseño del sistema de drenaje pluvial

En la Tabla 44 y la Tabla 45 se presenta la síntesis de los resultados hidrológicos e hidráulicos obtenidos para las siete subcuencas urbanas analizadas de la vía, a partir de la aplicación del Método Racional y de la verificación de la lámina de escurrimiento en calzada. La Tabla 44 resume, por subcuenca, los valores de tiempo de concentración, intensidad de lluvia, coeficiente de escorrentía, áreas aportantes y caudales mínimos, máximos y máximos finales considerados para el diseño, incorporando el efecto de las microcuencas en las subcuencas urbanas 2 y 3. La Tabla 45, por su parte, integra las principales variables geométricas e hidráulicas (ancho de vía, pendiente longitudinal, profundidad de flujo y ancho mojado), así como la condición original de la sección y el diseño final de drenaje adoptado, lo que permite relacionar los caudales calculados con la necesidad de implementar cunetas en cada subcuenca.

Del análisis comparativo de las siete subcuencas urbanas se observa que los mayores caudales de diseño corresponden a las subcuencas urbanas 2, 3 y 5, con caudales máximos finales del orden de 1.887 m³/s, 2.715 m³/s y 3.955 m³/s, respectivamente, lo que evidencia una mayor demanda hidráulica sobre las obras de drenaje en estos sectores. En el caso particular de las subcuencas urbanas 2 y 3, este incremento se asocia directamente a la presencia de microcuencas que aportan escorrentía adicional a la plataforma vial, mientras que en la subcuenca urbana 5 la condición dominante es la combinación de áreas aportantes más extensas con pendientes longitudinales significativas, lo que favorece la concentración del flujo superficial. En contraste, las subcuencas urbanas 1, 6 y 7 registran caudales máximos

finales relativamente menores ($0.309 \text{ m}^3/\text{s}$, $0.543 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1.069 \text{ m}^3/\text{s}$), asociados a áreas de aporte más reducidas y condiciones geométricas menos críticas.

Desde el punto de vista hidráulico, la Tabla 45 muestra que, aun cuando en varias secciones la calzada podría operar “sin cuneta” según la geometría inicial, la combinación de pendientes elevadas (que en algunos casos alcanzan hasta 100 %) y anchos de vía variables incrementa el ancho mojado y las profundidades de flujo, generando láminas de escurrimiento que podrían comprometer la estabilidad del pavimento y la seguridad de circulación en eventos de lluvia intensa. Por tal motivo, el diseño final opta por la implementación de cunetas en todas las subcuencas urbanas, reforzando el control del escurrimiento superficial, minimizando la erosión de bordes y taludes, y reduciendo la probabilidad de daño prematuro en la estructura de la vía, especialmente en las subcuencas urbanas con mayores caudales y pendientes más pronunciadas.

Tabla 44

Resumen hidrológico de las siete subcuencas urbanas analizadas mediante el Método Racional

Subcuenca	N° de puntos de control	Tc mínimo–máximo aplicados (min)	Intensidad utilizada ($\text{l/s}\cdot\text{ha}$)	Coef. C promedio	Área aportante mínima–máxima (ha)	Caudal mínimo (m^3/s)	Caudal máximo (m^3/s)	Caudal máximo final (con aportes) (m^3/s)
1	10	10 – 4.20* (ajustado a 10 min cuando corresponde)	423.83	0.85	0.03 – 0.16	0.026	0.309	0.309
2	14	10 – 6.10*	423.83	0.85	0.04 – 0.29	0.071	0.525	1.887 (con aporte de microcuenca)
3	18	10 – 7.31*	423.83	0.85	0.05 – 0.27	0.040	2.034	2.715 (con aporte de microcuenca)
4	32	10 – 7.46	423.83	0.85	0.02 – 3.56	0.016	1.282	1.282
5	24	10 – 8.33*	423.83	0.85	0.03 – 3.90	0.046	3.955	3.955
6	20	10 – 4.74	423.83	0.85	0.06 – 1.51	0.021	0.543	0.543
7	40	10 – 4.46	423.83	0.85	0.08 – 1.81	0.029	1.069	1.069

Nota. En todas las subcuencas urbanas en las que el Tc calculado fue < 10 min, se aplicó Tc = 10 min, en cumplimiento estricto de la Norma Hidrológica CE.040.

Tabla 45

Resumen hidráulico general de las siete subcuencas urbanas – Verificación de lámina de escurrimiento

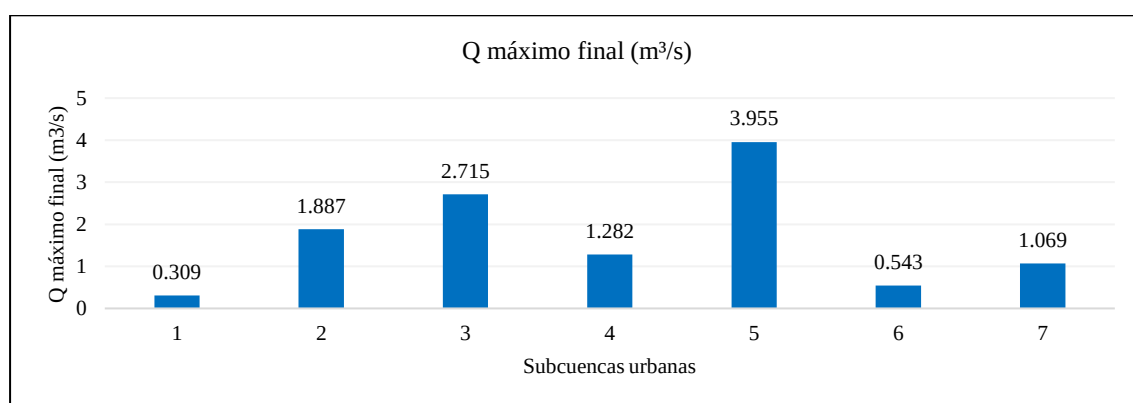
Subcuenca	Ancho de vía mínimo– máximo (m)	Pendiente mínima– máxima (%)	Profundidad Y ₁ mínima– máxima (m)	Ancho mojado T mínimo– máximo (m)	Condición original (según tablas)	Diseño adoptado
1	4.0 – 10.0	0.10 – 14.80	0.02 – 0.07	1.05 – 3.20	Subcuencas urbanas sin cuneta permitidos por geometría	Se implementan cunetas en todo la subcuenca
2	4.0 – 8.0	0.05 – 18.50	0.02 – 0.11	0.95 – 3.80	Varias secciones sin cuneta	Cunetas obligatorias por aporte de microcuenca
3	4.0 – 9.5	0.12 – 100.0	0.03 – 0.21	1.20 – 8.10	Predominio de “sin cuneta”, pero con pendientes extremas	Cunetas obligatorias por seguridad hidráulica
4	4.0 – 10.5	0.10 – 15.21	0.02 – 0.18	0.90 – 5.00	La mayoría sin cuneta; algunos obligatorios	Cunetas continuas para uniformidad
5	3.3 – 10.5	0.03 – 100.0	0.03 – 0.21	1.00 – 8.40	Secciones sin cuneta permitidas	Cunetas continuas por caudales elevados
6	4.7 – 7.0	0.03 – 17.13	0.03 – 0.09	1.32 – 3.56	Mayoría sin cuneta	Cunetas instaladas en todo la subcuenca
7	4.1 – 7.5	0.05 – 22.83	0.03 – 0.10	1.36 – 3.83	Mezcla de secciones sin y con cuneta	Se unifica a “con cuneta” en todo la subcuenca

Nota. La tabla consolida los parámetros geométricos e hidráulicos empleados para verificar la capacidad de conducción superficial en las siete subcuencas urbanas de la vía. Aunque algunos sectores podrían operar sin cunetas según su geometría inicial, el diseño final adopta cunetas continuas a lo largo de toda la sección para garantizar la uniformidad, mejorar el control del escurrimiento y asegurar la eficiencia del sistema de drenaje urbano.

En el gráfico de síntesis se aprecia que la subcuenca urbana 5 concentra el mayor caudal máximo final de diseño ($3.955 \text{ m}^3/\text{s}$), seguida por las subcuencas urbanas 3 y 2, que alcanzan $2.715 \text{ m}^3/\text{s}$ y $1.887 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente, lo que confirma su carácter hidráulicamente más exigente dentro del corredor vial. Las subcuencas urbanas 1, 6 y 7 presentan caudales inferiores a $1.10 \text{ m}^3/\text{s}$, situándose en un rango de menor severidad relativa; sin embargo, su diseño con cunetas sigue siendo necesario para asegurar una adecuada recolección y conducción del escurrimiento superficial, evitando que la lámina de agua circule de forma descontrolada sobre la calzada.

Figura 53

Caudal máximo final de diseño por subcuenca urbana analizada



Nota. El gráfico muestra los caudales máximos finales de diseño por subcuenca, considerando el aporte adicional de las microcuencas únicamente en las subcuencas urbanas 2 y 3.

El diagnóstico hidrológico e hidráulico de las siete subcuencas urbanas de la vía evidencia que, aunque los caudales de diseño varían significativamente entre sectores, la condición de la calzada y las pendientes longitudinales justifican la implementación de cunetas a lo largo de toda la sección estudiada. Las subcuencas urbanas 2, 3 y 5 se identifican como las más demandantes en términos de capacidad de conducción debido a la presencia de aportes de microcuenca y a la combinación de áreas de drenaje más extensas con pendientes pronunciadas, por lo que requieren especial atención en el dimensionamiento y la disposición de las obras de drenaje.

Figura 54
Plano de dirección de flujo en la ciudad de Tacabamba

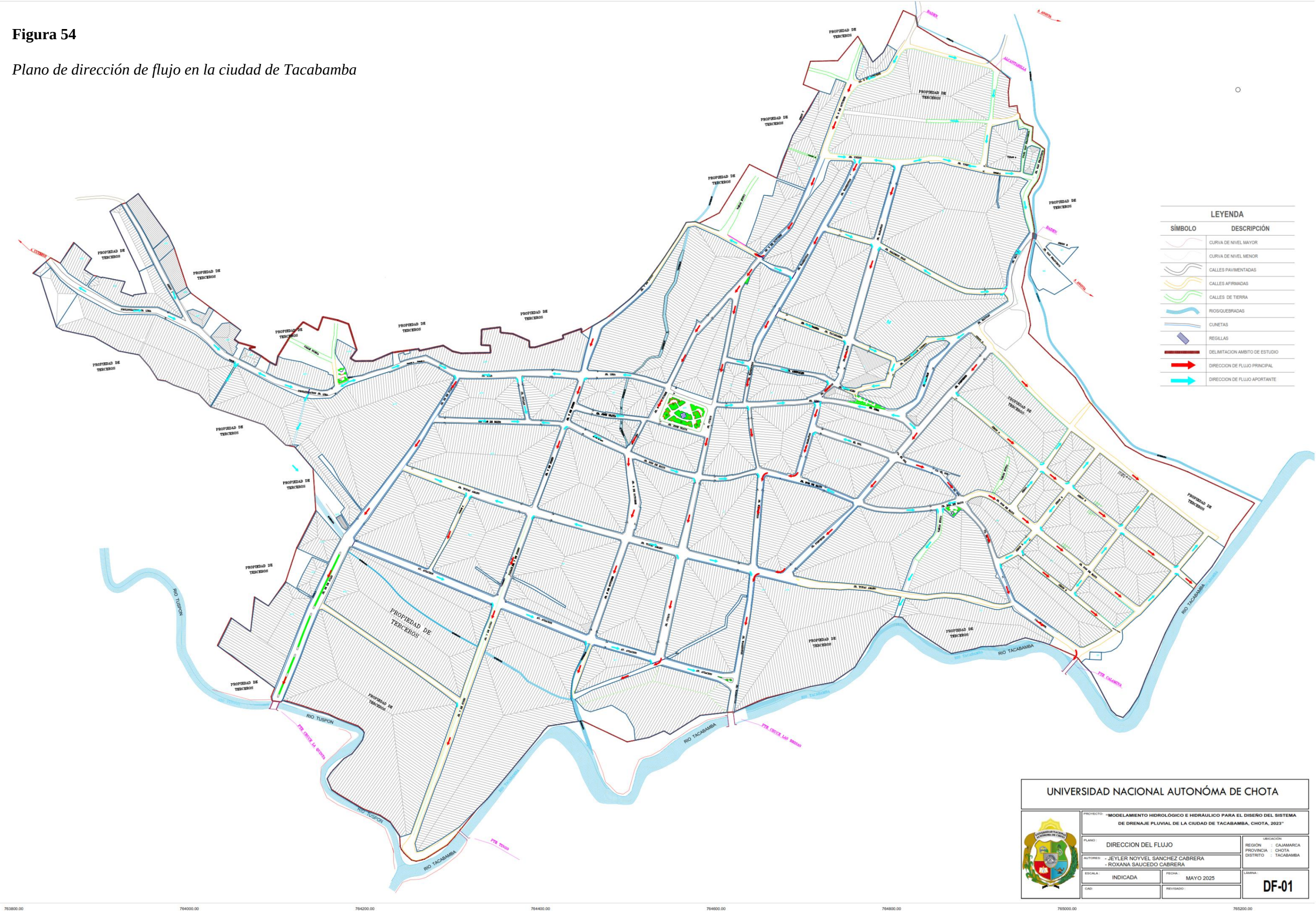


Figura 55

Plano de áreas tributarias en la ciudad de Tacabamba

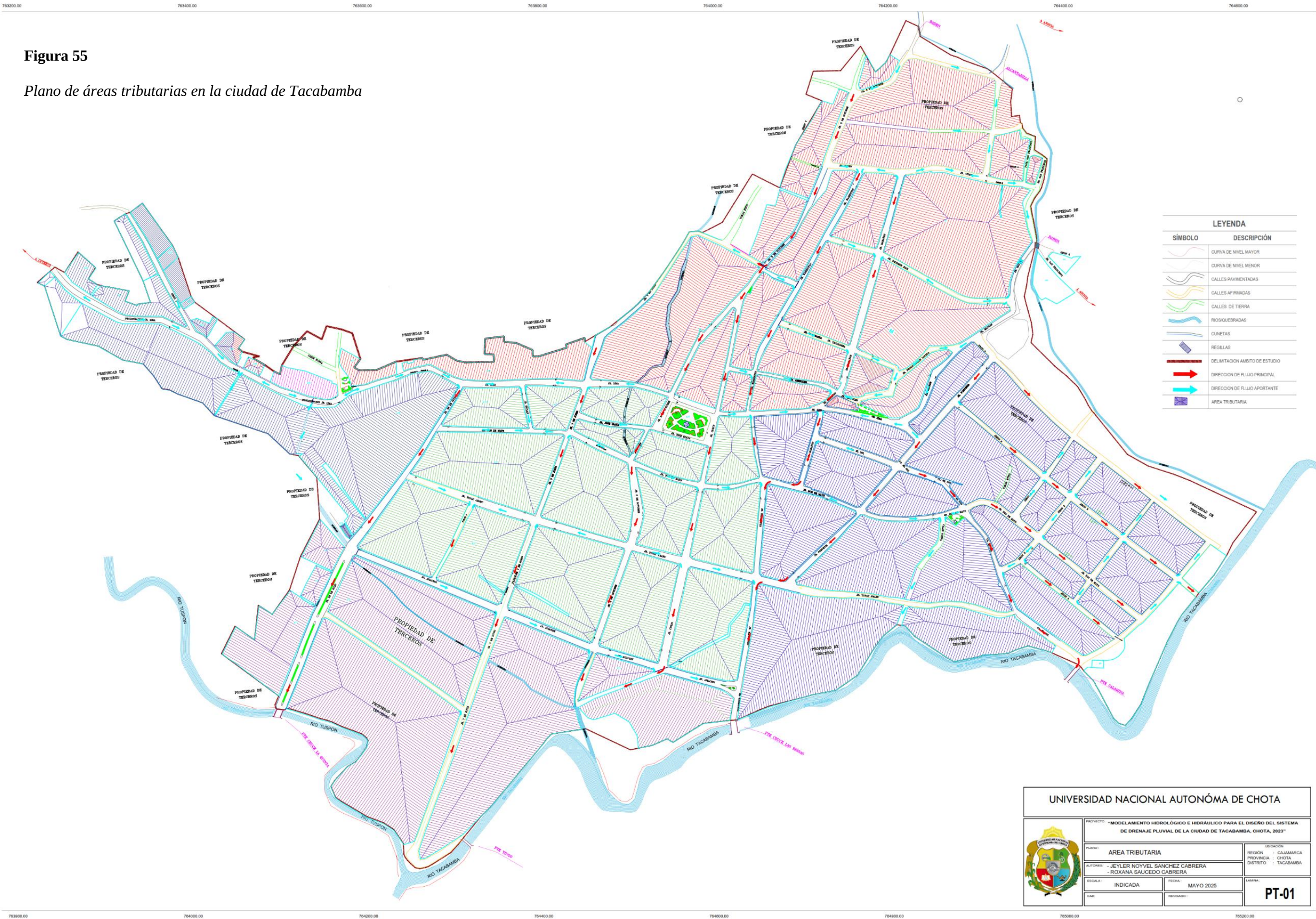
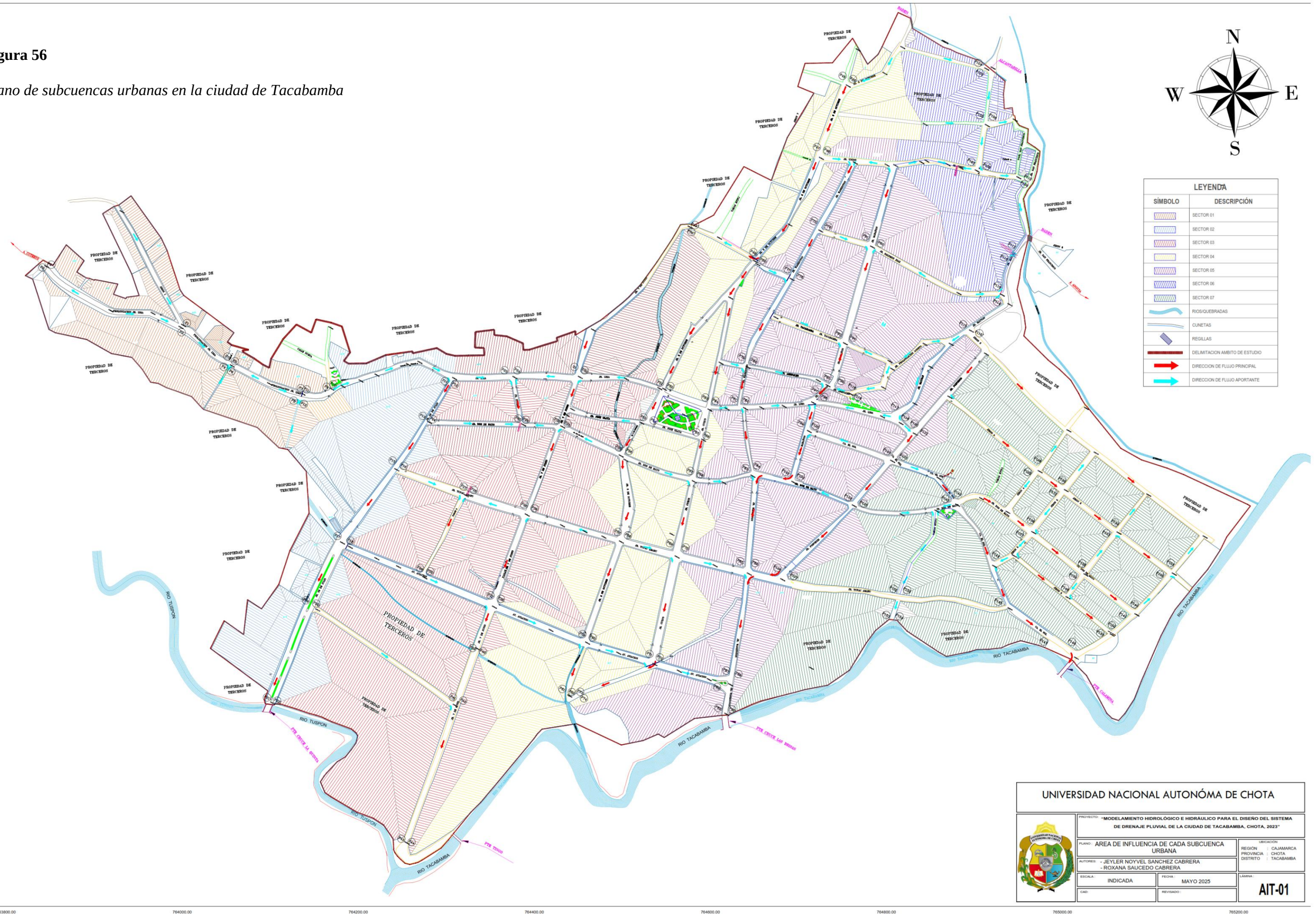


Figura 56

Plano de subcuencas urbanas en la ciudad de Tacabamba



4.1.1.1.Subcuenca urbana 1

La Tabla 46 muestra los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional para los doce puntos de control de la subcuenca urbana 1. Los resultados indican que los caudales varían entre 0.026 m³/s y 0.309 m³/s, lo que refleja la influencia directa de la pendiente longitudinal y del aporte de áreas impermeables en la cuenca urbana. Los mayores valores se presentan en los puntos P-3 (0.309 m³/s) y P-11 (0.212 m³/s), asociados a zonas con mayor acumulación de aportes provenientes de techos y de plataformas viales. En contraste, los caudales menores se registran en los puntos P-7 (0.026 m³/s) y P-10 (0.031 m³/s), donde las áreas contributivas son menores y las pendientes son menos pronunciadas. En conjunto, la subcuenca urbana 1 evidencia un incremento progresivo del caudal a medida que las subcuencas urbanas se integran hacia puntos aguas abajo, lo cual es consistente con el comportamiento hidrológico esperado en microcuencas urbanas.

Tabla 46

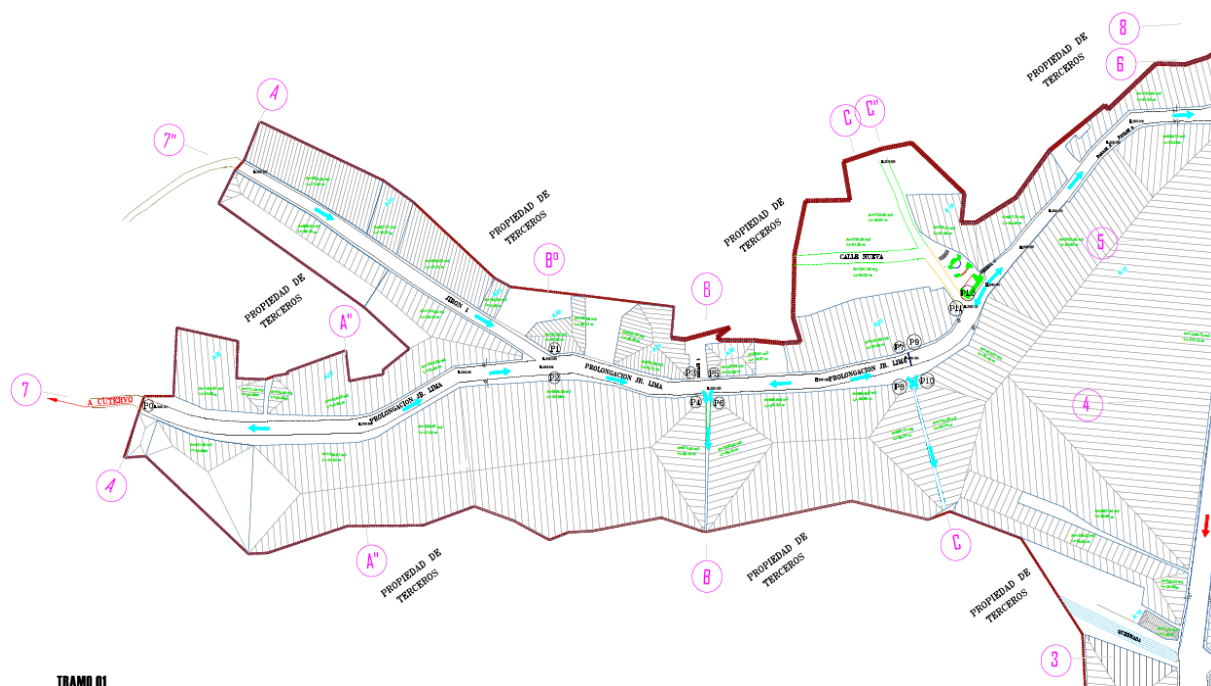
Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 1

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-1	180.2	24.638	0.137	0.140
P-2	98.99	1.067	0.011	0.123
P-3	259.89	25.645	0.099	0.309
P-4	178.68	2.074	0.012	0.159
P-5	55.32	0.367	0.007	0.029
P-6	55.32	0.367	0.007	0.038
P-7	45.5	0.985	0.022	0.026
P-8	45.5	0.985	0.022	0.037
P-9	81.46	17.377	0.213	0.187
P-10	81.46	17.377	0.213	0.031
P-11	126.82	18.505	0.146	0.212
P-12	126.82	18.505	0.146	0.087
P-0"	91.26	2.145	0.024	0.098
P-0	91.26	2.145	0.024	0.071

Nota. Los resultados detallados y el cálculo completo se presentan en el Anexo correspondiente.

Figura 57

Subcuenca urbana 1 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano



La Tabla 47 detalla el proceso hidrológico completo aplicado a cada punto de control de la subcuenca urbana 1, incluyendo los parámetros de tiempo de concentración, intensidades de lluvia, coeficientes de escorrentía y áreas aportantes. Se observa que el tiempo de concentración oscila entre 1.05 min (P-9 y P-10) y 5.88 min (P-4), lo que refleja la presencia de subcuencas urbanas con pendientes muy superiores al promedio, particularmente en los sectores de P-9 y P-10, donde la pendiente supera el 21 %, lo que acelera la respuesta hidrológica. Las intensidades de lluvia se mantuvieron constantes en 423 l/s-ha, conforme al periodo de retorno de 10 años establecido en la CE.040. Las áreas totales aportantes presentan una variabilidad significativa, desde 0.07 ha (P-7) hasta 0.86 ha (P-3), lo que explica las diferencias marcadas en los caudales propios y acumulados. La sumatoria de aportes evidencia que los puntos donde confluyen subcuencas urbanas (pares P-3–P-4, P-9–P-10 y P-11–P-

12) presentan los mayores caudales acumulados, alcanzando hasta 0.467 m³/s en la subcuencia urbana P-3 – P-4, constituyéndose en zonas críticas para el diseño de drenaje.

La Tabla 48 presenta los parámetros geométricos e hidráulicos de la subcuencia urbana 1, evidenciando que las profundidades de flujo generadas por las lluvias oscilan entre 0.03 m y 0.09 m, valores que según la CE.040 no obligan necesariamente a la implementación de cunetas en todos los puntos, motivo por el cual en la columna “Observación” se identifica como sin cuneta a las subcuencias urbanas cuya lámina de agua puede escurrir sobre la calzada sin afectar el tránsito vehicular bajo condiciones normales; mientras que las subcuencias urbanas marcados con cuneta requieren obligatoriamente este elemento para evitar interrupciones durante eventos de mayor intensidad. Sin embargo, a fin de asegurar la continuidad hidráulica, mejorar la evacuación del escurrimiento superficial y garantizar la seguridad peatonal, se ha considerado técnicamente pertinente diseñar cunetas incluso en las subcuencias urbanas inicialmente clasificadas como “sin cuneta”, especialmente en aquellas con pendientes pronunciadas o caudales acumulados elevados, como los sectores asociados a los puntos P-3–P-4 y P-9–P-10.

Tabla 47

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 1

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-1	180.2	24.638	2.29	0.092	10	10	423.00	0.85	3396.98	495.55	3892.53	0.39	139.96	139.96	0.1400
P-2	98.99	1.067	3.84	0.154	10	10	423.00	0.85	3079.33	346.465	3425.79	0.34	123.17	123.17	0.1232
P-1 - P-2														263.13	0.2631
P-3	79.69	1.007	3.05	0.122	10	10	423.00	0.85	3741.22	951.986	4693.21	0.47	168.74	168.74	0.1687
P-4	79.69	1.007	3.05	0.122	10	10	423.00	0.85	1819.70	270.946	2090.64	0.21	75.17	75.17	0.0752
P-3	259.89	25.645	3.44	0.138	10	10	423.00	0.85	7138.2	1447.54	8585.74	0.86	308.70	308.70	0.3087
P-4	178.68	2.074	5.88	0.235	10	10	423.00	0.68	4899.02	617.411	5516.44	0.55	158.67	158.67	0.1587
P-3 - P-4														467.37	0.467
P-5	55.32	0.367	2.96	0.118	10	10	423.00	0.85	620.24	188.088	808.328	0.08	29.06	29.06	0.0291
P-6	55.32	0.367	2.96	0.118	10	10	423.00	0.85	866.645	188.088	1054.73	0.11	37.92	37.92	0.0379
P-5	55.32	0.367	2.96	0.118	10	10	423.00	0.85	620.24	188.088	808.328	0.08	29.06	29.06	0.0291
P-6	55.32	0.37	2.96	0.118	10	10	423.00	0.85	866.65	188.088	1054.73	0.11	37.92	37.92	0.0379
P-5 - P-6														66.99	0.067
P-7	45.5	0.985	1.61	0.065	10	10	423.00	0.85	562.32	154.7	717.02	0.07	25.78	25.78	0.0258
P-8	45.5	0.985	1.61	0.065	10	10	423.00	0.85	866.645	154.7	1021.35	0.10	36.72	36.72	0.0367
P-7	45.5	0.985	1.61	0.065	10	10	423.00	0.85	562.32	154.7	717.02	0.07	25.78	25.78	0.0258
P-8	45.50	0.99	1.61	0.065	10	10	423.00	0.85	866.65	154.7	1021.35	0.10	36.72	36.72	0.0367
P-7 - P-8														62.50	0.063
P-9	81.46	17.377	1.05	0.042	10	10	423.00	0.85	4708.51	479.395	5187.91	0.52	186.53	186.53	0.1865
P-10	81.46	17.377	1.05	0.042	10	10	423.00	0.85	704.31	162.92	867.23	0.09	31.18	31.18	0.0312
P-9	81.46	17.377	1.05	0.042	10	10	423.00	0.85	4708.51	479.395	5187.91	0.52	186.53	186.53	0.1865
P-10	81.46	17.377	1.05	0.042	10	10	423.00	0.85	704.31	162.92	867.23	0.09	31.18	31.18	0.0312

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef. C	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-9 - P-10														217.71	0.218
P-11	45.36	1.128	1.53	0.061	10	10	423.00	0.85	562.32	147.42	709.74	0.07	25.52	25.52	0.0255
P-12	45.36	1.128	1.53	0.061	10	10	423.00	0.85	1414.97	147.42	1562.39	0.16	56.18	56.18	0.0562
P-11	126.82	18.505	1.70	0.068	10	10	423.00	0.85	5270.83	626.815	5897.65	0.59	212.05	212.05	0.2120
P-12	126.82	18.505	1.70	0.068	10	10	423.00	0.85	2119.28	310.34	2429.62	0.24	87.36	87.36	0.0874
P-11 - P-12														299.41	0.299
P-0"	91.26	2.145	2.67	0.107	10	10	423.00	0.85	2384.76	347.595	2732.36	0.27	98.24	98.24	0.0982
P-0	91.26	2.145	2.67	0.107	10	10	423.00	0.85	1681.56	296.595	1978.16	0.20	71.12	71.12	0.0711
P-0"	91.26	2.145	2.67	0.107	10	10	423.00	0.85	2384.76	347.595	2732.36	0.27	98.24	98.24	0.0982
P-0	91.26	2.145	2.67	0.107	10	10	423.00	0.85	1681.56	296.595	1978.16	0.20	71.12	71.12	0.0711
P-0 "- P-0														169.37	0.169

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo requeridos por la CE.040 para el Método Racional.

Tabla 48

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 1, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-1	5.5	2.75	0.14	2.5%	Concreto	0.014	2.04	0.05	Sin cuneta
P-2	7	3.5	1.08%	2.5%	Concreto	0.014	3.13	0.08	Sin cuneta
P-1 - P-2									
P-3	6.8	3.4	1.26%	2.5%	Concreto	0.014	3.42	0.09	Con cuneta
P-4	6.8	3.4	1.26%	2.5%	Concreto	0.014	2.53	0.06	Sin cuneta
P-3	6.8	3.4	9.87%	2.5%	Concreto	0.014	2.92	0.07	Sin cuneta
P-4	6.8	3.4	1.16%	2.5%	Concreto	0.014	3.40	0.08	Sin cuneta
P-3 - P-4									
P-5	6.8	3.4	0.66%	2.5%	Concreto	0.014	2.00	0.05	Sin cuneta
P-6	6.8	3.4	0.66%	2.5%	Concreto	0.014	2.20	0.06	Sin cuneta
P-5	6.8	3.4	0.66%	2.5%	Concreto	0.014	2.00	0.05	Sin cuneta
P-6	6.8	3.4	0.66%	2.5%	Concreto	0.014	2.20	0.06	Sin cuneta
P-5 - P-6									
P-7	6	3	2.16%	2.5%	Concreto	0.014	1.53	0.04	Sin cuneta
P-8	6	3	2.16%	2.5%	Concreto	0.014	1.74	0.04	Sin cuneta
P-7	6	3	2.16%	2.5%	Concreto	0.014	1.53	0.04	Sin cuneta
P-8	6	3	2.16%	2.5%	Concreto	0.014	1.74	0.04	Sin cuneta
P-7 - P-8									
P-9	5	2.5	21.33%	2.5%	Concreto	0.014	2.09	0.05	Sin cuneta
P-10	5	2.5	21.33%	2.5%	Concreto	0.014	1.07	0.03	Sin cuneta
P-9	5	2.5	21.33%	2.5%	Concreto	0.014	2.09	0.05	Sin cuneta
P-10	5	2.5	21.33%	2.5%	Concreto	0.014	1.07	0.03	Sin cuneta
P-9 - P-10									
P-11	6.5	3.25	2.49%	2.5%	Concreto	0.014	1.48	0.04	Sin cuneta
P-12	6.5	3.25	2.49%	2.5%	Concreto	0.014	1.99	0.05	Sin cuneta
P-11	6.5	3.25	14.59%	2.5%	Concreto	0.014	2.35	0.06	Sin cuneta
P-12	6.5	3.25	14.59%	2.5%	Concreto	0.014	1.69	0.04	Sin cuneta
P-11 - P-12									
P-0"	6.5	3.25	2.35%	2.5%	Concreto	0.014	2.49	0.06	Sin cuneta
P-0	6.5	3.25	2.35%	2.5%	Concreto	0.014	2.20	0.06	Sin cuneta
P-0"	6.5	3.25	2.35%	2.5%	Concreto	0.014	2.49	0.06	Sin cuneta
P-0	6.5	3.25	2.35%	2.5%	Concreto	0.014	2.20	0.06	Sin cuneta
P-0 "- P-0									

4.1.1.2.Subcuenca urbana 2

La Tabla 49 muestra los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional para los doce puntos de control de la subcuenca urbana 2. Los caudales varían entre 0.071 m³/s y 0.525 m³/s, con incrementos notables a medida que se avanza aguas abajo debido al aporte acumulado de subcuencas urbanas con áreas impermeables. Los valores más altos se registran en los puntos P-17 (0.525 m³/s) y P-15 (0.350 m³/s), asociados a mayores longitudes de aporte y pendientes que favorecen la rápida concentración del escurrimiento. Los caudales menores corresponden a los puntos P-19 (0.088 m³/s) y P-20 (0.071 m³/s), ubicados en zonas prácticamente planas, con una pendiente de solo 0.004 m/m, lo que reduce la capacidad de aceleración del flujo. En general, la subcuenca urbana evidencia una alta respuesta hidrológica en la parte media-alta y un comportamiento más disperso en la zona baja.

Tabla 49

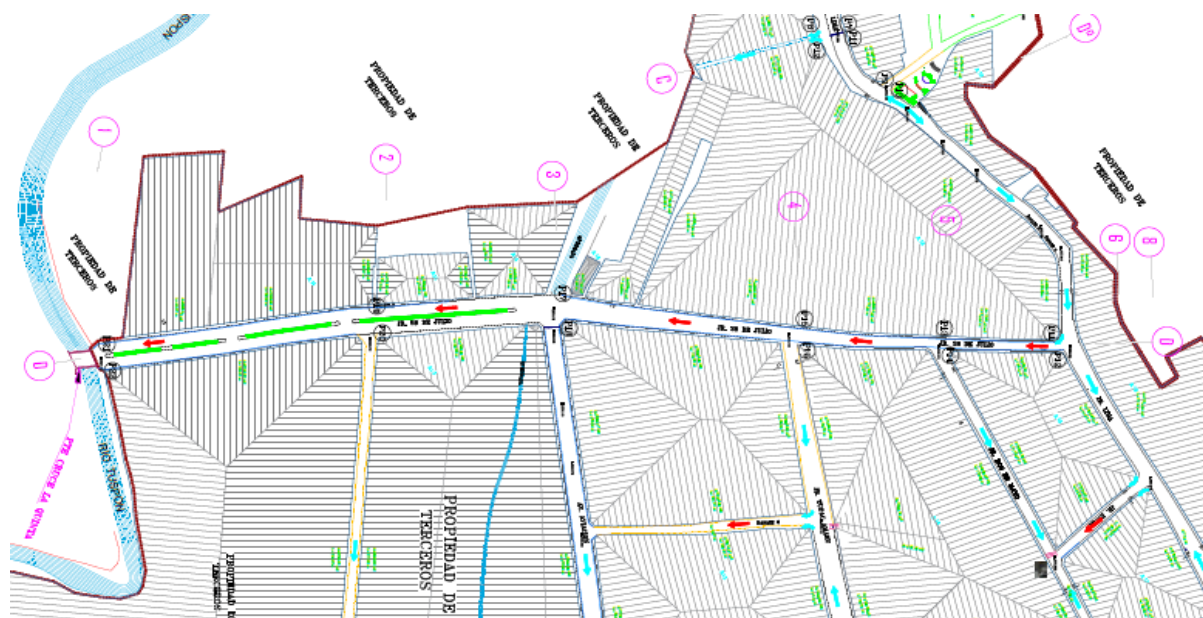
Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 2

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-11	177.94	7.162	0.040	0.153
P-12	177.94	7.162	0.040	0.090
P-13	243.74	16.147	0.066	0.183
P-14	243.74	16.147	0.066	0.124
P-15	318.83	22.356	0.070	0.350
P-16	318.83	22.356	0.070	0.173
P-17	438.39	28.162	0.064	0.525
P-18	438.39	28.162	0.064	0.285
P-19	92.78	0.412	0.004	0.088
P-20	92.78	0.412	0.004	0.071
P-21	136.11	0.603	0.004	0.249
P-22	136.11	0.603	0.004	0.170

Nota. Los resultados detallados y el cálculo completo se presentan en el Anexo correspondiente.

Figura 58

Subcuenca urbana 2 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano



La Tabla 50 presenta el caudal total generado en la microcuenca 01, cuyo valor asciende a 2.725 m³/s, y se distribuye de manera equilibrada entre ambos márgenes de la subcuenca urbana 2, asignando 1.363 m³/s al lado izquierdo (puntos P-13, P-15 y P-17) y 1.363 m³/s al lado derecho (puntos P-14, P-16 y P-18). Este aporte externo es del mismo orden de magnitud, e incluso superior, que los caudales obtenidos únicamente por escurrimiento local en la subcuenca, por lo que constituye un factor determinante en la definición de los caudales de diseño finales y en la clasificación de los puntos de control como secciones hidráulicamente críticas.

Tabla 50

Caudal aportante de la microcuenca 01

	Caudal (m3/s)
Microcuenca 02	2.725
Aporte al lado izquierdo (P-13, P-15, P-17)	1.363
Aporte al lado derecho (P-14, P-16, P-18)	1.363

La Tabla 51 resume los caudales de diseño resultantes en los puntos P-13, P-14, P-15, P-16, P-17 y P-18 una vez incorporado el caudal aportante de la microcuenca 01. Se observa que los caudales se incrementan significativamente, alcanzando valores entre 1.486 m³/s y 1.887 m³/s, lo que representa incrementos de hasta tres veces respecto a los caudales obtenidos únicamente por escurrimiento local. Los puntos P-17 (1.887 m³/s) y P-15 (1.712 m³/s) se identifican como las secciones más críticas de la subcuenca, debido a la combinación del aporte de la microcuenca 01, de las pendientes del eje y de la acumulación de escurrimiento superficial procedente de superficies urbanas impermeables. Estos valores representan los caudales de diseño que deben considerarse para el dimensionamiento de cunetas, sumideros y colectores en la parte media y baja de la subcuenca urbana 2.

Tabla 51

Caudales circundantes de diseño para la subcuenca urbana 2 en los puntos a los que llega la microcuenca aportante 01

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-13	243.74	16.147	0.066	1.546
P-14	243.74	16.147	0.066	1.486
P-15	318.83	22.356	0.070	1.712
P-16	318.83	22.356	0.070	1.536
P-17	438.39	28.162	0.064	1.887
P-18	438.39	28.162	0.064	1.647

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño actualizados en los puntos P-13, P-14, P-15, P-16, P-17 y P-18, una vez incorporado el caudal aportante de la microcuenca 01.

La Tabla 52 presenta el desarrollo completo del Método Racional aplicado a la subcuenca urbana 2, donde se observa que los tiempos de concentración varían entre 1.05 min y 6.91 min, influenciados principalmente por la pendiente longitudinal y la geometría de las subcuencas urbanas. Las intensidades de lluvia se mantuvieron

constantes en 423.83 l/s-ha para un periodo de retorno de 10 años, conforme a lo establecido en la CE.040. Las áreas aportantes presentan amplitudes importantes, desde 0.09 ha en puntos de escurrimiento reducido hasta 1.65 ha en los sectores donde convergen varias subcuencas urbanas, lo cual explica los caudales acumulados más altos, especialmente en los pares P-15 – P-16 (0.523 m³/s) y P-17 – P-18 (0.809 m³/s). Estos valores corresponden a los caudales propios de la subcuenca urbana antes de sumar el aporte de la microcuenca 01 y reflejan el crecimiento progresivo del escurrimiento a lo largo de la subcuenca urbana conforme se integran los aportes de techos, vías y superficies urbanas impermeables.

La Tabla 53 evidencia que las profundidades de flujo en la subcuenca urbana 2 oscilan entre 0.03 m y 0.12 m, valores que en varios puntos se encuentran por debajo del límite que obliga a la implementación de cunetas según la CE.040, razón por la cual en la columna “Observación” aparecen clasificados como sin cuneta en ciertas secciones. Las subcuencas urbanas indicadas como cuneta corresponden a puntos en los que la combinación de pendiente, ancho de vía y caudales de diseño (considerando ahora el incremento generado por la microcuenca 01 en P-13 a P-18) exige canalizar el flujo lateralmente para evitar interferencias con la circulación vehicular y peatonal. No obstante, al igual que en la subcuenca urbana 1, se ha considerado técnicamente adecuado incorporar cunetas en la totalidad de la subcuenca, aun en sectores clasificados como “sin cuneta”, con el fin de asegurar la continuidad hidráulica, mejorar la capacidad de conducción y evitar acumulaciones sobre la calzada, especialmente en las zonas medias y altas asociadas a los puntos P-13 – P-14 y P-15 – P-16, donde el escurrimiento es más rápido y voluminoso debido a la combinación del aporte local y el caudal de la microcuenca 01.

Tabla 52

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 2

Pt. control	Tiempo de concentración				Intensidad de lluvia			Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-11	177.94	7.162	3.63	0.145	10	10	423.83	0.85	3780.10	471.541	4251.64	0.43	153.17	153.17	0.1532
P-12	177.94	7.162	3.63	0.145	10	10	423.83	0.85	2032.34	471.541	2503.88	0.25	90.20	90.20	0.0902
P-11 - P-12														243.37	0.2434
P-13	65.80	8.985	1.05	0.042	10	10	423.83	0.75	1243.14	263.2	1506.34	0.15	47.88	47.88	0.0479
P-14	65.80	8.985	1.05	0.042	10	10	423.83	0.85	669.80	263.2	933.00	0.09	33.61	33.61	0.0336
P-13	243.74	16.147	3.82	0.153	10	10	423.83	0.75	5023.24	734.741	5757.98	0.58	183.03	183.03	0.1830
P-14	243.74	16.147	3.82	0.153	10	10	423.83	0.85	2702.14	734.741	3436.88	0.34	123.82	123.82	0.1238
P-13 - P-14														306.85	0.307
P-15	75.09	6.209	1.42	0.057	10	10	423.83	0.75	4998.645	244.043	5242.69	0.52	166.65	166.65	0.1667
P-16	75.09	6.209	1.42	0.057	10	10	423.83	0.85	1125.94	244.043	1369.98	0.14	49.35	49.35	0.0494
P-15	318.83	22.36	4.59	0.184	10	10	423.83	0.75	10021.885	978.784	11000.7	1.10	349.68	349.68	0.3497
P-16	318.83	22.36	4.59	0.184	10	10	423.83	0.85	3828.08	978.784	4806.86	0.48	173.17	173.17	0.1732
P-15 - P-16														522.86	0.523
P-17	119.56	5.806	2.49	0.099	10	10	423.83	0.75	4998.645	508.13	5506.78	0.55	175.05	175.05	0.1750
P-18	119.56	5.806	2.49	0.099	10	10	423.83	0.85	2585.450	508.13	3093.58	0.31	111.45	111.45	0.1114
P-17	438.39	28.16	6.07	0.243	10	10	423.83	0.75	15020.53	1486.91	16507.4	1.65	524.73	524.73	0.5247
P-18	438.39	28.16	6.07	0.243	10	10	423.83	0.85	6413.53	1486.91	7900.44	0.79	284.62	284.62	0.2846
P-17 - P-18														809.35	0.809
P-19	92.78	0.412	5.14	0.205	10	10	423.83	0.85	1689.34	743.41	2432.75	0.24	87.64	87.64	0.0876
P-20	92.78	0.412	5.14	0.205	10	10	423.83	0.85	1309.8	649.46	1959.26	0.20	70.58	70.58	0.0706
P-19	92.78	0.412	5.14	0.205	10	10	423.83	0.85	1689.34	743.41	2432.75	0.24	87.64	87.64	0.0876
P-20	92.78	0.412	5.14	0.205	10	10	423.83	0.85	1309.8	649.46	1959.26	0.20	70.58	70.58	0.0706

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas					Caudal	
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I	C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño	Q. diseño
	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
P-19 - P-20														158.23	0.158
P-21	136.11	0.603	6.91	0.276	10	10	423.83	0.85	5938.69	964.65	6903.34	0.69	248.70	248.70	0.2487
P-22	136.11	0.603	6.91	0.276	10	10	423.83	0.85	3748.52	964.65	4713.17	0.47	169.80	169.80	0.1698
P-21	136.11	0.603	6.91	0.276	10	10	423.83	0.85	5938.69	964.65	6903.34	0.69	248.70	248.70	0.2487
P-22	136.11	0.603	6.91	0.276	10	10	423.83	0.85	3748.52	964.65	4713.17	0.47	169.80	169.80	0.1698
P-21 - P-22														418.49	0.418

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo requeridos por la CE.040 para el Método Racional.

Tabla 53

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 2, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-11	5.3	2.65	4.02%	2.5%	Concreto	0.014	2.65	0.07	Con cuneta
P-12	5.3	2.65	4.02%	2.5%	Concreto	0.014	2.18	0.05	Sin cuneta
P-11 - P-12									
P-13	4	2	13.66%	2.5%	Concreto	0.014	1.36	0.03	Sin cuneta
P-14	4	2	13.66%	2.5%	Concreto	0.014	1.20	0.03	Sin cuneta
P-13	4	2	6.62%	2.5%	Concreto	0.014	2.58	0.06	Con cuneta
P-14	4	2	6.62%	2.5%	Concreto	0.014	2.23	0.06	Con cuneta
P-13 - P-14									
P-15	6.5	3.25	8.27%	2.5%	Concreto	0.014	2.39	0.06	Sin cuneta
P-16	6.5	3.25	8.27%	2.5%	Concreto	0.014	1.52	0.04	Sin cuneta
P-15	6.5	3.25	7.01%	2.5%	Concreto	0.014	3.26	0.08	Con cuneta
P-16	6.5	3.25	7.01%	2.5%	Concreto	0.014	2.50	0.06	Sin cuneta
P-15 - P-16									
P-17	8.5	4.25	4.86%	2.5%	Concreto	0.014	2.69	0.07	Sin cuneta
P-18	8.5	4.25	4.86%	2.5%	Concreto	0.014	2.27	0.06	Sin cuneta
P-17	8.5	4.25	6.42%	2.5%	Concreto	0.014	3.86	0.10	Sin cuneta
P-18	8.5	4.25	6.42%	2.5%	Concreto	0.014	3.07	0.08	Sin cuneta
P-17 - P-18									
P-19	14	7	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	3.25	0.08	Sin cuneta
P-20	14	7	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	3.00	0.08	Sin cuneta
P-19	14	7	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	3.25	0.08	Sin cuneta
P-20	14	7	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	3.00	0.08	Sin cuneta
P-19 - P-20									
P-21	13.5	6.75	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	4.81	0.12	Sin cuneta
P-22	13.5	6.75	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	4.17	0.10	Sin cuneta
P-21	13.5	6.75	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	4.81	0.12	Sin cuneta
P-22	13.5	6.75	0.44%	2.5%	Concreto	0.014	4.17	0.10	Sin cuneta
P-21 - P-22									

4.1.1.3.Subcuenca urbana 3

En la subcuenca urbana 3 se observa un comportamiento hidrológico significativamente más complejo que en las subcuencas urbanas anteriores debido al ingreso del caudal externo de la microcuenca 02, cuyo caudal total de 1.362 m³/s se reparte equitativamente entre los ejes E y F, con 0.681 m³/s cada uno (Tabla 54), lo que genera un incremento importante en los caudales de diseño finales. En el eje E, los caudales calculados únicamente con el Método Racional (Tabla 55) alcanzan un máximo de 0.932 m³/s en el punto P-30; sin embargo, al incorporar el caudal aportante de la microcuenca 02 (Tabla 56), los caudales de diseño final se elevan hasta 1.613 m³/s en dicho punto, lo que evidencia el efecto acumulativo de los aportes externos sobre la red vial urbana. De manera análoga, en el eje F, los caudales propios sin aporte adicional (Tabla 57) alcanzan hasta 2.034 m³/s en P-39, mientras que, al considerar el caudal de 0.681 m³/s procedente de la microcuenca 02 (Tabla 58), los caudales de diseño final se incrementan hasta aproximadamente 2.715 m³/s, lo que constituye este eje uno de los sectores más críticos de toda la cuenca urbana.

Los ramales que conectan los ejes D–E–F–G (Tabla 59, Tabla 60, Tabla 61, Tabla 62, Tabla 63) muestran que varias calles transversales, como Jr. Lima, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru, Jr. SN y Av. Aviación aporta caudales puntuales relevantes hacia los ejes principales, con valores máximos que superan 1.4 m³/s en algunas subcuencas urbanas de la Av. Aviación, lo que refuerza la necesidad de un sistema de drenaje pluvial articulado y jerarquizado. La Tabla 61 integra los parámetros hidrológicos de la subcuenca urbana 3, evidenciando tiempos de concentración que pueden superar los 7 min y áreas aportantes de hasta 3.7 ha, lo que se traduce en caudales acumulados superiores a 2.0 m³/s en los puntos de confluencia, especialmente en las zonas donde convergen los ejes E y F con las calles transversales. Finalmente, la

verificación hidráulica de la Tabla 64 indica profundidades de flujo entre 0.03 m y 0.13 m; si bien en algunos puntos la lámina de agua podría circular sobre la vía (clasificados como “sin cuneta”), la combinación de pendientes, anchos de vía y caudales de diseño justifica plenamente la implementación de cunetas en la mayoría de las subcuencas urbanas, con el fin de garantizar la continuidad hidráulica, la seguridad peatonal y vehicular y la adecuada integración del aporte de la microcuenca 02 al sistema de drenaje urbano.

Tabla 54

Caudal aportante de la microcuenca 02

	Caudal (m ³ /s)
Microcuenca 02	1.362
Aporte al eje E	0.681
Aporte al eje F	0.681

Nota. La tabla presenta el caudal total generado en la microcuenca 02 y su distribución equitativa entre los ejes E y F, que constituye el caudal de aporte externo de la subcuenca urbana 3.

Tabla 55

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de

Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje E sin caudal aportante de la microcuenca 02

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-23	78.79	3.325	0.042	0.051
P-24	79.59	0.768	0.010	0.051
P-25	142.53	9.244	0.065	0.149
P-26	143.33	6.687	0.047	0.140
P-27	261.57	17.194	0.066	0.438
P-28	262.37	14.637	0.056	0.242
P-29	121.79	4.854	0.040	0.249
P-30	384.16	19.491	0.051	0.932

Nota. La tabla resume los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en el eje E de la subcuenca urbana 3, considerando únicamente los aportes propios de la cuenca urbana sin incluir el caudal de la microcuenca 02.

Tabla 56

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje E con caudal aportante (0.681 m³/s) de la microcuenca 02

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	m³/s	Q diseño final (m³/s)
P-23	78.79	3.325	0.042	0.051	0.392
P-24	79.59	0.768	0.010	0.051	0.392
P-25	142.53	9.244	0.065	0.149	0.490
P-26	143.33	6.687	0.047	0.140	0.481
P-27	261.57	17.194	0.066	0.438	0.778
P-28	262.37	14.637	0.056	0.242	0.582
P-29	121.79	4.854	0.040	0.249	0.249
P-30	384.16	19.491	0.051	0.932	1.613

Nota. Caudales de diseño del eje E de la subcuenca urbana 3, una vez incorporado el caudal aportante de 0.681 m³/s de la microcuenca 02, que reflejan los caudales finales a utilizar en el diseño hidráulico.

Tabla 57

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje F sin caudal aportante de la microcuenca 02

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	m³/s	
P-31	64.58	7.254	0.112	0.064	
P-32	64.58	7.254	0.112	0.299	
P-33	133.6	12.417	0.093	0.104	
P-34	133.6	12.417	0.093	0.482	
P-35	258.27	21.811	0.084	0.201	
P-37	386.7	27.698	0.072	0.276	
P-38	386.7	27.698	0.072	0.906	
P-39	448.83	29.022	0.065	2.034	
P-40	448.83	29.022	0.065	1.097	
P-41	77.38	0.817	0.011	0.038	
P-42	77.38	0.817	0.011	0.038	
P-43	269.34	3.343	0.020	0.507	
P-44	269.34	3.343	0.020	0.243	

Nota. Caudales de diseño calculados mediante el Método Racional en el eje F de la subcuenca urbana 3, sin considerar aún el caudal de aporte de la microcuenca 02.

Tabla 58

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, eje F con caudal aportante (0.681 m³/s) de la microcuenca 02

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	m³/s	Q diseño final
P-31	64.58	7.254	0.112	0.064	0.745
P-32	64.58	7.254	0.112	0.299	0.299
P-33	133.6	12.417	0.093	0.104	0.784
P-34	133.6	12.417	0.093	0.482	0.482
P-35	258.27	21.811	0.084	0.201	0.882
P-36	258.27	21.811	0.084	0.520	0.520
P-37	386.7	27.698	0.072	0.276	0.957
P-38	386.7	27.698	0.072	0.906	0.906
P-39	448.83	29.022	0.065	2.034	2.715
P-40	448.83	29.022	0.065	1.097	1.097
P-41	77.38	0.817	0.011	0.038	0.038
P-42	77.38	0.817	0.011	0.038	0.038
P-43	269.34	3.343	0.020	0.507	0.507
P-44	269.34	3.343	0.020	0.243	0.243

Nota. La tabla reporta los caudales de diseño final en el eje F de la subcuenca urbana 3, al sumar el caudal aportante de 0.681 m³/s de la microcuenca 02, e identifica los puntos con mayores exigencias hidráulicas.

Figura 59

Subcuenca urbana 3 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba

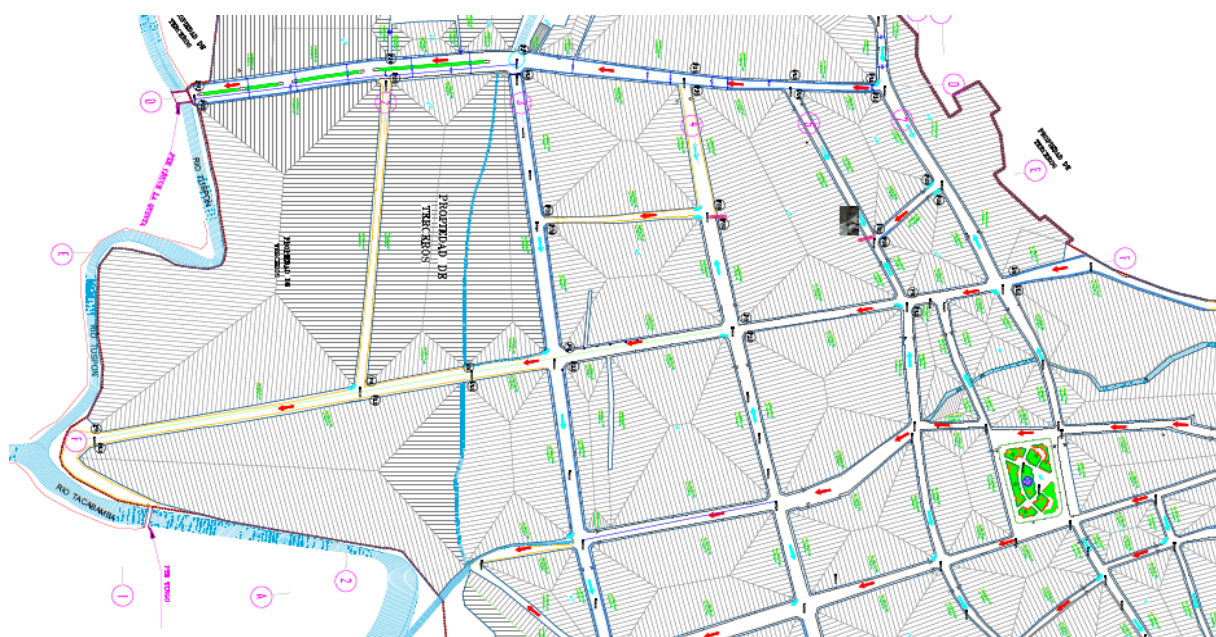


Tabla 59

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de

Tacabamba, subcuenca urbana 3, entre D-F, ramales lado 01

Puntos de control	Geometría de la vía			
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	Q. diseño m ³ /s
Entre los (Ejes D-F)				
JR. Lima	78.79	3.325	0.042	0.051
JR. Lima	78.79	3.325	0.042	0.061
			Máximo	0.061
Entre los (Ejes D-F)				
JR. Dos de Mayo	117.2	0.259	0.002	0.080
JR. Dos de Mayo	117.2	0.259	0.002	0.176
			Máximo	0.176
Entre los (Ejes D-F)				
JR. Tupac Amaru	92.7	2	0.022	0.064
JR. Tupac Amaru	92.7	2	0.022	0.069
			Máximo	0.069
Entre los (Ejes D-E)				
AV. Aviación	105.05	0.974	0.009	0.111
AV. Aviación	105.05	0.974	0.009	0.047
			Máximo	0.111
Entre los (Ejes E-F)				
AV. Aviación	86.57	0.953	0.011	1.474
AV. Aviación	86.57	0.953	0.011	0.093
			Máximo	1.474
Entre los (Ejes D-F)				
JR. SN	217.89	2.92	0.013	0.157
JR. SN	217.89	2.92	0.013	0.217
			Máximo	0.217

Nota. La tabla resume los caudales de diseño en los ramales laterales ubicados entre los ejes D y F (lado 01), identificando los máximos caudales aportantes por cada vía transversal.

Tabla 60

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de

Tacabamba, subcuenca urbana 3, entre D-F, ramales lado 02

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	m ³ /s
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Lima	109.24	7.494	0.069	0.051
JR. Lima	109.24	7.494	0.069	0.052
			Suma	0.102
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Jose Olaya	93.43	6.124	0.066	0.057
JR. Jose Olaya	93.43	6.124	0.066	0.032
			Suma	0.089
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Dos de Mayo	83.39	0.224	0.010	0.032
JR. Dos de Mayo	83.39	0.224	0.010	0.115
			Suma	0.147
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Tupac Amaru	126.82	0.536	0.020	0.130
JR. Tupac Amaru	126.82	0.536	0.020	0.098
			Máximo	0.130
Entre los (Ejes F-G)				
AV. Aviación	130.68	0.949	0.020	1.090
AV. Aviación	130.68	0.949	0.020	0.103

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño en los ramales laterales ubicados entre los ejes F y G (lado 02), mostrando los caudales parciales y su suma por cada una de las vías analizadas.

Tabla 61

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3

Pt. control	Long (m)	Tiempo de concentración			Intensidad de lluvia			Coef. C	Aporte de Áreas				Caudal		
		Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-23	78.79	3.325	1.90	0.076	10	10	423.83	0.85	1124.64	295.4625	1420.1025	0.14	51.16	51.16	0.0512
P-24	79.59	0.768	3.39	0.135	10	10	423.83	0.85	1124.64	298.4625	1423.1025	0.14	51.27	51.27	0.0513
P-23 - P-24														102.43	0.1024
P-25	63.74	5.919	1.19	0.048	10	10	423.83	0.85	2303.63	425.602	2729.232	0.27	98.32	98.32	0.0983
P-26	63.74	5.919	1.19	0.048	10	10	423.83	0.85	2051.63	418.3645	2469.9945	0.25	88.98	88.98	0.0890
P-25	142.53	9.244	2.55	0.102	10	10	423.83	0.85	3428.27	721.0645	4149.3345	0.41	149.48	149.48	0.1495
P-26	143.33	6.687	2.90	0.116	10	10	423.83	0.85	3176.27	716.827	3893.097	0.39	140.25	140.25	0.1403
P-25 - P-26														289.74	0.290
P-27	119.04	7.95	2.19	0.088	10	10	423.83	0.80	8124.52	640.42	8764.94	0.88	297.19	297.19	0.2972
P-28	119.04	7.95	2.19	0.088	10	10	423.83	0.80	1704.19	1534.66	3238.85	0.32	109.82	109.82	0.1098
P-27	261.57	17.19	4.04	0.162	10	10	423.83	0.80	11552.79	1361.48	12914.2745	1.29	437.88	437.88	0.4379
P-28	262.37	14.64	4.32	0.173	10	10	423.83	0.80	4880.46	2251.49	7131.947	0.71	241.82	241.82	0.2418
P-27 - P-28														679.70	0.680
P-29	121.79	4.854	2.72	0.109	10	10	423.83	0.80	6211.84	1122.5675	7334.4075	0.73	248.69	248.69	0.2487
P-30	121.79	4.854	2.72	0.109	10	10	423.83	0.80	6406.35	1022.93	7429.28	0.74	251.90	251.90	0.2519
P-29	462.15	22.05	7.09	0.284	10	10	423.83	0.80	17764.63	2484.052	20248.682	2.02	686.57	686.57	0.6866
P-30	384.16	19.49	6.01	0.240	10	10	423.83	0.80	11538.81	3274.42	14813.227	1.48	502.27	502.27	0.5023
P-29 - P-30														1188.83	1.189
P-31	64.58	7.254	1.12	0.045	10	10	423.83	0.85	1124.64	665.7	1790.34	0.18	64.50	64.50	0.0645
P-32	64.58	7.254	1.12	0.045	10	10	423.83	0.85	7621.16	667.3145	8288.4745	0.83	298.60	298.60	0.2986
P-31 - P-32														363.10	0.3631
P-33	69.02	5.163	1.38	0.055	10	10	423.83	0.85	880.47	207.06	1087.53	0.11	39.18	39.18	0.0392

Pt. control	Long (m)	Tiempo de concentración				Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
		Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-34	69.02	5.163	1.38	0.055	10	10	423.83	0.85	3844.37	1259.848	5104.218	0.51	183.88	183.88	0.1839
P-33	133.6	12.417	2.11	0.084	10	10	423.83	0.85	2005.11	872.76	2877.87	0.29	103.68	103.68	0.1037
P-34	133.60	12.417	2.11	0.084	10	10	423.83	0.85	11465.53	1927.1625	13392.6925	1.34	482.48	482.48	0.4825
P-33 - P-34														586.16	0.586
P-35	124.67	9.394	2.17	0.087	10	10	423.83	0.85	2347.9	361.543	2709.443	0.27	97.61	97.61	0.0976
P-36	124.67	9.394	2.17	0.087	10	10	423.83	0.75	2029.65	922.033	2951.683	0.30	93.83	93.83	0.0938
P-35	258.27	21.81	3.64	0.145	10	10	423.83	0.85	4353.01	1234.30	5587.313	0.56	201.29	201.29	0.2013
P-36	258.27	21.81	3.64	0.145	10	10	423.83	0.75	13495.18	2849.20	16344.3755	1.63	519.55	519.55	0.5195
P-35 - P-36														720.83	0.721
P-37	128.43	5.887	2.69	0.107	10	10	423.83	0.70	3227.78	481.6125	3709.3925	0.37	110.05	110.05	0.1101
P-38	128.43	5.887	2.69	0.107	10	10	423.83	0.70	12554.13	1642.6825	14196.8125	1.42	421.20	421.20	0.4212
P-37	386.70	27.698	5.29	0.211	10	10	423.83	0.70	7580.79	1715.9155	9296.7055	0.93	275.82	275.82	0.2758
P-38	386.70	27.698	5.29	0.211	10	10	423.83	0.70	26049.31	4491.88	30541.188	3.05	906.11	906.11	0.9061
P-37 - P-38														1181.92	1.182
P-39	62.13	1.324	2.06	0.082	10	10	423.83	0.70	7966.41	1931.2	9897.61	0.99	293.65	293.65	0.2936
P-40	62.13	1.324	2.06	0.082	10	10	423.83	0.70	6264.02	155.325	6419.345	0.64	190.45	190.45	0.1905
P-39	448.83	29.022	6.17	0.247	10	10	423.83	0.70	15547.20	3647.12	19194.3155	1.92	569.46	569.46	0.57
P-40	448.83	29.02	6.17	0.247	10	10	423.83	0.70	32313.33	4647.20	36960.533	3.70	1096.56	1096.56	1.0966
P-39 - P-40														1666.02	1.666
P-41	77.38	0.817	3.20	0.128	10	10	423.83	0.70	1058.72	232.14	1290.86	0.13	38.30	38.30	0.0383
P-42	77.38	0.817	3.20	0.128	10	10	423.83	0.70	1058.72	232.14	1290.86	0.13	38.30	38.30	0.0383
P-41	77.38	0.817	3.20	0.128	10	10	423.83	0.70	1058.72	232.14	1290.86	0.13	38.30	38.30	0.0383
P-42	77.38	0.817	3.20	0.128	10	10	423.83	0.70	1058.72	232.14	1290.86	0.13	38.30	38.30	0.0383
P-41 - P-42														76.60	0.077
P-43	191.96	2.526	5.92	0.237	10	10	423.83	0.50	20973.7	1658.03	22631.73	2.26	479.60	479.60	0.4796
P-44	191.96	2.526	5.92	0.237	10	10	423.83	0.60	7702.19	575.88	8278.07	0.83	210.51	210.51	0.2105

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I		C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño
	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
P-43	269.34	3.34	7.86	0.314	10	10	423.83	0.50	22032.42	1890.17	23922.59	2.39	506.96	506.96	0.5070
P-44	269.34	3.34	7.86	0.314	10	10	423.83	0.60	8760.91	808.02	9568.93	0.96	243.34	243.34	0.2433
P-43 - P-44														750.30	0.750
Sumando caudal del P-27 y P-28, al punto P- 30, porque se llevará en un solo lado												P-27 - P-28			0.680
												P-30			0.252
P-30														0.932	
Sumando caudal adicional al P-39, del punto 29 y 30												P-29 - P-30			1.189
												P-39			0.569
												P-37			0.2758
P-39														2.034	

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo de la subcuenca urbana 3 (ejes y ramales), incluyendo tiempos de concentración, áreas aportantes y caudales propios y acumulados, conforme al Método Racional y la CE.040.

Tabla 62

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, ramales entre D-F

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I	C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño	Q. diseño
Entre los (Ejes D-E)	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
JR. Lima	78.79	3.33	2	0.076	10	10	423.83	0.85	1124.64	295	1420.1	0.14	51.16	51.16	0.0512
JR. Lima	78.79	3.33	1.90	0.076	10	10	423.83	0.85	1389.98	295	1685.4	0.17	60.72	60.72	0.0607
L-IZ ; L-D _Eje 7													111.88	0.1119	
Entre los (Ejes E-F)															
JR. Lima	79.59	0.77	3	0.135	10	10	423.83	0.85	1124.64	300	1425.1	0.14	51.34	51.34	0.0513
JR. Lima	79.59	0.77	3.39	0.135	10	10	423.83	0.85	1124.64	300	1425.1	0.14	51.34	51.34	0.0513
L-IZ ; L-D _Eje -7													102.68	0.1027	
Entre los (Ejes D-E)															
JR. Dos de Mayo	117.20	0.26	8.04	0.322	10	10	423.83	0.85	1935.49	293	2228.5	0.22	80.28	80.28	0.0803
JR. Dos de Mayo	117.20	0.26	8.04	0.322	10	10	423.83	0.85	4602.89	293	4895.9	0.49	176.38	176.38	0.1764
L-IZ ; L-D _Eje -5													256.66	0.2567	
Entre los (Ejes E-F)															
JR. Dos de Mayo	43.19	1.52	1.28	0.051	10	10	423.83	0.85	510.65	92.9	603.51	0.06	21.74	21.74	0.0217
JR. Dos de Mayo	43.19	1.52	1.28	0.051	10	10	423.83	0.85	636.06	92.9	728.92	0.07	26.26	26.26	0.0263
L-IZ ; L-D _Eje -5													48.00	0.0480	
Entre los (Ejes D-E)															
JR. Tupac Amaru	92.7	2	2.79	0.112	10	10	423.83	0.80	1458.3	440	1898.6	0.19	64.38	64.38	0.0644
JR. Tupac Amaru	92.7	2	2.79	0.112	10	10	423.83	0.80	1586.95	440	2027.3	0.20	68.74	68.74	0.0687
L-IZ ; L-D _Eje -4													133.11	0.1331	
Entre los (Ejes E-F)															
JR. Tupac Amaru	79.72	0.08	8.10	0.324	10	10	423.83	0.80	2149.32	379	2528	0.25	85.72	85.72	0.0857

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I	C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño	Q. diseño
Entre los (Ejes D-E)	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
JR. Tupac Amaru	79.72	0.08	8.10	0.324	10	10	423.83	0.80	1442.66	379	1821.3	0.18	61.76	61.76	0.0618
L-IZ ; L-D _Eje -4														147.47	0.1475
Entre los (Ejes D-E)															
AV. Aviación	105.05	0.97	4.26	0.170	10	10	423.83	0.70	3256.77	473	3729.5	0.37	110.65	110.65	0.1106
AV. Aviación	105.05	0.97	4.26	0.170	10	10	423.83	0.70	1122.445	473	1595.2	0.16	47.33	47.33	0.0473
L-IZ ; L-D _Eje -3														157.97	0.1580
Entre los (Ejes E-F)															
AV. Aviación	86.57	0.95	3.43	0.137	10	10	423.83	0.70	1739.69	411	5880.4	0.59	174.46	174.46	1.4741
AV. Aviación	86.57	0.95	3.43	0.137	10	10	423.83	0.70	1122.445	411	1533.7	0.15	45.50	45.50	0.0928
L-IZ ; L-D _Eje -3														219.96	1.5669
Entre los (Ejes D-F)															
JR. SN	217.89	2.92	6.48	0.259	10	10	423.83	0.50	6846.06	545	7390.8	0.74	156.62	156.62	0.1566
JR. SN	217.89	2.92	6.48	0.259	10	10	423.83	0.50	9709.51	545	10254	1.03	217.30	217.30	0.2173
L-IZ ; L-D _Eje -2														373.93	0.3739

Nota. La tabla detalla los parámetros hidrológicos y caudales de los ramales ubicados entre los ejes D, E y F, que aportan caudal hacia los ejes principales de la subcuenca urbana 3.

Tabla 63

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 3, ramales entre F-G

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
Entre los (Ejes F-G)															
JR. Lima	109.24	7.49	2	0.081	10	10	423.83	0.85	1108.85	300	1409.3	0.14	50.77	50.77	0.0508
JR. Lima	109.24	7.49	2.03	0.081	10	10	423.83	0.85	1130.72	300	1431.1	0.14	51.56	51.56	0.0516
L-IZ ; L-D _Eje 7													102.33	0.1023	
Entre los (Ejes F-G)															
JR. Jose Olaya	93.43	6.12	1.83	0.073	10	10	423.83	0.85	1344.04	234	1577.6	0.16	56.83	56.83	0.0568
JR. Jose Olaya	93.43	6.12	1.83	0.073	10	10	423.83	0.85	655.59	234	889.17	0.09	32.03	32.03	0.0320
L-IZ ; L-D _Eje -6													88.87	0.0889	
Entre los (Ejes F-G)															
JR. Dos de Mayo	83.39	0.22	5.74	0.230	10	10	423.83	0.85	598.33	292	890.2	0.09	32.07	32.07	0.0321
JR. Dos de Mayo	83.39	0.22	5.74	0.230	10	10	423.83	0.85	2897.79	292	3189.7	0.32	114.91	114.91	0.1149
L-IZ ; L-D _Eje -5													146.98	0.1470	
Entre los (Ejes F-G)															
JR. Tupac Amaru	126.82	0.54	6.66	0.266	10	10	423.83	0.80	3312.68	507	3820	0.38	129.52	129.52	0.1295
JR. Tupac Amaru	126.82	0.54	6.66	0.266	10	10	423.83	0.80	2395.77	507	2903.1	0.29	98.43	98.43	0.0984
L-IZ ; L-D _Eje -4													227.95	0.2280	
Entre los (Ejes F-G)															
AV. Aviación	130.68	0.95	5.53	0.221	10	10	423.83	0.70	1095.63	588	36746	3.67	1090.18	1090.18	1.0902
AV. Aviación	130.68	0.95	5.53	0.221	10	10	423.83	0.70	2868.2	588	3456.3	0.35	102.54	102.54	0.1025
L-IZ ; L-D _Eje -3													1192.72	1.1927	

Nota. La tabla presenta los parámetros hidrológicos y caudales de los ramales ubicados entre los ejes F y G, destacando los aportes transversales que incrementan el caudal en la Av. Aviación y otras vías.

Tabla 64

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 3, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-23	7.5	3.75	0.04	2.5%	Concreto	0.014	1.74	0.04	Sin cuneta
P-24	7.5	3.75	0.96%	2.5%	Concreto	0.014	2.30	0.06	Sin cuneta
P-23 - P-24									
P-25	4.6	2.3	9.29%	2.5%	Concreto	0.014	1.92	0.05	Sin cuneta
P-26	4.6	2.3	9.29%	2.5%	Concreto	0.014	1.85	0.05	Sin cuneta
P-25	4.6	2.3	6.49%	2.5%	Concreto	0.014	2.40	0.06	Con cuneta
P-26	4.6	2.3	4.67%	2.5%	Concreto	0.014	2.50	0.06	Con cuneta
P-25 - P-26									
P-27	1	0.5	6.68%	2.5%	Concreto	0.014	3.09	0.08	Con cuneta
P-28	1	0.5	6.68%	2.5%	Concreto	0.014	2.13	0.05	Con cuneta
P-27	1	0.5	6.57%	2.5%	Concreto	0.014	3.59	0.09	Con cuneta
P-28	1	0.5	5.58%	2.5%	Concreto	0.014	2.96	0.07	Con cuneta
P-27 - P-28									
P-29	4	2	3.99%	2.5%	Concreto	0.014	3.19	0.08	Con cuneta
P-30	4	2	3.99%	2.5%	Concreto	0.014	3.20	0.08	Con cuneta
P-29	4	2	4.77%	2.5%	Concreto	0.014	4.51	0.11	Con cuneta
P-30	4	2	5.07%	2.5%	Concreto	0.014	3.97	0.10	Con cuneta
P-29 - P-30									
P-31	7.5	3.75	0.11	2.5%	Concreto	0.014	1.58	0.04	Sin cuneta
P-32	7.5	3.75	11.23%	2.5%	Concreto	0.014	2.81	0.07	Sin cuneta
P-31 - P-32									
P-33	6	3	7.48%	2.5%	Concreto	0.014	1.42	0.04	Sin cuneta
P-34	6	3	7.48%	2.5%	Concreto	0.014	2.53	0.06	Sin cuneta
P-33	6	3	9.29%	2.5%	Concreto	0.014	1.96	0.05	Sin cuneta
P-34	6	3	9.29%	2.5%	Concreto	0.014	3.49	0.09	Con cuneta
P-33 - P-34									
P-35	5.8	2.9	7.54%	2.5%	Concreto	0.014	1.99	0.05	Sin cuneta

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-36	5.8	2.9	7.54%	2.5%	Concreto	0.014	1.96	0.05	Sin cuneta
P-35	5.8	2.9	8.45%	2.5%	Concreto	0.014	2.56	0.06	Sin cuneta
P-36	5.8	2.9	8.45%	2.5%	Concreto	0.014	3.65	0.09	Con cuneta
P-35 - P-36									
P-37	7.5	3.75	4.58%	2.5%	Concreto	0.014	2.29	0.06	Sin cuneta
P-38	7.5	3.75	4.58%	2.5%	Concreto	0.014	3.78	0.09	Con cuneta
P-37	7.5	3.75	7.16%	2.5%	Concreto	0.014	2.97	0.07	Sin cuneta
P-38	7.5	3.75	7.16%	2.5%	Concreto	0.014	4.64	0.12	Con cuneta
P-37 - P-38									
P-39	8.5	4.25	2.13%	2.5%	Concreto	0.014	3.82	0.10	Sin cuneta
P-40	8.5	4.25	2.13%	2.5%	Concreto	0.014	3.24	0.08	Sin cuneta
P-39	8.5	4.25	6.47%	2.5%	Concreto	0.014	3.97	0.10	Sin cuneta
P-40	8.5	4.25	6.47%	2.5%	Concreto	0.014	5.08	0.13	Con cuneta
P-39 - P-40									
P-41	8.3	4.15	1.06%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-42	8.3	4.15	1.06%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-41	8.3	4.15	1.06%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-42	8.3	4.15	1.06%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-41 - P-42									
P-43	6.5	3.25	1.32%	2.5%	Concreto	0.014	5.02	0.13	Con cuneta
P-44	6.5	3.25	1.32%	2.5%	Concreto	0.014	3.69	0.09	Con cuneta
P-43	6.5	3.25	1.24%	2.5%	Concreto	0.014	5.18	0.13	Con cuneta
P-44	6.5	3.25	1.24%	2.5%	Concreto	0.014	3.94	0.10	Con cuneta
P-43 - P-44									

Nota. La tabla muestra las características geométricas de las vías y los parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 3, permitiendo identificar los puntos donde es necesaria la implementación de cunetas para el adecuado funcionamiento del sistema de drenaje pluvial.

4.1.1.4.Subcuenca urbana 4

En la parte superior del Jr. 8 de Octubre (Tabla 65) los caudales de diseño obtenidos por el Método Racional muestran valores muy bajos en la cabecera, del orden de $0.016 \text{ m}^3/\text{s}$ en los puntos P-45 y P-46, pese a la pendiente relativamente fuerte ($S \approx 0.132 \text{ m/m}$), lo que indica áreas de aporte reducidas y escurrimientos aún incipientes. A medida que se avanza aguas abajo, los caudales se incrementan gradualmente hasta $0.220 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-49 y $0.417 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-50, alcanzando valores máximos de $0.693 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-49", producto de la acumulación progresiva de áreas de techo y calzada, así como de la continuidad de pendientes medias-altas, que favorecen la rápida concentración del escurrimiento superficial.

En la parte inferior del Jr. 8 de Octubre (Tabla 66) se observa un incremento más marcado de los caudales de diseño, con valores que pasan de $0.189 \text{ m}^3/\text{s}$ (P-51) y $0.209 \text{ m}^3/\text{s}$ (P-53) hasta alcanzar $0.496 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-59 y un máximo de $0.733 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-61. Las pendientes longitudinales se mantienen en un rango moderadamente alto ($S \approx 0.091\text{--}0.132 \text{ m/m}$), lo que, sumado al aumento de las áreas aportantes, explica la concentración de caudales cada vez mayores hacia las subcuencas urbanas finales, convirtiendo a los pares P-59–P-60 y P-61–P-62 en sectores hidráulicamente más exigentes dentro de esta subcuenca.

En el Jr. Cuzco (Tabla 67**Tabla 69**) los caudales de diseño presentan un crecimiento aún más notorio, con valores iniciales de $0.088\text{--}0.107 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-63–P-64 que aumentan a $0.282 \text{ m}^3/\text{s}$ (P-67) y $0.482 \text{ m}^3/\text{s}$ (P-69), hasta alcanzar $0.708 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-71 y un valor máximo de $1.282 \text{ m}^3/\text{s}$ en P-73. Este comportamiento confirma que el Jr. Cuzco concentra uno de los escurrimientos más importantes de la subcuenca urbana 4, asociado a pendientes del orden de $0.088\text{--}0.140 \text{ m/m}$ y a áreas de contribución que se

amplían progresivamente, lo que hace de las subcuencas urbanas P-69–P-70 y P-71–P-73 puntos críticos que demandan especial atención en el diseño del drenaje.

Por su parte, los ramales que conectan los ejes F–G (Tabla 68) presentan caudales unitarios relativamente bajos, con sumas máximas de 0.040 m³/s en Jr. Lima, 0.084 m³/s en Jr. José Olaya y 0.117 m³/s en Jr. Dos de Mayo, mientras que Jr. Túpac Amaru y la Av. Aviación alcanzan valores máximos de 0.060 m³/s y 0.076 m³/s, respectivamente. Estos caudales, aunque menores que los registrados en los ejes principales, representan aportes puntuales que descargan sobre las vías longitudinales y contribuyen a aumentar los caudales de diseño en los puntos de confluencia, justificando la necesidad de mantener continuidad y capacidad suficiente en el sistema de cunetas y colectores.

Tabla 65

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de octubre

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-45	52.62	6.92	0.132	0.016
P-46	52.62	6.92	0.132	0.016
P-47	153.93	22.325	0.145	0.104
P-48	153.93	22.325	0.145	0.340
P-49	312.79	35.907	0.115	0.220
P-50	312.79	35.907	0.115	0.417
P-49"	96.51	7.414	0.077	0.693
P-50"	96.51	7.414	0.077	0.048

Nota. La tabla resume los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en la parte superior del Jr. 8 de Octubre, considerando la longitud, el desnivel y la pendiente de cada punto de control.

Tabla 66

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de octubre

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m3/s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-51	202.33	26.756	0.132	0.189
P-52	202.33	26.756	0.132	0.097
P-53	254.81	31.596	0.124	0.209
P-54	254.81	31.596	0.124	0.120
P-55	305.83	39.189	0.128	0.217
P-56	305.83	39.189	0.128	0.197
P-57	424.87	48.271	0.114	0.325
P-58	424.87	48.271	0.114	0.278
P-59	564.55	55.643	0.099	0.496
P-60	564.55	55.643	0.099	0.426
P-61	638.07	58.083	0.091	0.733
P-62	638.07	58.083	0.091	0.475

Nota. Caudales de diseño en la parte inferior del Jr. 8 de Octubre, mostrando el incremento progresivo del escurrimiento hacia las subcuencas urbanas finales de la subcuenca urbana 4.

Tabla 67

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m3/s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-63	206.61	28.993	0.140	0.088
P-64	206.61	28.993	0.140	0.107
P-65	246.96	31.766	0.129	0.172
P-66	246.96	31.766	0.129	0.136
P-67	302.36	39.272	0.130	0.282
P-68	302.36	39.272	0.130	0.214
P-69	404.67	49.964	0.123	0.482
P-70	404.67	49.964	0.123	0.300
P-71	548.26	58.327	0.106	0.708
P-72	548.26	58.327	0.106	0.484
P-73	668.92	58.547	0.088	1.282
P-74	668.92	58.547	0.088	0.135

Nota. La tabla resume los caudales de diseño en la parte inferior del Jr. Cuzco, donde se concentran algunos de los mayores caudales de la subcuenca urbana 4 debido al aumento de las áreas aportantes y las pendientes.

Tabla 68

Caudales circundantes para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, ramales

Puntos de control	Long (m)	Geometría de la vía		Q. diseño m3/s
		Δh (m)	S m/m	
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Lima	55.62	2.237	0.040	0.015
JR. Lima	55.62	2.237	0.040	0.025
			Suma	0.040
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Jose Olaya	82.92	1.474	0.018	0.028
JR. Jose Olaya	82.92	1.474	0.018	0.056
			Suma	0.084
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Dos de Mayo	83.08	0.083	0.010	0.069
JR. Dos de Mayo	83.08	0.083	0.010	0.048
			Suma	0.117
Entre los (Ejes F-G)				
JR. Tupac Amaru	81.83	1.695	0.021	0.055
JR. Tupac Amaru	81.83	1.695	0.021	0.060
			Máximo	0.060
Entre los (Ejes F-G)				
AV. Aviación	109	2.684	0.025	0.076
AV. Aviación	109	2.684	0.025	0.052
			Máximo	0.076

Figura 60

Subcuenca urbana 4 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba



Nota. Configuración de la subcuenca urbana 4 indicando la ubicación de los puntos de control, los ejes principales y los ramales considerados en el diseño del sistema de drenaje pluvial.

La Tabla 69 sintetiza el desarrollo completo del Método Racional para la subcuenca urbana 4, evidenciando intensidades de lluvia constantes de 423.83 l/s·ha para un periodo de retorno de 10 años, conforme a la CE.040. Las áreas aportantes van de 0.02–0.05 ha en los puntos de cabecera a valores superiores a 3.5 ha en sectores como P-73, donde los caudales de diseño alcanzan 1.2819 m³/s. De igual forma, las combinaciones de caudales en pares de puntos (P-59–P-60, P-61–P-62, P-71–P-72 y P-73–P-74) superan los rangos de 0.9–1.2 m³/s, lo que confirma que la subcuenca urbana 4 concentra escurrimientos importantes en sus zonas bajas y de convergencia vial.

En el caso de los ramales asociados (Tabla 70), los resultados muestran caudales de diseño que oscilan entre 0.0405 m³/s en Jr. Lima y 0.1276 m³/s en la Av. Aviación. Aunque estos valores son menores que los de los ejes principales, su descarga simultánea sobre las subcuencas urbanas del Jr. 8 de Octubre y Jr. Cuzco refuerza la necesidad de considerar estos aportes en el dimensionamiento de cunetas.

Finalmente, la Tabla 71 presenta la verificación hidráulica de la subcuenca urbana 4, donde las profundidades de flujo calculadas (Y_1) se sitúan entre 0.02 m y 0.13 m, con anchos mojados que varían aproximadamente entre 0.69 m y más de 5.00 m según el ancho de vía y el bombeo. En varios puntos las subcuencas urbanas aparecen clasificados como “sin cuneta”, especialmente en cabeceras con caudales pequeños y secciones reducidas; sin embargo, en otros, como en P-50, P-55–P-56, P-61 y P-73–P-74, la combinación de pendientes altas y caudales de diseño superiores a 0.4–1.2 m³/s justifica técnicamente la presencia de cunetas para asegurar la conducción lateral del flujo y evitar la ocupación de la calzada. La concentración de caudales en los sectores bajos del Jr. 8 de Octubre y Jr. Cuzco sugiere la conveniencia de proyectar cunetas continuas en las subcuencas urbanas más críticas, garantizando la circulación vehicular y peatonal y la eficiencia del sistema de drenaje urbano.

Tabla 69

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4

Pt. control	Tiempo de concentración				Intensidad de lluvia			Coef. C	Aporte de Áreas							Caudal	
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)		
P-45	52.62	6.92	0.90	0.036	10	10	423.83	0.85	325.12	123.657	448.777	0.04	16.17	16.17	0.0162		
P-46	52.62	6.92	0.90	0.036	10	10	423.83	0.85	325.12	123.657	448.777	0.04	16.17	16.17	0.0162		
P-45 - P-46														32.34	0.0323		
P-47	101.31	15.405	1.41	0.056	10	10	423.83	0.85	1873.99	569.545	2443.54	0.24	88.03	88.03	0.0880		
P-48	101.31	15.405	1.41	0.056	10	10	423.83	0.85	7734.32	1249.46	8983.78	0.90	323.65	323.65	0.3236		
P-47	153.93	22.325	1.98	0.079	10	10	423.83	0.85	2199.11	693.202	2892.31	0.29	104.20	104.20	0.1042		
P-48	153.93	22.325	1.98	0.079	10	10	423.83	0.85	8059.44	1373.12	9432.55	0.94	339.82	339.82	0.3398		
P-47 - P-48														444.01	0.444		
P-49	158.86	13.582	2.49	0.100	10	10	423.83	0.85	2660.39	557.465	3217.86	0.32	115.93	115.93	0.1159		
P-50	158.86	13.582	2.49	0.100	10	10	423.83	0.85	1704.19	436.865	2141.06	0.21	77.13	77.13	0.0771		
P-49	312.79	35.91	3.74	0.150	10	10	423.83	0.85	4859.5	1250.67	6110.17	0.61	220.12	220.12	0.2201		
P-50	312.79	35.91	3.74	0.150	10	10	423.83	0.85	9763.63	1809.98	11573.6	1.16	416.95	416.95	0.4169		
P-49 - P-50														637.07	0.637		
P-49"	96.51	7.414	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	1334.61	217.148	1551.76	0.16	55.90	55.90	0.0559		
P-50"	96.51	7.414	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	1125.54	217.148	1342.69	0.13	48.37	48.37	0.0484		
Sumando caudal adicional al P-49", del punto 49 y 50																	
P-49"														692.98	0.69		
P-51	202.33	26.756	2.53	0.101	10	10	423.83	0.85	4690.1	556.408	5246.51	0.52	189.01	189.01	0.1890		
P-52	202.33	26.756	2.53	0.101	10	10	423.83	0.85	2127.22	556.408	2683.63	0.27	96.68	96.68	0.0967		
P-51 - P-52														285.69	0.2857		
P-53	52.48	4.84	1.03	0.041	10	10	423.83	0.85	339.27	209.92	549.19	0.05	19.79	19.79	0.0198		
P-54	52.48	4.84	1.03	0.041	10	10	423.83	0.85	445.52	209.92	655.44	0.07	23.61	23.61	0.0236		
P-53	254.81	31.596	3.10	0.124	10	10	423.83	0.85	5029.37	766.328	5795.7	0.58	208.79	208.79	0.2088		

Pt. control	Long (m)	Tiempo de concentración			Intensidad de lluvia			Coef. C	Aporte de Áreas				Caudal		
		Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-54	254.81	31.596	3.10	0.124	10	10	423.83	0.85	2572.74	766.328	3339.07	0.33	120.29	120.29	0.1203
P-53 - P-54														329.09	0.329
P-55	51.02	7.593	0.84	0.034	10	10	423.83	0.85	120.31	102.04	222.35	0.02	8.01	8.01	0.0080
P-56	51.02	7.593	0.84	0.034	10	10	423.83	0.85	2029.65	102.04	2131.69	0.21	76.80	76.80	0.0768
P-55	305.83	39.19	3.53	0.141	10	10	423.83	0.85	5149.68	868.368	6018.05	0.60	216.81	216.81	0.2168
P-56	305.83	39.19	3.53	0.141	10	10	423.83	0.85	4602.39	868.368	5470.76	0.55	197.09	197.09	0.1971
P-55 - P-56														413.89	0.414
P-57	119.04	9.082	2.08	0.083	10	10	423.83	0.85	2424.84	583.296	3008.14	0.30	108.37	108.37	0.1084
P-58	119.04	9.082	2.08	0.083	10	10	423.83	0.85	1649.37	583.296	2232.67	0.22	80.43	80.43	0.0804
P-57	424.87	48.271	4.76	0.190	10	10	423.83	0.85	7574.52	1451.66	9026.18	0.90	325.18	325.18	0.3252
P-58	424.87	48.271	4.76	0.190	10	10	423.83	0.85	6251.76	1451.66	7703.42	0.77	277.52	277.52	0.2775
P-57 - P-58														602.70	0.603
P-59	139.68	7.372	2.71	0.109	10	10	423.83	0.85	4229.67	509.832	4739.5	0.47	170.74	170.74	0.1707
P-60	139.68	7.372	2.71	0.109	10	10	423.83	0.85	3625.22	509.832	4135.05	0.41	148.97	148.97	0.1490
P-59	564.55	55.643	6.26	0.250	10	10	423.83	0.85	11804.19	1961.5	13765.7	1.38	495.92	495.92	0.4959
P-60	564.55	55.643	6.26	0.250	10	10	423.83	0.85	9876.98	1961.5	11838.5	1.18	426.49	426.49	0.4265
P-59 - P-60														922.41	0.922
P-61	73.52	2.44	1.98	0.079	10	10	423.83	0.85	5325.10	1265.46	6590.56	0.66	237.43	237.43	0.2374
P-62	73.52	2.44	1.98	0.079	10	10	423.83	0.85	1124.64	220.56	1345.2	0.13	48.46	48.46	0.0485
P-61	638.07	58.083	7.09	0.284	10	10	423.83	0.85	17129.29	3226.96	20356.2	2.04	733.35	733.35	0.7334
P-62	638.07	58.083	7.09	0.284	10	10	423.83	0.85	11001.62	2182.06	13183.7	1.32	474.95	474.95	0.4750
P-61 - P-62														1208.30	1.208
P-63	206.61	28.993	2.52	0.101	10	10	423.83	0.85	1980.66	464.873	2445.53	0.24	88.10	88.10	0.0881
P-64	206.61	28.993	2.52	0.101	10	10	423.83	0.85	2503.71	464.873	2968.58	0.30	106.95	106.95	0.1069
P-63 - P-64														195.05	0.1950
P-65	40.35	2.773	0.94	0.038	10	10	423.83	0.85	1608.97	722.258	2331.23	0.23	83.98	83.98	0.0840
P-66	40.35	2.773	0.94	0.038	10	10	423.83	0.85	644.87	161.4	806.27	0.08	29.05	29.05	0.0290
P-65	246.96	31.766	2.99	0.119	10	10	423.83	0.85	3589.63	1187.13	4776.76	0.48	172.09	172.09	0.1721

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)
P-66	246.96	31.766	2.99	0.119	10	10	423.83	0.85	3148.58	626.273	3774.85	0.38	135.99	135.99	0.1360
P-65 - P-66														308.08	0.308
P-67	55.4	7.506	0.93	0.037	10	10	423.83	0.85	2448.53	608.4	3056.93	0.31	110.13	110.13	0.1101
P-68	55.4	7.506	0.93	0.037	10	10	423.83	0.85	2029.65	132.96	2162.61	0.22	77.91	77.91	0.0779
P-67	302.36	39.27	3.48	0.139	10	10	423.83	0.85	6038.16	1795.53	7833.69	0.78	282.22	282.22	0.2822
P-68	302.36	39.27	3.48	0.139	10	10	423.83	0.85	5178.23	759.233	5937.46	0.59	213.90	213.90	0.2139
P-67 - P-68														496.12	0.496
P-69	102.31	10.692	1.64	0.066	10	10	423.83	0.85	4785.39	747.83	5533.22	0.55	199.34	199.34	0.1993
P-70	102.31	10.692	1.64	0.066	10	10	423.83	0.85	1881.7	501.319	2383.02	0.24	85.85	85.85	0.0859
P-69	404.67	49.964	4.44	0.178	10	10	423.83	0.85	10823.55	2543.36	13366.9	1.34	481.55	481.55	0.4816
P-70	404.67	49.964	4.44	0.178	10	10	423.83	0.85	7059.93	1260.55	8320.48	0.83	299.75	299.75	0.2998
P-69 - P-70														781.31	0.781
P-71	143.59	8.363	2.67	0.107	10	10	423.83	0.85	5535.52	753.848	6289.37	0.63	226.58	226.58	0.2266
P-72	143.59	8.363	2.67	0.107	10	10	423.83	0.85	4364.96	753.848	5118.81	0.51	184.41	184.41	0.1844
P-71	548.26	58.327	5.94	0.238	10	10	423.83	0.85	16359.07	3297.21	19656.3	1.97	708.13	708.13	0.7081
P-72	548.26	58.327	5.94	0.238	10	10	423.83	0.85	11424.89	2014.4	13439.3	1.34	484.16	484.16	0.4842
P-71 - P-72														1192.30	1.192
P-73	120.66	0.22	8.86	0.354	10	10	423.83	0.85	3484.16	1018.2	4502.36	0.45	162.20	162.20	0.1622
P-74	120.66	0.22	8.86	0.354	10	10	423.83	0.85	1551.89	180.99	1732.88	0.17	62.43	62.43	0.0624
P-73	668.92	58.547	7.46	0.298	10	10	423.83	0.85	31268.12	4315.41	35583.5	3.56	1281.93	1281.93	1.2819
P-74	668.92	58.547	7.46	0.298	10	10	423.83	0.85	1551.89	2195.39	3747.28	0.37	135.00	135.00	0.1350
P-73 - P-74														1416.93	1.417

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo requeridos por la CE.040 para la aplicación del Método Racional en todos los puntos de control de la subcuenca

urbana 4, incluyendo tiempos de concentración, áreas aportantes y caudales de diseño.

Tabla 70

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 4, ramales

Calles	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I	C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño	Q. diseño
	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
JR. Lima	55.62	2.24	1	0.059	10	10	423.83	0.85	257.18	167	424.04	0.04	15.28	15.28	0.0153
JR. Lima	55.62	2.24	1.48	0.059	10	10	423.83	0.85	533.27	167	700.13	0.07	25.22	25.22	0.0252
L-IZ ; L-D _Eje -7													40.50	0.0405	
JR. José Olaya	82.92	1.47	2.76	0.110	10	10	423.83	0.85	533.27	249	782.03	0.08	28.17	28.17	0.0282
JR. José Olaya	82.92	1.47	2.76	0.110	10	10	423.83	0.85	1293.32	249	1542.1	0.15	55.55	55.55	0.0556
L-IZ ; L-D _Eje -6													83.73	0.0837	
JR. Dos de Mayo	83.08	0.08	8.38	0.335	10	10	423.83	0.85	1706.63	208	1914.3	0.19	68.97	68.97	0.0690
JR. Dos de Mayo	83.08	0.08	8.38	0.335	10	10	423.83	0.85	1124.64	208	1332.3	0.13	48.00	48.00	0.0480
L-IZ ; L-D _Eje -5													116.96	0.1170	
JR. Tupac Amaru	81.83	1.7	2.58	0.103	10	10	423.83	0.85	1188.91	348	1536.7	0.15	55.36	55.36	0.0554
JR. Tupac Amaru	81.83	1.7	2.58	0.103	10	10	423.83	0.85	1307.29	348	1655.1	0.17	59.63	59.63	0.0596
L-IZ ; L-D _Eje -4													114.99	0.1150	
AV. Aviación	109	2.68	3.01	0.120	10	10	423.83	0.85	1633.4	463	2096.7	0.21	75.53	75.53	0.0755
AV. Aviación	109	2.68	3.01	0.120	10	10	423.83	0.85	981.79	463	1445	0.14	52.06	52.06	0.0521
L-IZ ; L-D _Eje -3													127.59	0.1276	

Nota. La tabla detalla el desarrollo del Método Racional en los ramales de la subcuenca urbana 4, precisando los parámetros de lluvia, coeficiente de escorrentía, áreas de contribución y caudales resultantes en cada calle transversal.

Tabla 71

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 4, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-45	4.7	2.35	0.13	2.5%	Concreto	0.014	0.91	0.02	Sin cuneta
P-46	4.7	2.35	13.15%	2.5%	Concreto	0.014	0.91	0.02	Sin cuneta
P-45 - P-46									
P-47	7	3.5	15.21%	2.5%	Concreto	0.014	1.68	0.04	Sin cuneta
P-48	7	3.5	15.21%	2.5%	Concreto	0.014	2.74	0.07	Sin cuneta
P-47	7	3.5	14.50%	2.5%	Concreto	0.014	1.81	0.05	Sin cuneta
P-48	7	3.5	14.50%	2.5%	Concreto	0.014	2.81	0.07	Sin cuneta
P-47 - P-48									
P-49	5.5	2.75	8.55%	2.5%	Concreto	0.014	2.08	0.05	Sin cuneta
P-50	5.5	2.75	8.55%	2.5%	Concreto	0.014	1.78	0.04	Sin cuneta
P-49	5.5	2.75	11.48%	2.5%	Concreto	0.014	2.50	0.06	Sin cuneta
P-50	5.5	2.75	11.48%	2.5%	Concreto	0.014	3.17	0.08	Con cuneta
P-49 - P-50									
P-49"	4.5	2.25	7.68%	2.5%	Concreto	0.014	1.61	0.04	Sin cuneta
P-50"	4.5	2.25	7.68%	2.5%	Concreto	0.014	1.53	0.04	Sin cuneta
P-51	5.5	2.75	0.13	2.5%	Concreto	0.014	2.30	0.06	Sin cuneta
P-52	5.5	2.75	13.22%	2.5%	Concreto	0.014	1.79	0.04	Sin cuneta
P-51 - P-52									
P-53	8	4	9.22%	2.5%	Concreto	0.014	1.05	0.03	Sin cuneta
P-54	8	4	9.22%	2.5%	Concreto	0.014	1.13	0.03	Sin cuneta
P-53	8	4	12.40%	2.5%	Concreto	0.014	2.41	0.06	Sin cuneta
P-54	8	4	12.40%	2.5%	Concreto	0.014	1.96	0.05	Sin cuneta
P-53 - P-54									
P-55	4	2	14.88%	2.5%	Concreto	0.014	0.69	0.02	Sin cuneta
P-56	4	2	14.88%	2.5%	Concreto	0.014	1.60	0.04	Sin cuneta
P-55	4	2	12.81%	2.5%	Concreto	0.014	2.43	0.06	Con cuneta
P-56	4	2	12.81%	2.5%	Concreto	0.014	2.35	0.06	Con cuneta
P-55 - P-56									
P-57	9.8	4.9	7.63%	2.5%	Concreto	0.014	2.07	0.05	Sin cuneta
P-58	9.8	4.9	7.63%	2.5%	Concreto	0.014	1.85	0.05	Sin cuneta
P-57	9.8	4.9	11.36%	2.5%	Concreto	0.014	2.90	0.07	Sin cuneta
P-58	9.8	4.9	11.36%	2.5%	Concreto	0.014	2.73	0.07	Sin cuneta
P-57 - P-58									
P-59	7.3	3.65	5.28%	2.5%	Concreto	0.014	2.63	0.07	Sin cuneta
P-60	7.3	3.65	5.28%	2.5%	Concreto	0.014	2.50	0.06	Sin cuneta

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-59	7.3	3.65	9.86%	2.5%	Concreto	0.014	3.49	0.09	Sin cuneta
P-60	7.3	3.65	9.86%	2.5%	Concreto	0.014	3.29	0.08	Sin cuneta
P-59 - P-60									
P-61	5.5	2.75	3.32%	2.5%	Concreto	0.014	3.24	0.08	Con cuneta
P-62	5.5	2.75	3.32%	2.5%	Concreto	0.014	1.79	0.04	Sin cuneta
P-61	5.5	2.75	9.10%	2.5%	Concreto	0.014	4.10	0.10	Con cuneta
P-62	5.5	2.75	9.10%	2.5%	Concreto	0.014	3.48	0.09	Con cuneta
P-61 - P-62									
P-63	4.5	2.25	0.14	2.5%	Concreto	0.014	1.71	0.04	Sin cuneta
P-64	4.5	2.25	14.03%	2.5%	Concreto	0.014	1.84	0.05	Sin cuneta
P-63 - P-64									
P-65	9.5	4.75	6.87%	2.5%	Concreto	0.014	1.92	0.05	Sin cuneta
P-66	9.5	4.75	6.87%	2.5%	Concreto	0.014	1.29	0.03	Sin cuneta
P-65	9.5	4.75	12.86%	2.5%	Concreto	0.014	2.23	0.06	Sin cuneta
P-66	9.5	4.75	12.86%	2.5%	Concreto	0.014	2.04	0.05	Sin cuneta
P-65 - P-66									
P-67	4.8	2.4	13.55%	2.5%	Concreto	0.014	1.87	0.05	Sin cuneta
P-68	4.8	2.4	13.55%	2.5%	Concreto	0.014	1.64	0.04	Sin cuneta
P-67	4.8	2.4	12.99%	2.5%	Concreto	0.014	2.68	0.07	Con cuneta
P-68	4.8	2.4	12.99%	2.5%	Concreto	0.014	2.41	0.06	Con cuneta
P-67 - P-68									
P-69	6	3	10.45%	2.5%	Concreto	0.014	2.45	0.06	Sin cuneta
P-70	6	3	10.45%	2.5%	Concreto	0.014	1.79	0.04	Sin cuneta
P-69	6	3	12.35%	2.5%	Concreto	0.014	3.30	0.08	Con cuneta
P-70	6	3	12.35%	2.5%	Concreto	0.014	2.77	0.07	Sin cuneta
P-69 - P-70									
P-71	10.5	5.25	5.82%	2.5%	Concreto	0.014	2.87	0.07	Sin cuneta
P-72	10.5	5.25	5.82%	2.5%	Concreto	0.014	2.65	0.07	Sin cuneta
P-71	10.5	5.25	10.64%	2.5%	Concreto	0.014	3.93	0.10	Sin cuneta
P-72	10.5	5.25	10.64%	2.5%	Concreto	0.014	3.41	0.09	Sin cuneta
P-71 - P-72									
P-73	3	1.5	0.18%	2.5%	Concreto	0.014	4.84	0.12	Con cuneta
P-74	3	1.5	0.18%	2.5%	Concreto	0.014	3.39	0.08	Con cuneta
P-73	3	1.5	8.75%	2.5%	Concreto	0.014	5.09	0.13	Con cuneta
P-74	3	1.5	8.75%	2.5%	Concreto	0.014	2.19	0.05	Con cuneta
P-73 - P-74									

Nota. La tabla presenta la geometría de la vía y los parámetros hidráulicos utilizados para verificar las subcuencas urbanas críticas de la subcuenca urbana 4, definiendo la profundidad de flujo y la necesidad o no de cunetas en cada punto de control.

4.1.1.5.Subcuenca urbana 5

En el Jr. Washington se observa incremento progresivo de los caudales de diseño a medida que aumenta la longitud de escurrimiento y se incorporan nuevas áreas de aporte. Los primeros puntos de control (P-75 y P-76), con pendientes medias del orden de 0.135 m/m, generan caudales relativamente moderados, entre 0.088 m³/s y 0.172 m³/s. Hacia la subcuenca urbana intermedio (P-77 a P-84), las pendientes se mantienen entre 0.098 m/m y 0.125 m/m, registrándose caudales de diseño crecientes (0.139 m³/s a 0.563 m³/s) como resultado de la acumulación de esorrentía en la cuenca urbana. Los últimos puntos (P-85 a P-88) presentan pendientes algo menores (0.061–0.115 m/m), pero con longitudes y áreas de aporte mayores, alcanzando caudales máximos de 3.001 m³/s en el P-86 y 3.955 m³/s en el P-88, que representan las subcuencas urbanas más críticos del Jr. Washington para el dimensionamiento del sistema de drenaje urbano.

Tabla 72

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Washinton

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-75	99.24	13.397	0.135	0.088
P-76	99.24	13.397	0.135	0.172
P-77	173.06	16.936	0.098	0.139
P-78	173.06	16.936	0.098	0.342
P-79	303.01	35.053	0.116	0.277
P-80	303.01	35.053	0.116	0.465
P-81	357.66	43.99	0.123	0.333
P-82	357.66	43.99	0.123	0.490
P-83	446.53	56.014	0.125	0.425
P-84	446.53	56.014	0.125	0.563
P-85	575.26	65.99	0.115	0.674
P-86	575.26	65.99	0.115	3.001
P-87	275.72	16.808	0.061	0.974
P-88	275.72	16.808	0.061	3.955

Nota. Caudales de diseño obtenidos por el Método Racional en la subcuenca urbana 5 (Jr. Washington).

En el Jr. Marañón los caudales de diseño también muestran un patrón claramente creciente hacia aguas abajo. Las subcuencas urbanas iniciales P-91 y P-92, con una pendiente de 0.200 m/m, generan caudales de 0.071 m³/s y 0.148 m³/s, respectivamente, valores que reflejan la combinación de pendientes fuertes con áreas de aporte aún reducidas. Conforme se incrementan las longitudes y la escorrentía acumulada (P-93 a P-100), las pendientes oscilan entre 0.139 m/m y 0.157 m/m y los caudales aumentan gradualmente desde 0.310 m³/s hasta 1.040 m³/s. Los puntos finales P-101 y P-102, con pendientes de 0.130 m/m y longitudes de 439.90 m, concentran los mayores volúmenes de escorrentía del Jr. Marañón, alcanzando caudales de 0.866 m³/s y 1.224 m³/s, que definen las subcuencas urbanas más exigentes para la capacidad hidráulica de la sección vial.

Tabla 73

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Marañón

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-91	111.21	22.296	0.200	0.071
P-92	111.21	22.296	0.200	0.148
P-93	242.96	38.184	0.157	0.310
P-94	242.96	38.184	0.157	0.587
P-95	302.53	45.168	0.149	0.503
P-96	302.53	45.168	0.149	0.625
P-97	331.57	47.599	0.144	0.661
P-98	331.57	47.599	0.144	0.944
P-99	370	51.44	0.139	0.793
P-100	370	51.44	0.139	1.040
P-101	439.9	57.354	0.130	0.866
P-102	439.9	57.354	0.130	1.224

Nota. Los caudales de diseño calculados para la subcuenca urbana 5 (Jr. Marañón), relacionando la geometría de la vía con los caudales que deben ser evacuados en cada punto de control.

En las subcuencas urbanas correspondientes a los jirones Maynas y Porvenir se identifican caudales de diseño en general moderados, pero con variaciones asociadas a cambios de pendiente y a la acumulación de áreas impermeables. Los puntos P-115 y P-115", con pendiente muy suave (0.032 m/m), generan caudales relativamente bajos e iguales (0.079 m³/s), lo que indica una contribución similar de ambas márgenes. En las subcuencas urbanas con pendientes intermedias (0.063–0.111 m/m), como P-118, P-117 y P-122–P-126, los caudales se incrementan hasta valores entre 0.226 m³/s y 0.603 m³/s, producto de la mayor longitud de escurrimiento y del incremento del área de aporte. En contraste, algunos puntos como P-119, P-120, P-121 y P-123 presentan caudales menores (0.046–0.160 m³/s), que evidencian sectores con escorrentía localizada y menor concentración de flujo.

Tabla 74

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-115	61.14	1.946	0.032	0.079
P-115"	61.14	1.946	0.032	0.079
P-118	156.15	17.271	0.111	0.226
P-119	156.15	17.271	0.111	0.071
P-117	213.95	14.482	0.068	0.243
P-116	152.81	12.536	0.082	0.092
P-120	66.58	4.193	0.063	0.074
P-121	74.09	3.969	0.054	0.046
P-122	112.65	10.296	0.091	0.440
P-123	120.16	10.072	0.084	0.117
P-124	189.61	17.215	0.091	0.487
P-125	197.12	16.991	0.086	0.160
P-126	324.8	30.24	0.093	0.603
P-127	332.31	30.016	0.090	0.291

Nota. La tabla sintetiza los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en la subcuenca urbana 5 para los jirones Maynas y Porvenir, a partir de la geometría de la vía y de las condiciones de pendiente de cada subcuenca.

Los ramales entre los ejes H-I (Jr. Unión, Jr. S/N, Jr. Arenales, Jr. Lima, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación) generan caudales de diseño relativamente pequeños en comparación con los ejes principales, con valores máximos de 0.148 m³/s en la Av. Aviación y de 0.137 m³/s en el Jr. Dos de Mayo. Las pendientes son moderadas (0.013–0.047 m/m) y las longitudes de las subcuencas urbanas oscilan entre 38.41 m y 117.20 m, lo que se traduce en aportes puntuales que funcionan como caudales laterales hacia el colector principal.

Tabla 75

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre H-I

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
Entre los (Ejes H-I)				
JR. Unión	38.41	1.171	0.030	0.023
JR. Unión	38.41	1.171	0.030	0.012
			Máximo	0.023
Entre los (Ejes H-I)				
JR. S/N	117.2	4.291	0.037	0.033
JR. S/N	117.2	4.291	0.037	0.041
			Máximo	0.041
Entre los (Ejes H-I)				
JR. Arenales	92.7	1.241	0.013	0.026
JR. Arenales	92.7	1.241	0.013	0.018
			Suma	0.044
Entre los (Ejes H-I)				
JR. Lima	105.05	2.586	0.025	0.020
JR. Lima	105.05	2.586	0.025	0.031
			Suma	0.051
Entre los (Ejes H-I)				
JR. Dos de Mayo	92.7	4.331	0.047	0.064
JR. Dos de Mayo	92.7	4.331	0.047	0.073
			Suma	0.137
Entre los (Ejes H-I)				
JR. Tupac Amaru	105.05	3.615	0.034	0.076
JR. Tupac Amaru	105.05	3.615	0.034	0.086
			Máximo	0.086
Entre los (Ejes H-I)				
AV. Aviación	105.05	1.763	0.017	0.148
AV. Aviación	105.05	1.763	0.017	0.048
			Máximo	0.148

Nota. La tabla agrupa los caudales de diseño de los ramales comprendidos entre los ejes H-I, destacando los valores máximos y las sumas por calle que se integran al drenaje principal de la subcuenca urbana 5.

En los ramales entre los ejes I-J se registran caudales más significativos, producto de pendientes mayores y de áreas de aporte más extensas. Algunos ramales, como Jr. Dos de Mayo, alcanzan caudales de hasta 2.115 m³/s, mientras que Jr. Túpac Amaru presenta valores máximos del orden de 0.859 m³/s, lo que evidencia que estos aportes laterales pueden ser determinantes en la carga hidráulica sobre el sistema de drenaje de la subcuenca urbana 5. En contraste, otros ramales como Jr. Unión, Jr. Salomón, Jr. Tacabamba, Jr. Arenales y Jr. Lima presentan caudales moderados (0.024–0.140 m³/s), pero que, al sumarse contribuyen a incrementar el caudal total.

Tabla 76

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre I-J

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Union	44.35	1.363	0.031	0.068
JR. Union	44.35	1.363	0.031	0.024
			Máximo	0.068
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Salomon	67.04	7.536	0.112	0.050
JR. Salomon	67.04	7.536	0.112	0.056
			Máximo	0.056
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Tacabamba	98.78	12.763	0.129	0.083
JR. Tacabamba	98.78	12.763	0.129	0.072
			Máximo	0.083
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Areanles	99.77	8.752	0.088	0.091
JR. Areanles	99.77	8.752	0.088	0.049
			Suma	0.140
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Lima	82.97	2.246	0.027	0.051
JR. Lima	82.97	2.246	0.027	0.060
			Suma	0.112
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Dos de Mayo	45.6	0.023	0.001	2.115
JR. Dos de Mayo	45.6	0.023	0.001	0.130
			Máximo	2.115
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Tupac Amaru	32.92	1.747	0.053	0.859
JR. Tupac Amaru	32.92	1.747	0.053	0.226
			Máximo	0.859

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño de los ramales entre los ejes I-J, identificando los aportes máximos por calle que condicionan la capacidad del sistema de drenaje urbano en esta subcuenca.

Los ramales entre los ejes J-K muestran caudales de diseño que, aunque menores que los máximos de la subcuenca urbana I-J, siguen siendo relevantes para la configuración hidráulica del sistema. Se observan caudales máximos de 0.198 m³/s en Jr. Dos de Mayo, 0.182 m³/s en Jr. Salomón y 0.167 m³/s en Ca. El Sol, los cuales reflejan la combinación de longitudes intermedias, pendientes moderadas y coeficientes de escorrentía elevados. Ramales como Jr. Unión, Jr. Tacabamba, Jr. Arenales y Jr. Lima aportan caudales entre 0.062 m³/s y 0.113 m³/s.

Tabla 77

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales entre J-K

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Unión	81.33	3.208	0.039	0.090
JR. Unión	81.33	3.208	0.039	0.023
			Máximo	0.090
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Salomon	127.3	6.575	0.052	0.182
JR. Salomon	127.3	6.575	0.052	0.127
			Máximo	0.182
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Tacabamba	56.95	6.673	0.117	0.075
JR. Tacabamba	56.95	6.673	0.117	0.031
			Suma	0.106
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Areanles	86.34	11.871	0.137	0.038
JR. Areanles	86.34	11.871	0.137	0.065
			Suma	0.102
Entre los (Ejes I-J)				
JR. Lima	112.06	8.386	0.075	0.026
JR. Lima	112.06	8.386	0.075	0.062
			Máximo	0.062
Entre los (Ejes I-J)				
CA. EL Sol	102.22	5.778	0.057	0.080
CA. EL Sol	102.22	5.778	0.057	0.087
			Máximo	0.087
Entre los (Ejes I-J)				
JR.DOS de Mayo	75.10	4.773	0.064	0.067
JR.DOS de Mayo	75.10	4.773	0.064	0.131
			Suma	0.198

Nota. La tabla sintetiza los caudales de diseño de los ramales comprendidos entre los ejes J-K, resaltando los aportes laterales que se descargan en las vías principales de la subcuenca urbana 5.

Figura 61

Subcuenca urbana 5 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano



La Tabla 78 detalla los parámetros hidrológicos del Método Racional para la subcuenca urbana 5, mostrando que, aunque los tiempos de concentración calculados en campo son en muchos casos menores a 10 minutos, para el diseño se adopta un tiempo mínimo de 10 minutos conforme a la norma CE.040, razón por la cual la intensidad de lluvia se mantiene constante en 423.83 l/s·ha. Los coeficientes de escorrentía varían entre 0.70 y 0.85, reflejando la alta impermeabilización de la cuenca urbana. Las áreas de aporte asociadas a cada punto de control alcanzan valores significativos, en algunos casos superiores a 10 ha, lo que se traduce en caudales propios que superan ampliamente 3.000 l/s en los puntos P-86, P-88, P-90 y P-102. La combinación de grandes áreas impermeables, altas intensidades de lluvia de diseño y coeficientes de escorrentía elevados explica los caudales de diseño máximos de la subcuenca urbana (del orden de 3.9–5.1 m³/s en las subcuencas urbanas acumulados),

que se constituyen en los casos críticos para el dimensionamiento de las secciones de drenaje en la ciudad de Tacabamba.

En los ramales de la subcuenca urbana 5 se aplican los mismos criterios hidrológicos de la norma CE.040, adoptando un tiempo mínimo de concentración de 10 minutos y una intensidad uniforme de 423.83 l/s·ha. Los coeficientes de escorrentía se sitúan entre 0.70 y 0.85, lo que confirma el predominio de superficies pavimentadas e impermeables. La mayoría de los ramales presenta áreas de aporte inferiores a 0.6 ha y caudales propios del orden de décimas de m³/s; sin embargo, en casos particulares como Jr. Dos de Mayo (entre I-J) y Jr. Túpac Amaru se registran áreas efectivas superiores a 2.5–5.8 ha, generando caudales máximos del orden de 2.115 m³/s y 1.085 m³/s, respectivamente. Estos valores demuestran que algunos ramales no son solo aportes secundarios, sino que pueden controlar el comportamiento hidráulico local y deben ser tratados como descargas críticas al integrarse con los caudales de las vías principales.

La Tabla 80 sintetiza la geometría vial y el comportamiento hidráulico de la subcuenca urbana 5, donde las calzadas oscilan entre 3.3 m y 10.5 m de ancho y presentan pendientes desde casi horizontales hasta valores superiores al 15 %, incluso extremos del 100 % en P-89 y P-90. Todas las superficies son de concreto con $n = 0.014$, lo que permite velocidades elevadas de escurrimiento; así, las subcuencas urbanas clasificados como “sin cuneta” muestran láminas delgadas de 0.03–0.08 m que pueden discurrir por la calzada sin afectar el tránsito, mientras que en los puntos “con cuneta” se observan anchos mojados mayores (6–8 m) y profundidades de hasta 0.18–0.21 m, que obligan a canalizar el flujo para evitar desbordes y daños. Aunque la tabla diferencia secciones que pueden funcionar sin cunetas, el diseño final considera cunetas continuas en todo la subcuenca urbana para asegurar uniformidad y eficiencia hidráulica.

Tabla 78

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-75	99.24	13.397	1.45	0.058	10	10	423.83	0.85	1869.525	586.394	2455.92	0.25	88.48	88.48	0.0885
P-76	99.24	13.397	1.45	0.058	10	10	423.83	0.85	4100.53	674.316	4774.85	0.48	172.02	172.02	0.1720
P-75 - P-76														260.49	0.2605
P-77	73.82	3.539	1.72	0.069	10	10	423.83	0.85	1133.365	258.37	1391.74	0.14	50.14	50.14	0.0501
P-78	73.82	3.539	1.72	0.069	10	10	423.83	0.85	4074.46	647.202	4721.66	0.47	170.10	170.10	0.1701
P-77	173.06	16.936	2.52	0.101	10	10	423.83	0.85	3002.89	844.764	3847.65	0.38	138.61	138.61	0.1386
P-78	173.06	16.936	2.52	0.101	10	10	423.83	0.85	8174.99	1321.52	9496.5	0.95	342.12	342.12	0.3421
P-77 - P-78														480.73	0.481
P-79	129.95	18.117	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	3123.18	725.39	3848.57	0.38	138.65	138.65	0.1386
P-80	129.95	18.117	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	2476.395	923.066	3399.46	0.34	122.47	122.47	0.1225
P-79	303.01	35.05	3.64	0.146	10	10	423.83	0.85	6126.07	1570.15	7696.22	0.77	277.26	277.26	0.2773
P-80	303.01	35.05	3.64	0.146	10	10	423.83	0.85	10651.38	2244.58	12896	1.29	464.59	464.59	0.4646
P-79 - P-80														741.85	0.742
P-81	54.65	8.937	0.85	0.034	10	10	423.83	0.85	1328.36	210.773	1539.13	0.15	55.45	55.45	0.0554
P-82	54.65	8.937	0.85	0.034	10	10	423.83	0.85	618.51	90.1725	708.683	0.07	25.53	25.53	0.0255
P-81	357.66	43.99	4.04	0.162	10	10	423.83	0.85	7454.43	1780.93	9235.36	0.92	332.71	332.71	0.3327
P-82	357.66	43.99	4.04	0.162	10	10	423.83	0.85	11269.89	2334.76	13604.6	1.36	490.12	490.12	0.4901
P-81 - P-82														822.83	0.823
P-83	88.87	12.024	1.33	0.053	10	10	423.83	0.85	2206.6	353.518	2560.12	0.26	92.23	92.23	0.0922
P-84	88.87	12.024	1.33	0.053	10	10	423.83	0.85	1879.74	146.636	2026.38	0.20	73.00	73.00	0.0730
P-83	446.53	56.014	4.76	0.190	10	10	423.83	0.85	9661.03	2134.44	11795.5	1.18	424.94	424.94	0.4249
P-84	446.53	56.014	4.76	0.190	10	10	423.83	0.85	13149.63	2481.39	15631	1.56	563.12	563.12	0.5631

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-83 - P-84														988.06	0.988
P-91	111.21	22.296	1.36	0.054	10	10	423.83	0.85	1491.46	467.082	1958.54	0.20	70.56	70.56	0.0706
P-92	111.21	22.296	1.36	0.054	10	10	423.83	0.85	3651.15	467.082	4118.23	0.41	148.36	148.36	0.1484
P-91 - P-92														218.92	0.2189
P-93	131.75	15.888	1.89	0.076	10	10	423.83	0.85	5685.11	964.539	6649.65	0.66	239.56	239.56	0.2396
P-94	131.75	15.888	1.89	0.076	10	10	423.83	0.85	10934.12	1254.42	12188.5	1.22	439.10	439.10	0.4391
P-93	242.96	38.184	2.73	0.109	10	10	423.83	0.85	7176.57	1431.62	8608.19	0.86	310.12	310.12	0.3101
P-94	242.96	38.184	2.73	0.109	10	10	423.83	0.85	14585.27	1721.5	16306.8	1.63	587.47	587.47	0.5875
P-93 - P-94														897.58	0.898
P-95	59.57	6.984	1.04	0.041	10	10	423.83	0.85	4552.11	800.963	5353.07	0.54	192.85	192.85	0.1928
P-96	59.57	6.984	1.04	0.041	10	10	423.83	0.85	771.74	260.619	1032.36	0.10	37.19	37.19	0.0372
P-95	302.53	45.17	3.30	0.132	10	10	423.83	0.85	11728.68	2232.58	13961.3	1.40	502.97	502.97	0.5030
P-96	302.53	45.17	3.30	0.132	10	10	423.83	0.85	15357.01	1982.12	17339.1	1.73	624.66	624.66	0.6247
P-95 - P-96														1127.62	1.128
P-97	29.04	2.431	0.68	0.027	10	10	423.83	0.85	3969.99	427.128	4397.12	0.44	158.41	158.41	0.1584
P-98	29.04	2.431	0.68	0.027	10	10	423.83	0.85	1649.37	7209.67	8859.04	0.89	319.15	319.15	0.3192
P-97	331.57	47.599	3.59	0.144	10	10	423.83	0.85	15698.67	2659.71	18358.4	1.84	661.38	661.38	0.6614
P-98	331.57	47.599	3.59	0.144	10	10	423.83	0.85	17006.38	9191.79	26198.2	2.62	943.81	943.81	0.9438
P-97 - P-98														1605.19	1.605
P-99	38.43	3.841	0.79	0.031	10	10	423.83	0.85	3126.46	540.462	3666.92	0.37	132.10	132.10	0.1321
P-100	38.43	3.841	0.79	0.031	10	10	423.83	0.85	2090.58	586.927	2677.51	0.27	96.46	96.46	0.0965
P-99	370	51.44	3.96	0.158	10	10	423.83	0.85	18825.13	3200.17	22025.3	2.20	793.48	793.48	0.7935
P-100	370.00	51.44	3.96	0.158	10	10	423.83	0.85	19096.96	9778.72	28875.7	2.89	1040.27	1040.27	1.0403
P-99 - P-100														1833.75	1.834
P-101	69.9	5.914	1.33	0.053	10	10	423.83	0.85	1782.89	234.165	2017.06	0.20	72.67	72.67	0.0727
P-102	69.9	5.914	1.33	0.053	10	10	423.83	0.85	4887.47	209.7	5097.17	0.51	183.63	183.63	0.1836

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-101	439.9	57.354	4.64	0.185	10	10	423.83	0.85	20608.02	3434.34	24042.4	2.40	866.15	866.15	0.8661
P-102	439.90	57.354	4.64	0.185	10	10	423.83	0.85	23984.43	9988.42	33972.8	3.40	1223.90	1223.90	1.2239
P-101 - P-102									44592.45	13422.76				2090.05	2.090
P-115	61.14	1.946	1.75	0.070	10	10	423.83	0.85	1980.66	207.876	2188.54	0.22	78.84	78.84	0.0788
P-115"	61.14	1.946	1.75	0.070	10	10	423.83	0.85	1980.66	207.876	2188.54	0.22	78.84	78.84	0.0788
P-115 - P-115"														157.69	0.1577
P-118	156.15	17.271	2.22	0.089	10	10	423.83	0.85	5534.44	749.249	6283.69	0.63	226.38	226.38	0.2264
P-119	156.15	17.271	2.22	0.089	10	10	423.83	0.85	1491.33	491.873	1983.2	0.20	71.45	71.45	0.0714
P-118 - P-119														297.82	0.2978
P-117	152.81	12.536	2.45	0.098	10	10	423.83	0.85	3938.11	628.315	4566.42	0.46	164.51	164.51	0.1645
P-116	152.81	12.536	2.45	0.098	10	10	423.83	0.85	1932.03	611.24	2543.27	0.25	91.62	91.62	0.0916
P-117	213.95	14.482	3.42	0.137	10	10	423.83	0.85	5918.77	836.191	6754.96	0.68	243.35	243.35	0.2434
P-116	152.81	12.536	2.45	0.098	10	10	423.83	0.85	1932.03	611.24	2543.27	0.25	91.62	91.62	0.0916
P-117 - P-116														334.98	0.335
P-120	66.58	4.193	1.43	0.057	10	10	423.83	0.85	1740.42	303.175	2043.6	0.20	73.62	73.62	0.0736
P-121	74.09	3.969	1.66	0.066	10	10	423.83	0.85	1044.31	240.793	1285.1	0.13	46.30	46.30	0.0463
P-120 - P-121														119.92	0.1199
P-122	46.07	6.103	0.81	0.032	10	10	423.83	0.85	8538.99	1622.5	10161.5	1.02	366.08	366.08	0.3661
P-123	46.07	6.103	0.81	0.032	10	10	423.83	0.85	1795.21	175.066	1970.28	0.20	70.98	70.98	0.0710
P-122	112.65	10.30	1.86	0.074	10	10	423.83	0.85	10279.41	1925.67	12205.1	1.22	439.70	439.70	0.4397
P-123	120.16	10.07	2.02	0.081	10	10	423.83	0.85	2839.52	415.86	3255.38	0.33	117.28	117.28	0.1173
P-122 - P-123														556.98	0.557
P-124	76.96	6.919	1.40	0.056	10	10	423.83	0.85	1057.53	253.968	1311.5	0.13	47.25	47.25	0.0472
P-125	76.96	6.919	1.40	0.056	10	10	423.83	0.85	931.83	253.968	1185.8	0.12	42.72	42.72	0.0427
P-124	189.61	17.22	2.79	0.111	10	10	423.83	0.85	11336.94	2179.64	13516.6	1.35	486.95	486.95	0.4869
P-125	197.12	16.99	2.93	0.117	10	10	423.83	0.85	3771.35	669.83	4441.18	0.44	160.00	160.00	0.1600

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef. C	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-124 - P-125														646.94	0.647
P-126	135.19	13.025	2.10	0.084	10	10	423.83	0.85	2675.39	540.76	3216.15	0.32	115.86	115.86	0.1159
P-127	135.19	13.025	2.10	0.084	10	10	423.83	0.85	3097.7	540.76	3638.46	0.36	131.08	131.08	0.1311
P-126	324.8	30.24	4.18	0.167	10	10	423.83	0.85	14012.33	2720.40	16732.7	1.67	602.81	602.81	0.6028
P-127	332.31	30.016	4.30	0.172	10	10	423.83	0.85	6869.05	1210.59	8079.64	0.81	291.08	291.08	0.2911
P-126 - P-127									20881.38	3930.99				893.89	0.894
P-85	128.73	9.976	2.20	0.088	10	10	423.83	0.85	15807.1	2909.09	18716.2	1.87	674.27	674.27	0.6743
P-86	128.73	9.976	2.20	0.088	10	10	423.83	0.85	66311.12	16989.05	83300.2	8.33	3000.96	3000.96	3.0010
P-85	575.26	65.99	5.99	0.239	10	10	423.83	0.85	15807.1	2909.09	18716.2	1.87	674.27	674.27	0.6743
P-86	575.26	65.99	5.99	0.239	10	10	423.83	0.85	66311.12	16989.1	83300.2	8.33	3000.96	3000.96	3.0010
P-85 - P-86														3675.22	3.675
P-87	146.99	6.832	2.96	0.119	10	10	423.83	0.85	7070.99	1235.67	8306.66	0.83	299.25	299.25	0.2993
P-88	146.99	6.832	2.96	0.119	10	10	423.83	0.85	21716.53	4766.14	26482.7	2.65	954.06	954.06	0.9541
P-87	275.72	16.808	4.33	0.173	10	10	423.83	0.85	22878.09	4144.75	27022.8	2.70	973.52	973.52	0.9735
P-88	275.72	16.808	4.33	0.173	10	10	423.83	0.85	88027.65	21755.19	109783	10.98	3955.02	3955.02	3.9550
P-87 - P-88														4928.54	4.929
P-89	39.67	39.67	0.33	0.013	10	10	423.83	0.85	3708.96	670.918	4379.88	0.44	157.79	157.79	0.1578
P-90	39.67	39.67	0.33	0.013	10	10	423.83	0.85	577.81	126.944	704.754	0.07	25.39	25.39	0.0254
P-89	315.39	56.48	3.17	0.127	10	10	423.83	0.85	26587.05	4815.67	31402.7	3.14	1131.31	1131.31	1.1313
P-90	315.39	56.48	3.17	0.127	10	10	423.83	0.85	88605.46	21882.13	110488	11.05	3980.41	3980.41	3.9804
P-89 - P-90														5111.72	5.112

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo requeridos por la CE.040 para el Método Racional.

Tabla 79

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 5, ramales

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long	Δh	Tc	0.4*Tc	Tc>10	Tr	I	C	A. cubierta	A. vía	A. Total	A. Total	Q. propio	Q. diseño	Q. diseño
	(m)	(m)	(min)	(min)	(min)	(años)	(l/s -ha)	-	(m2)	(m2)	(m2)	(ha)	(l/s)	(l/s)	(m3/s)
Entre los (Ejes H-I)															
JR. Unión	38.41	1.17	1	0.050	10	10	423.83	0.85	525.54	120.99	646.53	0.06	23.29	23.29	0.0233
JR. Unión	38.41	1.17	1.24	0.050	10	10	423.83	0.85	210.62	120.99	331.61	0.03	11.95	11.95	0.0119
L-IZ ; L-D _Eje -12														35.24	0.0352
Entre los (Ejes H-I)															
JR. S/N	117.2	4.29	3	0.109	10	10	423.83	0.85	555.38	351.6	906.98	0.09	32.67	32.67	0.0327
JR. S/N	117.2	4.29	2.73	0.109	10	10	423.83	0.85	787.56	351.6	1139.2	0.11	41.04	41.04	0.0410
L-IZ ; L-D _Eje -10"														73.71	0.0737
Entre los (Ejes H-I)															
JR. Arenales	92.7	1.24	3	0.134	10	10	423.83	0.85	485.93	241.02	726.95	0.07	26.19	26.19	0.0262
JR. Arenales	92.7	1.24	3.36	0.134	10	10	423.83	0.85	260.40	241.02	501.42	0.05	18.06	18.06	0.0181
L-IZ ; L-D _Eje -9														44.25	0.0443
Entre los (Ejes H-I)															
JR. Lima	105.05	2.59	3	0.117	10	10	423.83	0.85	257.74	288.89	546.63	0.05	19.69	19.69	0.0197
JR. Lima	105.05	2.59	2.92	0.117	10	10	423.83	0.85	576.77	288.89	865.66	0.09	31.19	31.19	0.0312
L-IZ ; L-D _Eje -7														50.88	0.0509
Entre los (Ejes H-I)															
JR. Dos de Mayo	92.70	4.33	2.07	0.083	10	10	423.83	0.85	1555.85	208.58	1764.4	0.18	63.56	63.56	0.0636
JR. Dos de Mayo	92.70	4.33	2.07	0.083	10	10	423.83	0.85	1824.13	208.58	2032.7	0.20	73.23	73.23	0.0732
L-IZ ; L-D _Eje -5														136.79	0.1368
Entre los (Ejes H-I)															
JR. Tupac Amaru	105.05	3.62	2.57	0.103	10	10	423.83	0.80	1753.59	498.99	2252.6	0.23	76.38	76.38	0.0764

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
JR. Tupac Amaru	105.05	3.62	2.57	0.103	10	10	423.83	0.80	2051.35	498.99	2550.3	0.26	86.47	86.47	0.0865
L-IZ ; L-D _Eje -4														162.85	0.1629
Entre los (Ejes E-F)															
AV. Aviación	105.05	1.76	3.39	0.136	10	10	423.83	0.70	1961.41	483.23	4995	0.50	148.19	148.19	0.1482
AV. Aviación	105.05	1.76	3.39	0.136	10	10	423.83	0.70	1124.64	483.23	1607.9	0.16	47.70	47.70	0.0477
L-IZ ; L-D _Eje -3														195.90	0.1959
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Unión	44.35	1.36	1	0.055	10	10	423.83	0.85	1756.04	141.92	1898	0.19	68.38	68.38	0.0684
JR. Unión	44.35	1.36	1.38	0.055	10	10	423.83	0.85	517.46	141.92	659.38	0.07	23.75	23.75	0.0238
L-IZ ; L-D _Eje -12														92.13	0.0921
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Salomón	67.04	7.54	1	0.046	10	10	423.83	0.85	1190.92	197.77	1388.7	0.14	50.03	50.03	0.0500
JR. Salomón	67.04	7.54	1.15	0.046	10	10	423.83	0.85	1357.71	197.77	1555.5	0.16	56.04	56.04	0.0560
L-IZ ; L-D _Eje -11														106.07	0.1061
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Tacabamba	98.78	12.8	1	0.059	10	10	423.83	0.85	2022.94	276.58	2299.5	0.23	82.84	82.84	0.0828
JR. Tacabamba	98.78	12.8	1.47	0.059	10	10	423.83	0.85	1718.87	276.58	1995.5	0.20	71.89	71.89	0.0719
L-IZ ; L-D _Eje -10														154.73	0.1547
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Arenales	99.77	8.75	2	0.069	10	10	423.83	0.85	2351.61	179.59	2531.2	0.25	91.19	91.19	0.0912
JR. Arenales	99.77	8.75	1.72	0.069	10	10	423.83	0.85	1172.66	179.59	1352.2	0.14	48.72	48.72	0.0487
L-IZ ; L-D _Eje -9														139.90	0.1399
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Lima	82.97	2.25	2	0.094	10	10	423.83	0.85	1209.97	207.43	1417.4	0.14	51.06	51.06	0.0511
JR. Lima	82.97	2.25	2.35	0.094	10	10	423.83	0.85	1470.77	207.43	1678.2	0.17	60.46	60.46	0.0605
L-IZ ; L-D _Eje -7														111.52	0.1115

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Dos de Mayo	45.60	0.02	6.87	0.275	10	10	423.83	0.85	45142.4	13571	58713	5.87	2115.20	2115.20	2.1152
JR. Dos de Mayo	45.60	0.02	6.87	0.275	10	10	423.83	0.85	3459.14	148.2	3607.3	0.36	129.96	129.96	0.1300
L-IZ ; L-D _Eje -5														2245.16	2.2452
Entre los (Ejes I-J)															
JR. Tupac Amaru	32.92	1.75	0.89	0.036	10	10	423.83	0.80	21232.5	4087.4	25320	2.53	858.51	858.51	0.8585
JR. Tupac Amaru	32.92	1.75	0.89	0.036	10	10	423.83	0.80	6510.98	156.37	6667.4	0.67	226.07	226.07	0.2261
L-IZ ; L-D _Eje -4														1084.58	1.0846
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Unión	81.33	3.21	2	0.080	10	10	423.83	0.85	2241.6	256.19	2497.8	0.25	89.98	89.98	0.0900
JR. Unión	81.33	3.21	2.00	0.080	10	10	423.83	0.85	389.94	256.19	646.13	0.06	23.28	23.28	0.0233
L-IZ ; L-D _Eje -12														113.26	0.1133
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Salomón	127.3	6.58	3	0.102	10	10	423.83	0.85	4684.28	365.99	5050.3	0.51	181.94	181.94	0.1819
JR. Salomón	127.3	6.58	2.55	0.102	10	10	423.83	0.85	3157.61	365.99	3523.6	0.35	126.94	126.94	0.1269
L-IZ ; L-D _Eje -11														308.88	0.3089
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Tacabamba	56.95	6.67	1	0.040	10	10	423.83	0.85	1965.59	122.44	2088	0.21	75.22	75.22	0.0752
JR. Tacabamba	56.95	6.67	1.00	0.040	10	10	423.83	0.85	731.08	122.44	853.52	0.09	30.75	30.75	0.0307
L-IZ ; L-D _Eje -10														105.97	0.1060
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Arenales	86.34	11.9	1	0.052	10	10	423.83	0.85	872.18	172.68	1044.9	0.10	37.64	37.64	0.0376
JR. Arenales	86.34	11.9	1.30	0.052	10	10	423.83	0.85	1620.57	172.68	1793.3	0.18	64.60	64.60	0.0646
L-IZ ; L-D _Eje -9														102.25	0.1022
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Lima	112.06	8.39	2	0.080	10	10	423.83	0.85	344.24	364.2	708.44	0.07	25.52	25.52	0.0255

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
JR. Lima	112.06	8.39	2.00	0.080	10	10	423.83	0.85	1367.74	364.2	1731.9	0.17	62.39	62.39	0.0624
L-IZ ; L-D _Eje -7														87.92	0.0879
Entre los (Ejes J-K)															
CA. El Sol	102.22	5.78	2	0.083	10	10	423.83	0.85	1883.67	332.22	2215.9	0.22	79.83	79.83	0.0798
CA. El Sol	102.22	5.78	2.08	0.083	10	10	423.83	0.85	2094.24	332.22	2426.5	0.24	87.42	87.42	0.0874
L-IZ ; L-D _Eje -6														167.24	0.1672
Entre los (Ejes J-K)															
JR. Dos de Mayo	75.10	4.77	1.57	0.063	10	10	423.83	0.85	1686.06	168.98	1855	0.19	66.83	66.83	0.0668
JR. Dos de Mayo	75.10	4.77	1.57	0.063	10	10	423.83	0.85	3459.14	168.98	3628.1	0.36	130.71	130.71	0.1307
L-IZ ; L-D _Eje -5														197.54	0.1975

Nota. La tabla presenta el detalle de tiempos de concentración, intensidades, coeficientes de escorrentía y áreas aportantes de los ramales de la subcuenca urbana 5, permitiendo cuantificar los caudales adicionales que se incorporan al sistema de drenaje urbano principal.

Tabla 80

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 5, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-75	7	3.5	0.13	2.5%	Concreto	0.014	1.72	0.04	Sin cuneta
P-76	7	3.5	13.50%	2.5%	Concreto	0.014	2.21	0.06	Sin cuneta
P-75 - P-76									
P-77	7	3.5	4.79%	2.5%	Concreto	0.014	1.69	0.04	Sin cuneta
P-78	7	3.5	4.79%	2.5%	Concreto	0.014	2.67	0.07	Sin cuneta
P-77	7	3.5	9.79%	2.5%	Concreto	0.014	2.16	0.05	Sin cuneta
P-78	7	3.5	9.79%	2.5%	Concreto	0.014	3.04	0.08	Sin cuneta
P-77 - P-78									
P-79	6.8	3.4	13.94%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-80	6.8	3.4	13.94%	2.5%	Concreto	0.014	1.93	0.05	Sin cuneta
P-79	6.8	3.4	11.57%	2.5%	Concreto	0.014	2.72	0.07	Sin cuneta
P-80	6.8	3.4	11.57%	2.5%	Concreto	0.014	3.30	0.08	Sin cuneta
P-79 - P-80									
P-81	3.3	1.65	16.35%	2.5%	Concreto	0.014	1.39	0.03	Sin cuneta
P-82	3.3	1.65	16.35%	2.5%	Concreto	0.014	1.04	0.03	Sin cuneta
P-81	3.3	1.65	12.30%	2.5%	Concreto	0.014	2.88	0.07	Con cuneta
P-82	3.3	1.65	12.30%	2.5%	Concreto	0.014	3.33	0.08	Con cuneta
P-81 - P-82									
P-83	3.3	1.65	13.53%	2.5%	Concreto	0.014	1.75	0.04	Con cuneta
P-84	3.3	1.65	13.53%	2.5%	Concreto	0.014	1.60	0.04	Sin cuneta
P-83	3.3	1.65	12.54%	2.5%	Concreto	0.014	3.14	0.08	Con cuneta
P-84	3.3	1.65	12.54%	2.5%	Concreto	0.014	3.49	0.09	Con cuneta
P-83 - P-84									
P-91	8.4	4.2	0.20	2.5%	Concreto	0.014	1.47	0.04	Sin cuneta
P-92	8.4	4.2	20.05%	2.5%	Concreto	0.014	1.94	0.05	Sin cuneta
P-91 - P-92									
P-93	9	4.5	12.06%	2.5%	Concreto	0.014	2.55	0.06	Sin cuneta
P-94	9	4.5	12.06%	2.5%	Concreto	0.014	3.21	0.08	Sin cuneta
P-93	9	4.5	15.72%	2.5%	Concreto	0.014	2.68	0.07	Sin cuneta
P-94	9	4.5	15.72%	2.5%	Concreto	0.014	3.40	0.09	Sin cuneta

Punto de control	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Geometría de la vía		Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
			Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-93 - P-94									
P-95	8.75	4.375	11.72%	2.5%	Concreto	0.014	2.37	0.06	Sin cuneta
P-96	8.75	4.375	11.72%	2.5%	Concreto	0.014	1.28	0.03	Sin cuneta
P-95	8.75	4.375	14.93%	2.5%	Concreto	0.014	3.24	0.08	Sin cuneta
P-96	8.75	4.375	14.93%	2.5%	Concreto	0.014	3.52	0.09	Sin cuneta
P-95 - P-96									
P-97	3.5	1.75	8.37%	2.5%	Concreto	0.014	2.34	0.06	Con cuneta
P-98	3.5	1.75	8.37%	2.5%	Concreto	0.014	3.05	0.08	Con cuneta
P-97	3.5	1.75	14.36%	2.5%	Concreto	0.014	3.62	0.09	Con cuneta
P-98	3.5	1.75	14.36%	2.5%	Concreto	0.014	4.13	0.10	Con cuneta
P-97 - P-98									
P-99	6.8	3.4	9.99%	2.5%	Concreto	0.014	2.12	0.05	Sin cuneta
P-100	6.8	3.4	9.99%	2.5%	Concreto	0.014	1.88	0.05	Sin cuneta
P-99	6.8	3.4	13.90%	2.5%	Concreto	0.014	3.90	0.10	Con cuneta
P-100	6.8	3.4	13.90%	2.5%	Concreto	0.014	4.31	0.11	Con cuneta
P-99 - P-100									
P-101	6.7	3.35	8.46%	2.5%	Concreto	0.014	1.75	0.04	Sin cuneta
P-102	6.7	3.35	8.46%	2.5%	Concreto	0.014	2.47	0.06	Sin cuneta
P-101	6.7	3.35	13.04%	2.5%	Concreto	0.014	4.08	0.10	Con cuneta
P-102	6.7	3.35	13.04%	2.5%	Concreto	0.014	4.64	0.12	Con cuneta
P-101 - P-102									
P-115	6.8	3.4	0.03	2.5%	Concreto	0.014	2.16	0.05	Sin cuneta
P-115"	6.8	3.4	3.18%	2.5%	Concreto	0.014	2.16	0.05	Sin cuneta
P-115 - P-115"									
P-118	6.3	3.15	0.11	2.5%	Concreto	0.014	2.54	0.06	Sin cuneta
P-119	6.3	3.15	11.06%	2.5%	Concreto	0.014	1.65	0.04	Sin cuneta
P-118 - P-119									
P-117	5.85	2.925	8.20%	2.5%	Concreto	0.014	2.39	0.06	Sin cuneta
P-116	5.85	2.925	8.20%	2.5%	Concreto	0.014	1.92	0.05	Sin cuneta
P-117	9.5	4.75	6.77%	2.5%	Concreto	0.014	2.86	0.07	Sin cuneta
P-116	9.5	4.75	8.20%	2.5%	Concreto	0.014	1.92	0.05	Sin cuneta
P-117 - P-116									
P-120	6.5	3.25	6.30%	2.5%	Concreto	0.014	1.85	0.05	Sin cuneta
P-121	6.5	3.25	5.36%	2.5%	Concreto	0.014	1.61	0.04	Sin cuneta

Punto de control	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Geometría de la vía		Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
			Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-120 - P-121									
P-122	7.6	3.8	13.25%	2.5%	Concreto	0.014	2.94	0.07	Sin cuneta
P-123	7.6	3.8	13.25%	2.5%	Concreto	0.014	1.59	0.04	Sin cuneta
P-122	7.6	3.8	9.14%	2.5%	Concreto	0.014	3.38	0.08	Sin cuneta
P-123	7.6	3.8	8.38%	2.5%	Concreto	0.014	2.09	0.05	Sin cuneta
P-122 - P-123									
P-124	6.6	3.3	8.99%	2.5%	Concreto	0.014	1.47	0.04	Sin cuneta
P-125	6.6	3.3	8.99%	2.5%	Concreto	0.014	1.41	0.04	Sin cuneta
P-124	6.6	3.3	9.08%	2.5%	Concreto	0.014	3.52	0.09	Con cuneta
P-125	6.6	3.3	8.62%	2.5%	Concreto	0.014	2.34	0.06	Sin cuneta
P-124 - P-125									
P-126	8	4	9.63%	2.5%	Concreto	0.014	2.03	0.05	Sin cuneta
P-127	8	4	9.63%	2.5%	Concreto	0.014	2.13	0.05	Sin cuneta
P-126	8	4	9.31%	2.5%	Concreto	0.014	3.79	0.09	Sin cuneta
P-127	8	4	9.03%	2.5%	Concreto	0.014	2.90	0.07	Sin cuneta
P-126 - P-127									
P-85	7	3.5	7.75%	2.5%	Concreto	0.014	4.09	0.10	Con cuneta
P-86	7	3.5	7.75%	2.5%	Concreto	0.014	7.16	0.18	Con cuneta
P-85	7	3.5	11.47%	2.5%	Concreto	0.014	3.80	0.10	Con cuneta
P-86	7	3.5	11.47%	2.5%	Concreto	0.014	6.65	0.17	Con cuneta
P-85 - P-86									
P-87	6.4	3.2	4.65%	2.5%	Concreto	0.014	3.32	0.08	Con cuneta
P-88	6.4	3.2	4.65%	2.5%	Concreto	0.014	5.13	0.13	Con cuneta
P-87	6.4	3.2	6.10%	2.5%	Concreto	0.014	4.91	0.12	Con cuneta
P-88	6.4	3.2	6.10%	2.5%	Concreto	0.014	8.31	0.21	Con cuneta
P-87 - P-88									
P-89	6.4	3.2	100.00%	2.5%	Concreto	0.014	1.47	0.04	Sin cuneta
P-90	6.4	3.2	100.00%	2.5%	Concreto	0.014	0.74	0.02	Sin cuneta
P-89	6.4	3.2	17.91%	2.5%	Concreto	0.014	4.25	0.11	Con cuneta
P-90	6.4	3.2	17.91%	2.5%	Concreto	0.014	6.81	0.17	Con cuneta
P-89 - P-90									

Nota. La tabla sintetiza las características geométricas de las vías y los parámetros hidráulicos de escurrimiento superficial en la subcuenca urbana 5, permitiendo identificar

las subcuencas urbanas potencialmente críticos para la verificación de la capacidad de drenaje urbano.

4.1.1.6.Subcuenca urbana 6

En la subcuenca urbana 6 los caudales de diseño obtenidos son, en general, moderados. Los primeros puntos (P-103 y P-104), con pendientes muy suaves de 0.032 m/m y longitudes de 113.47 m, generan caudales bajos del orden de 0.021 m³/s, cuya suma apenas alcanza 0.043 m³/s. En los pares P-105–P-106, P-107–P-108 y P-109–P-110, las pendientes ya son claramente superiores (0.087–0.113 m/m) y las longitudes varían entre 188.50 m y 302.81 m, lo que se refleja en caudales máximos de 0.342 m³/s, 0.409 m³/s y 0.476 m³/s, respectivamente. La subcuenca urbana final (P-113–P-114), con pendiente de 0.106 m/m y longitud de 359.57 m, concentra los mayores caudales de la subcuenca urbana 6, alcanzando 0.424 m³/s y 0.543 m³/s, por lo que se considera el sector más crítico para la capacidad del sistema de drenaje urbano de esta subcuenca. Los puntos P-111 y P-112, ubicados en ramas complementarias con pendientes de 0.205 m/m y 0.073 m/m, registran caudales de 0.179 m³/s y 0.082 m³/s, aportando escorrentía adicional.

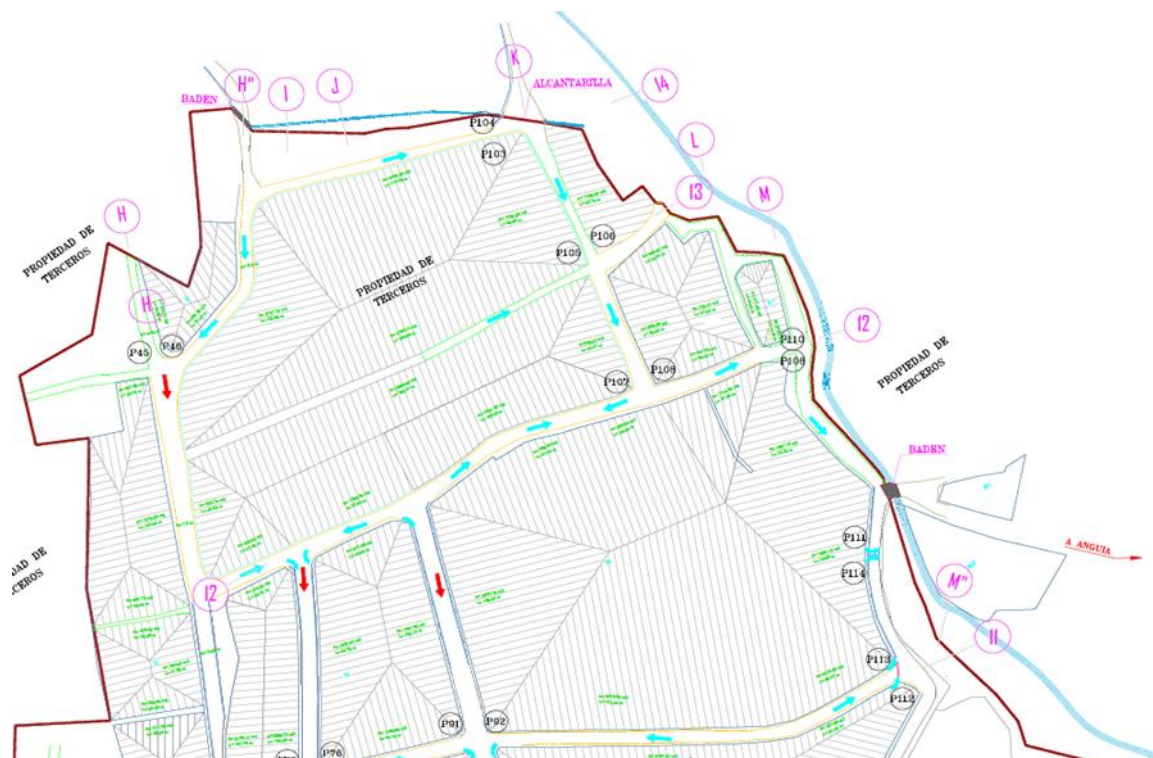
Tabla 81

Resumen de caudales circundantes por el método racional, subcuenca urbana 6

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-103	113.47	3.626	0.032	0.021
P-104	113.47	3.626	0.032	0.021
			Suma	0.043
P-105	188.5	16.48	0.087	0.106
P-106	188.5	16.48	0.087	0.342
			Máximo	0.342
P-107	249.17	28.244	0.113	0.212
P-108	249.17	28.244	0.113	0.409
			Máximo	0.409
P-109	302.81	31.11	0.103	0.318
P-110	302.81	31.11	0.103	0.476
			Máximo	0.476
P-113	359.57	38.062	0.106	0.424
P-114	359.57	38.062	0.106	0.543
			Máximo	0.543
P-111	105.02	21.5	0.205	0.179
P-112	50	3.652	0.073	0.082

Nota. La tabla resume los caudales de diseño de la subcuenca urbana 6.

Subcuenca urbana 6 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano



222

P-108, P-109–P-110, P-113–P-114 y P-111–P-112) evidencia caudales combinados que oscilan entre 0.307 m³/s y 0.966 m³/s, identificando los pares P-107–P-108, P-109–P-110 y P-113–P-114 como los de mayor compromiso hidráulico. En conjunto, la subcuenca urbana 6 presenta caudales menores que los de las subcuencas urbanas más bajas de la microcuenca, pero suficientes como para exigir un dimensionamiento cuidadoso de cunetas y sumideros, especialmente en los sectores donde confluyen varias áreas parcialmente impermeables.

La Tabla 83 presenta la geometría y los parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 6, con anchos entre 4.7 m y 7.0 m, pendientes que varían de 0.03–0.20 % a 10–12 %, y calzadas de concreto con $n = 0.014$. Las subcuencas urbanas identificadas como “sin cuneta” muestran profundidades pequeñas (0.03–0.06 m) que permiten un escurrimiento seguro sobre la vía, mientras que los sectores “con cuneta” exhiben profundidades de 0.08–0.09 m y anchos mojados más amplios, lo que requiere confinar el flujo para evitar interferencias con la calzada. Aunque se identifican ambos tipos de secciones, el diseño hidráulico adopta cunetas en toda la subcuenca urbana 6 para garantizar la continuidad, el control del escurrimiento y un mejor desempeño ante precipitaciones intensas.

Tabla 82

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 6

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-103	113.47	3.626	2.81	0.112	10	10	423.83	0.85	325.12	266.655	591.775	0.06	21.32	21.32	0.0213
P-104	113.47	3.626	2.81	0.112	10	10	423.83	0.85	325.12	266.655	591.775	0.06	21.32	21.32	0.0213
P-103 - P-104														42.64	0.0426
P-105	75.03	12.854	1.07	0.043	10	10	423.83	0.85	1873.99	477.565	2351.56	0.24	84.72	84.72	0.0847
P-106	75.03	12.854	1.07	0.043	10	10	423.83	0.85	7734.32	1157.48	8891.8	0.89	320.33	320.33	0.3203
P-105	188.5	16.48	2.82	0.113	10	10	423.83	0.85	2199.11	744.22	2943.33	0.29	106.04	106.04	0.1060
P-106	188.50	16.48	2.82	0.113	10	10	423.83	0.85	8059.44	1424.13	9483.57	0.95	341.65	341.65	0.3417
P-105 - P-106														447.69	0.448
P-107	60.67	11.764	0.87	0.035	10	10	423.83	0.85	2660.39	287.443	2947.83	0.29	106.20	106.20	0.1062
P-108	60.67	11.764	0.87	0.035	10	10	423.83	0.85	1704.19	166.843	1871.03	0.19	67.41	67.41	0.0674
P-107	249.17	28.24	3.16	0.126	10	10	423.83	0.85	4859.5	1031.66	5891.16	0.59	212.23	212.23	0.2122
P-108	249.17	28.24	3.16	0.126	10	10	423.83	0.85	9763.63	1590.98	11354.6	1.14	409.06	409.06	0.4091
P-107 - P-108														621.29	0.621
P-109	53.64	2.866	1.29	0.052	10	10	423.83	0.85	2660.39	268.11	2928.5	0.29	105.50	105.50	0.1055
P-110	53.64	2.866	1.29	0.052	10	10	423.83	0.85	1704.19	147.51	1851.7	0.19	66.71	66.71	0.0667
P-109	302.81	31.11	3.81	0.152	10	10	423.83	0.85	7519.89	1299.77	8819.66	0.88	317.74	317.74	0.3177
P-110	302.81	31.11	3.81	0.152	10	10	423.83	0.85	11467.82	1738.49	13206.3	1.32	475.77	475.77	0.4758
P-109 - P-110														793.50	0.794
P-113	56.76	6.952	0.98	0.039	10	10	423.83	0.85	2660.39	276.69	2937.08	0.29	105.81	105.81	0.1058
P-114	56.76	6.952	0.98	0.039	10	10	423.83	0.85	1704.19	156.09	1860.28	0.19	67.02	67.02	0.0670
P-113	359.57	38.062	4.30	0.172	10	10	423.83	0.85	10180.28	1576.46	11756.7	1.18	423.55	423.55	0.4235
P-114	359.57	38.062	4.30	0.172	10	10	423.83	0.85	13172.005	1894.58	15066.6	1.51	542.79	542.79	0.5428

Pt. control	Tiempo de concentración					Intensidad de lluvia		Coef.	Aporte de Áreas				Caudal		
	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-113 - P-114														966.33	0.966
P-111	105.02	21.5	1.29	0.052	10	10	423.83	0.85	4690.1	288.805	4978.91	0.50	179.37	179.37	0.1794
P-112	50	3.652	1.09	0.043	10	10	423.83	0.85	2974.89	570.28	3545.17	0.35	127.72	127.72	0.1277
P-111 - P-112														307.09	0.3071

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos del Método Racional (tiempo de concentración ajustado a un mínimo de 10 minutos según la CE.040, intensidad de lluvia, coeficiente de escorrentía y área de aporte) para determinar los caudales de diseño en los puntos de control de la subcuenca urbana 6.

Tabla 83

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 6, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-103	4.7	2.35	0.03	2.5%	Concreto	0.014	1.32	0.03	Sin cuneta
P-104	4.7	2.35	3.20%	2.5%	Concreto	0.014	1.32	0.03	Sin cuneta
P-103 - P-104									
P-105	7	3.5	17.13%	2.5%	Concreto	0.014	1.62	0.04	Sin cuneta
P-106	7	3.5	17.13%	2.5%	Concreto	0.014	2.67	0.07	Sin cuneta
P-105	7	3.5	8.74%	2.5%	Concreto	0.014	2.00	0.05	Sin cuneta
P-106	7	3.5	8.74%	2.5%	Concreto	0.014	3.10	0.08	Sin cuneta
P-105 - P-106									
P-107	5.5	2.75	19.39%	2.5%	Concreto	0.014	1.72	0.04	Sin cuneta
P-108	5.5	2.75	19.39%	2.5%	Concreto	0.014	1.45	0.04	Sin cuneta
P-107	5.5	2.75	11.34%	2.5%	Concreto	0.014	2.47	0.06	Sin cuneta
P-108	5.5	2.75	11.34%	2.5%	Concreto	0.014	3.16	0.08	Con cuneta
P-107 - P-108									
P-109	5.5	2.75	5.34%	2.5%	Concreto	0.014	2.19	0.05	Sin cuneta
P-110	5.5	2.75	5.34%	2.5%	Concreto	0.014	1.84	0.05	Sin cuneta
P-109	5.5	2.75	10.27%	2.5%	Concreto	0.014	2.93	0.07	Con cuneta
P-110	5.5	2.75	10.27%	2.5%	Concreto	0.014	3.41	0.09	Con cuneta
P-109 - P-110									
P-113	5.5	2.75	12.25%	2.5%	Concreto	0.014	1.88	0.05	Sin cuneta
P-114	5.5	2.75	12.25%	2.5%	Concreto	0.014	1.58	0.04	Sin cuneta
P-113	5.5	2.75	10.59%	2.5%	Concreto	0.014	3.24	0.08	Con cuneta
P-114	5.5	2.75	10.59%	2.5%	Concreto	0.014	3.56	0.09	Con cuneta
P-113 - P-114									
P-111	5.5	2.75	0.20	2.5%	Concreto	0.014	2.08	0.05	Sin cuneta
P-112	5.5	2.75	7.30%	2.5%	Concreto	0.014	2.22	0.06	Sin cuneta
P-111 - P-112									

Nota. La tabla resume la geometría de las secciones viales y los parámetros hidráulicos del escurrimiento superficial en la subcuenca urbana 6, lo que permite identificar las subcuencas urbanas potencialmente críticas para la verificación de la capacidad de drenaje urbano.

4.1.1.7.Subcuenca urbana 7

La Tabla 84 resume los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en el Jirón 03 de la subcuenca urbana 7, donde las longitudes de aporte aumentan progresivamente de 152.73 m a 374.19 m, con pendientes longitudinales entre 0.080 y 0.126 m/m. Se aprecia que los caudales crecen conforme se incrementan el recorrido y el área integrada, pasando de 0.127–0.191 m³/s en los puntos iniciales (P-128, P-129) a valores máximos de 0.416 y 0.959 m³/s en los puntos P-134 y P-135, identificados como los más críticos de la subcuenca. Esta evolución refleja la acumulación de aportes de escorrentía a lo largo de la vía, por lo que el diseño de cunetas y sumideros en el extremo aguas abajo del Jirón 03 debe considerar los mayores caudales reportados en P-135.

Tabla 84

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón 03

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-128	152.73	12.8611	0.084	0.191
P-129	152.73	12.8611	0.084	0.127
P-130	196.45	15.7281	0.080	0.286
P-131	196.45	15.7281	0.080	0.443
P-132	283.98	35.7121	0.126	0.348
P-133	283.98	35.7121	0.126	0.507
P-134	374.19	38.9071	0.104	0.416
P-135	374.19	38.9071	0.104	0.959

Nota. La tabla resume los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en el Jirón 03 de la subcuenca urbana 7, utilizando los parámetros exigidos por la norma CE.040.

En la Tabla 85 se presentan los caudales de diseño para el Jirón Dos de Mayo, en los que las longitudes analizadas varían entre 81.76 m y 462.19 m, con pendientes moderadas de 0.046–0.116 m/m. Los caudales en los puntos iniciales (P-136, P-137)

son relativamente bajos, entre 0.054 y 0.095 m³/s, pero se incrementan en las subcuencas urbanas de mayor longitud y pendiente (P-138, P-140), alcanzando valores de hasta 0.293 m³/s. Esta variación muestra que la escorrentía se intensifica donde la combinación de mayor recorrido, pendiente y área drenada es más significativa, por lo que los dispositivos de drenaje ubicados en estos puntos deben dimensionarse para los caudales máximos indicados.

Tabla 85

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón Dos de Mayo

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-136	81.76	3.736	0.046	0.095
P-137	81.76	3.736	0.046	0.054
P-138	462.19	53.8281	0.116	0.231
P-139	462.19	53.8281	0.116	0.098
P-140	166.81	8.766	0.053	0.293
P-141	166.81	8.766	0.053	0.143

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño calculados en el Jirón Dos de Mayo de la subcuenca urbana 7, a partir del Método Racional y la caracterización geométrica de la vía.

La Tabla 86 resume los caudales de diseño en el Jirón 06 y la Calle El Sol, donde se trabajan longitudes de 89.31 m a 335.89 m y pendientes de 0.061 a 0.514 m/m. Los caudales presentan una variabilidad importante, con valores menores a 0.10 m³/s en algunos puntos intermedios (por ejemplo, P-148) y caudales más elevados, del orden de 0.20–0.38 m³/s, en puntos como P-146 y P-150, donde las pendientes y las áreas de aporte son mayores. En conjunto, estos resultados indican que estos ejes viales concentran escorrentías significativas en determinadas subcuencas urbanas, especialmente en los puntos aguas abajo, lo que obliga a verificar cuidadosamente la capacidad de las cunetas y conexiones hacia el sistema colector principal.

Tabla 86

Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, Jirón 06 y Calle El Sol

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
P-142	107.18	7.886	0.074	0.168
P-143	107.18	7.886	0.074	0.069
144	202.53	12.788	0.063	0.222
145	246.58	24.676	0.100	0.201
P-146	311.15	19.11	0.061	0.382
P-147	335.89	172.676	0.514	0.236
P-148	89.31	12.941	0.145	0.061
P-149	159	13.885	0.087	0.092
P-150	165.22	13.885	0.084	0.202

Nota. La tabla presenta los caudales de diseño obtenidos mediante el Método Racional en el Jirón 06 y la Calle El Sol de la subcuenca urbana 7, considerando la longitud efectiva, las pendientes y las áreas tributarias.

La Tabla 87 muestra el resumen de los caudales de diseño en los ramales de la subcuenca urbana 7 ubicados entre los ejes 15–16 y 16–17, correspondientes a los Jirones 1, 2, 4 y 5. Las longitudes de estos ramales oscilan entre 58.27 m y 83.06 m, con pendientes que van desde prácticamente horizontales ($S \approx 0.004$ – 0.019 m/m) hasta subcuencas urbanas más inclinadas ($S \approx 0.118$ – 0.137 m/m). Los caudales calculados son relativamente pequeños, con máximos entre 0.029 m³/s y 0.075 m³/s, lo que indica que, aunque los ramales aportan escorrentía adicional al sistema principal, su contribución es secundaria frente a los flujos concentrados en los jirones principales. Sin embargo, estos caudales deben considerarse en el diseño de conexiones y empalmes para evitar puntos de acumulación localizados.

Tabla 87

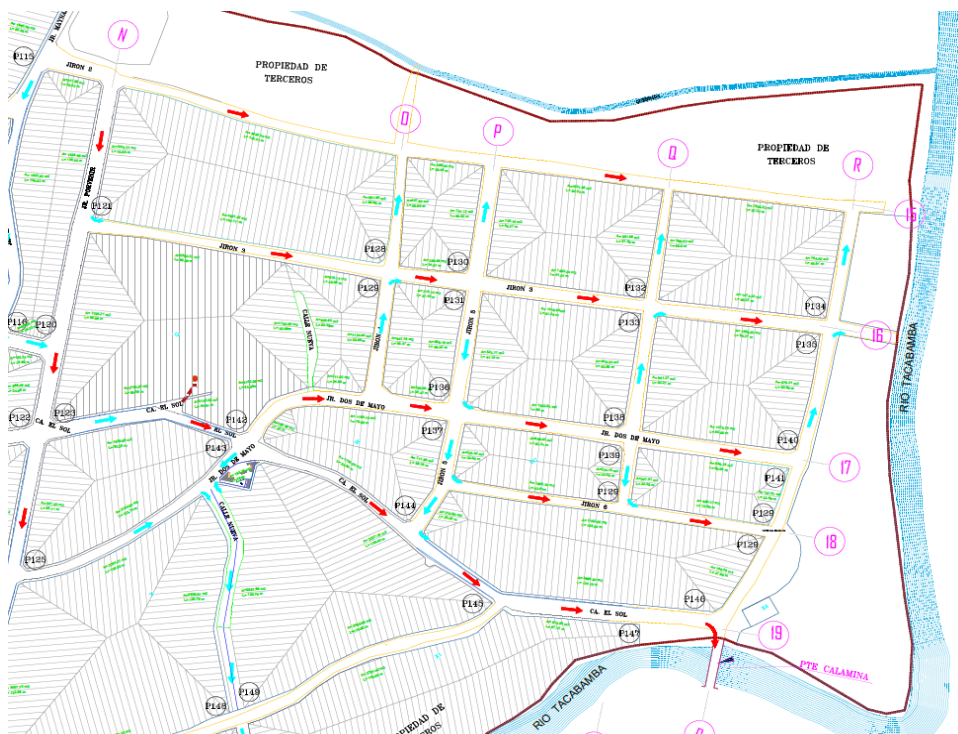
Resumen de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, ramales

Puntos de control	Geometría de la vía			Q. diseño m3/s
	Long (m)	Δh (m)	S m/m	
Entre los (Ejes 16-15)				
Jirón 4	60.66	7.187	0.118	0.029
Jirón 4	60.66	7.187	0.118	0.025
			Máximo	0.029
Entre los (Ejes 17-16)				
Jirón 4	83.06	0.333	0.004	0.051
Jirón 4	83.06	0.333	0.004	0.033
			Máximo	0.051
Entre los (Ejes 16-15)				
Jirón 5	58.27	7.957	0.137	0.034
Jirón 5	58.27	7.957	0.137	0.034
			Máximo	0.034
Entre los (Ejes 17-16)				
Jirón 5	61.19	0.758	0.012	0.033
Jirón 5	61.19	0.758	0.012	0.038
			Máximo	0.038
Entre los (Ejes 16-15)				
Jirón 2	60	0.073	0.010	0.035
Jirón 2	60	0.073	0.010	0.039
			Máximo	0.039
Entre los (Ejes 17-16)				
Jirón 2	63.59	4.305	0.068	0.040
Jirón 2	63.59	4.305	0.068	0.040
			Máximo	0.040
Entre los (Ejes 16-15)				
Jirón 1	58.91	1.129	0.019	0.034
Jirón 1	58.91	1.129	0.019	0.034
			Máximo	0.034
Entre los (Ejes 17-16)				
Jirón 1	62.66	2.47	0.039	0.075
Jirón 1	62.66	2.47	0.039	0.041
			Máximo	0.075

Nota. La tabla sintetiza los caudales de diseño de los ramales de la subcuenca urbana 7, que se incorporan al sistema principal de drenaje como aportes complementarios.

Figura 63

Subcuenca urbana 7 de la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para el diseño del sistema de drenaje urbano



La Tabla 88 desarrolla el cálculo detallado de los caudales de diseño en los puntos de control de la subcuenca urbana 7. Se observa que todos los tiempos de concentración teóricos son menores a 10 minutos, por lo que, de acuerdo con la CE.040, se adopta un tiempo mínimo de 10 minutos para el cálculo de la intensidad (columna $T_c > 10$), manteniendo una intensidad $I = 423.83 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ y un coeficiente de escorrentía $C = 0.85$. A medida que se incrementan las áreas aportantes, los caudales propios crecen desde valores del orden de $0.06\text{--}0.20 \text{ m}^3/\text{s}$ en los primeros puntos hasta caudales superiores a $0.60\text{--}0.95 \text{ m}^3/\text{s}$ en los puntos más desarrollados, como P-133, P-135, P-146 o P-150. La columna “Q propio” y las combinaciones entre puntos permiten identificar las subcuencas urbanas donde se concentran los caudales máximos, que resultan determinantes para el dimensionamiento de cunetas, sumideros y obras de cruce en la subcuenca urbana 7.

La Tabla 89 presenta el detalle del cálculo de caudales en los ramales de la subcuenca urbana 7, distinguiendo las conexiones entre los ejes 15–16 y 16–17 para los Jirones 1, 2, 4 y 5. Al igual que en los ejes principales, los tiempos de concentración calculados son menores a 10 minutos y se ajustan a un T_c mínimo de 10 minutos en cumplimiento de la CE.040, con intensidad de lluvia $I = 423.83 \text{ l/s}\cdot\text{ha}$ y coeficiente de escorrentía $C = 0.85$. Las áreas de aporte son relativamente pequeñas (del orden de $0.07\text{--}0.21 \text{ ha}$), lo que genera caudales propios entre 0.025 y $0.075 \text{ m}^3/\text{s}$, que se sintetizan en las filas “L-IZ ; L-D” para cada eje. Estos caudales, aunque menores que los de los ejes principales, deben ser incorporados en el diseño de las conexiones laterales hacia las cunetas y colectores para garantizar una adecuada evacuación de la escorrentía proveniente de las calles secundarias.

La Tabla 90 resume la geometría vial y los parámetros hidráulicos de la lámina de escurrimiento en los puntos de control de la subcuenca urbana 7, donde los anchos de vía varían aproximadamente entre 4.15 m y 7.50 m , con pendientes longitudinales muy dispersas, desde valores casi horizontales ($0.05\text{--}0.08 \%$) hasta subcuencas urbanas muy inclinadas (superiores al 20% e incluso pendientes extremas mayores al 100% en P-147). Todas las superficies son de concreto con n de Manning igual a 0.014 , lo que favorece el escurrimiento superficial. En las subcuencas urbanas clasificados como “sin cuneta”, las láminas de agua tienen profundidades típicas de $0.03\text{--}0.06 \text{ m}$ y anchos mojados reducidos, lo que permite que el flujo se desarrolle sobre la calzada sin comprometer de manera significativa la transitabilidad. En cambio, los puntos etiquetados como “con cuneta” corresponden a secciones donde el flujo concentrado exige canalización lateral para evitar desbordes y daños en la calzada; no obstante, para efecto de diseño y uniformidad constructiva, se propone la implementación continua de cunetas en todo la subcuenca urbana 7.

Tabla 88

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7

Pt. control	Long (m)	Tiempo de concentración				Intensidad de lluvia		Coef. C -	Aporte de Áreas				Caudal		
		Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)		A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-128	152.73	12.861	2.43	0.097	10	10	423.83	0.85	5305.73	7.61105	5313.34	0.53	191.42	191.42	0.1914
P-129	152.73	12.861	2.43	0.097	10	10	423.83	0.85	3202.51	316.151	3518.66	0.35	126.76	126.76	0.1268
P-128 - P-129														318.18	0.3182
P-130	43.72	2.867	1.02	0.041	10	10	423.83	0.85	2087.54	544.184	2631.72	0.26	94.81	94.81	0.0948
P-131	43.72	2.867	1.02	0.041	10	10	423.83	0.85	7734.32	1047.9	8782.21	0.88	316.39	316.39	0.3164
P-130	196.45	15.728	3.01	0.120	10	10	423.83	0.85	7393.27	551.795	7945.07	0.79	286.23	286.23	0.2862
P-131	196.45	15.728	3.01	0.120	10	10	423.83	0.85	10936.83	1364.05	12300.9	1.23	443.15	443.15	0.4431
P-130 - P-131														729.38	0.729
P-132	87.53	19.984	1.08	0.043	10	10	423.83	0.85	1462.24	251.649	1713.89	0.17	61.74	61.74	0.0617
P-133	87.53	19.984	1.08	0.043	10	10	423.83	0.85	1519	251.649	1770.65	0.18	63.79	63.79	0.0638
P-132	283.98	35.71	3.36	0.134	10	10	423.83	0.85	8855.51	803.44	9658.95	0.97	347.97	347.97	0.3480
P-133	283.98	35.71	3.36	0.134	10	10	423.83	0.85	12455.83	1615.69	14071.5	1.41	506.94	506.94	0.5069
P-132 - P-133														854.91	0.855
P-134	90.21	3.195	2.26	0.090	10	10	423.83	0.85	1474.43	411.978	1886.41	0.19	67.96	67.96	0.0680
P-135	90.21	3.195	2.26	0.090	10	10	423.83	0.85	3437.63	627.954	4065.58	0.41	146.47	146.47	0.1465
P-134	374.19	38.907	4.46	0.179	10	10	423.83	0.85	10329.94	1215.42	11545.4	1.15	415.93	415.93	0.4159
P-135	374.19	38.907	4.46	0.179	10	10	423.83	0.85	15893.46	2243.65	18137.1	1.81	653.40	653.40	0.6534
P-134 - P-135														1069.34	1.069
P-136	81.76	3.736	1.90	0.076	10	10	423.83	0.85	2328.77	306.6	2635.37	0.26	94.94	94.94	0.0949
P-137	81.76	3.736	1.90	0.076	10	10	423.83	0.85	1185.16	306.6	1491.76	0.15	53.74	53.74	0.0537
P-136 - P-137														148.68	0.1487
P-138	88.0	14.92	1.21	0.049	10	10	423.83	0.85	3046.86	723.96	3770.82	0.38	135.85	135.85	0.1358
P-139	88.0	14.92	1.21	0.049	10	10	423.83	0.85	956.03	277.2	1233.23	0.12	44.43	44.43	0.0444
P-138	169.8	18.7	2.38	0.095	10	10	423.83	0.85	5375.6	1030.6	6406.19	0.64	230.79	230.79	0.2308
P-139	169.8	18.7	2.38	0.095	10	10	423.83	0.85	2141.2	583.8	2724.99	0.27	98.17	98.17	0.0982

Pt. control	Long (m)	Tiempo de concentración				Intensidad de lluvia		Coef. C	A. cubierta (m2)	Aporte de Áreas			Q. propio (l/s)	Caudal	
		Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)			A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)		Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
P-138 - P-139														328.96	0.329
P-140	85.05	5.030	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	1475.75	250.898	1726.65	0.17	62.20	62.20	0.0622
P-141	85.05	5.030	1.77	0.071	10	10	423.83	0.85	980.19	250.898	1231.09	0.12	44.35	44.35	0.0444
P-140	254.8	23.7	3.47	0.139	10	10	423.83	0.85	6851.4	1281.5	8132.84	0.81	292.99	292.99	0.2930
P-141	254.8	23.7	3.47	0.139	10	10	423.83	0.85	3121.4	834.7	3956.08	0.40	142.52	142.52	0.1425
P-140 - P-141														435.51	0.436
P-142	107.18	7.89	1.95	0.078	10	10	423.83	0.85	4280.52	369.771	4650.29	0.47	167.53	167.53	0.1675
P-143	107.18	7.89	1.95	0.078	10	10	423.83	0.85	1535.68	369.771	1905.45	0.19	68.65	68.65	0.0686
P-142 - P-143														236.18	0.236
144	95.35	4.90	2.04	0.082	10	10	423.83	0.85	1280.81	228.84	1509.65	0.15	54.39	54.39	0.0544
145	139.4	16.79	1.97	0.079	10	10	423.83	0.85	3237.19	441.898	3679.09	0.37	132.54	132.54	0.1325
144	202.53	12.788	3.37	0.135	10	10	423.83	0.85	5561.33	598.611	6159.94	0.62	221.92	221.92	0.2219
145	246.58	24.676	3.29	0.131	10	10	423.83	0.85	4772.87	811.669	5584.54	0.56	201.19	201.19	0.2012
P-144 - P-145														423.10	0.423
P-146	108.62	6.322	2.15	0.086	10	10	423.83	0.85	3901.84	529.308	4431.15	0.44	159.64	159.64	0.1596
P-147	89.31	148	0.51	0.020	10	10	423.83	0.85	675.55	303.654	979.204	0.10	35.28	35.28	0.0353
P-146	311.15	19.11	4.74	0.190	10	10	423.83	0.85	9463.17	1127.92	10591.1	1.06	381.55	381.55	0.3816
P-147	335.89	172.68	2.22	0.089	10	10	423.83	0.85	5448.42	1115.32	6563.74	0.66	236.46	236.46	0.2365
P-146 - P-147														618.02	0.618
P-148	89.31	12.941	1.30	0.052	10	10	423.83	0.85	1285.42	412.892	1698.31	0.17	61.18	61.18	0.0612
P-148														61.18	0.061
P-149	159	13.885	2.47	0.099	10	10	423.83	0.85	2162.05	383.985	2546.04	0.25	91.72	91.72	0.0917
P-150	75.91	0.944	2.96	0.118	10	10	423.83	0.85	3625.22	277.072	3902.29	0.39	140.58	140.58	0.1406
P-149	159	13.885	2.47	0.099	10	10	423.83	0.85	2162.05	383.985	2546.04	0.25	91.72	91.72	0.0917
P-150	165.22	13.89	2.58	0.103	10	10	423.83	0.85	4910.64	689.96	5600.6	0.56	201.77	201.77	0.2018
P-149 - P-150														293.49	0.293

Nota. La tabla integra los parámetros hidrológicos de cálculo requeridos por la CE.040 para el Método Racional.

Tabla 89

Determinación de caudales circundantes por el método racional para la ciudad de Tacabamba, subcuenca urbana 7, ramales

Pt. control	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
Entre los (Ejes 16-15)															
Jirón 4	60.66	7.19	1	0.042	10	10	423.83	0.85	681.95	135	817.22	0.08	29.44	29.44	0.0294
Jirón 4	60.66	7.19	1.05	0.042	10	10	423.83	0.85	557.92	135	693.19	0.07	24.97	24.97	0.0250
L-IZ ; L-D _Eje O														54.41	0.0544
Entre los (Ejes 17-16)															
Jirón 4	83.06	0.33	5	0.196	10	10	423.83	0.85	1124.64	278	1402.5	0.14	50.53	50.53	0.0505
Jirón 4	83.06	0.33	4.91	0.196	10	10	423.83	0.85	647.76	278	925.6	0.09	33.35	33.35	0.0333
L-IZ ; L-D _Eje -O														83.87	0.0839
Entre los (Ejes 16-15)															
Jirón 5	58.27	7.96	0.96	0.038	10	10	423.83	0.85	751.12	204	955.07	0.10	34.41	34.41	0.0344
Jirón 5	58.27	7.96	0.96	0.038	10	10	423.83	0.85	728.18	204	932.13	0.09	33.58	33.58	0.0336
L-IZ ; L-D _Eje P														67.99	0.0680
Entre los (Ejes 17-16)															
Jirón 5	61.19	0.76	2.51	0.100	10	10	423.83	0.85	689.16	223	912.5	0.09	32.87	32.87	0.0329
Jirón 5	61.19	0.76	2.51	0.100	10	10	423.83	0.85	823.77	223	1047.1	0.10	37.72	37.72	0.0377
L-IZ ; L-D _Eje -P														70.60	0.0706
Entre los (Ejes 16-15)															
Jirón 2	60	0.07	6.05	0.242	10	10	423.83	0.85	851.08	134	984.58	0.10	35.47	35.47	0.0355
Jirón 2	60	0.07	6.05	0.242	10	10	423.83	0.85	960.82	134	1094.3	0.11	39.42	39.42	0.0394
L-IZ ; L-D _Eje -Q														74.89	0.0749
Entre los (Ejes 17-16)															
Jirón 2	63.59	4.31	1.34	0.054	10	10	423.83	0.85	938.34	169	1106.9	0.11	39.88	39.88	0.0399

Pt. control	Long (m)	Δh (m)	Tc (min)	0.4*Tc (min)	Tc>10 (min)	Tr (años)	I (l/s -ha)	C -	A. cubierta (m2)	A. vía (m2)	A. Total (m2)	A. Total (ha)	Q. propio (l/s)	Q. diseño (l/s)	Q. diseño (m3/s)
Jirón 2	63.59	4.31	1.34	0.054	10	10	423.83	0.85	941.27	169	1109.8	0.11	39.98	39.98	0.0400
L-IZ ; L-D _Eje -Q														79.86	0.0799
Entre los (Ejes 16-15)															
Jirón 1	58.91	1.13	2.06	0.082	10	10	423.83	0.85	785.52	162	947.52	0.09	34.14	34.14	0.03414
Jirón 1	58.91	1.13	2.06	0.082	10	10	423.83	0.85	785.52	162	947.52	0.09	34.14	34.14	0.03414
L-IZ ; L-D _Eje -R														68.27	0.0683
Entre los (Ejes 17-16)															
Jirón 1	62.66	2.47	1.64	0.066	10	10	423.83	0.85	970.31	175	2093.3	0.21	75.41	75.41	0.07541
Jirón 1	62.66	2.47	1.64	0.066	10	10	423.83	0.85	970.31	175	1145.8	0.11	41.28	41.28	0.04128
L-IZ ; L-D _Eje -R														116.69	0.1167

Nota. La tabla detalla los caudales de diseño en los ramales de la subcuenca urbana 7, obtenidos con el Método Racional y considerando el tiempo mínimo de concentración establecido en la CE.040.

Tabla 90

Geometría de la vía y parámetros hidráulicos de la subcuenca urbana 7, para verificar subcuencas urbanas críticas

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-128	4.15	2.075	0.08	2.5%	Concreto	0.014	2.51	0.06	Con cuneta
P-129	4.15	2.075	8.42%	2.5%	Concreto	0.014	2.15	0.05	Con cuneta
P-128 - P-129									
P-130	6	3	6.56%	2.5%	Concreto	0.014	2.02	0.05	Sin cuneta
P-131	6	3	6.56%	2.5%	Concreto	0.014	3.18	0.08	Con cuneta
P-130	6	3	8.01%	2.5%	Concreto	0.014	2.95	0.07	Sin cuneta
P-131	6	3	8.01%	2.5%	Concreto	0.014	3.47	0.09	Con cuneta
P-130 - P-131									
P-132	5.75	2.875	22.83%	2.5%	Concreto	0.014	1.36	0.03	Sin cuneta
P-133	5.75	2.875	22.83%	2.5%	Concreto	0.014	1.38	0.03	Sin cuneta
P-132	5.75	2.875	12.58%	2.5%	Concreto	0.014	2.92	0.07	Con cuneta
P-133	5.75	2.875	12.58%	2.5%	Concreto	0.014	3.36	0.08	Con cuneta
P-132 - P-133									
P-134	6.45	3.225	3.54%	2.5%	Concreto	0.014	2.00	0.05	Sin cuneta
P-135	6.45	3.225	3.54%	2.5%	Concreto	0.014	2.67	0.07	Sin cuneta
P-134	6.45	3.225	10.40%	2.5%	Concreto	0.014	3.23	0.08	Con cuneta
P-135	6.45	3.225	10.40%	2.5%	Concreto	0.014	3.83	0.10	Con cuneta
P-134 - P-135									
P-136	7.5	3.75	0.05	2.5%	Concreto	0.014	2.17	0.05	Sin cuneta
P-137	7.5	3.75	4.57%	2.5%	Concreto	0.014	1.75	0.04	Sin cuneta
P-136 - P-137									
P-138	6.3	3.15	16.96%	2.5%	Concreto	0.014	1.94	0.05	Sin cuneta
P-139	6.3	3.15	16.96%	2.5%	Concreto	0.014	1.27	0.03	Sin cuneta
P-138	6.3	3.15	10.99%	2.5%	Concreto	0.014	2.56	0.06	Sin cuneta
P-139	6.3	3.15	10.99%	2.5%	Concreto	0.014	1.86	0.05	Sin cuneta
P-138 - P-139									
P-140	5.9	2.95	5.91%	2.5%	Concreto	0.014	1.76	0.04	Sin cuneta
P-141	5.9	2.95	5.91%	2.5%	Concreto	0.014	1.55	0.04	Sin cuneta
P-140	5.9	2.95	9.30%	2.5%	Concreto	0.014	2.89	0.07	Sin cuneta
P-141	5.9	2.95	9.30%	2.5%	Concreto	0.014	2.21	0.06	Sin cuneta

Punto de control	Geometría de la vía				Material	n Manning	Parámetros hidráulicos		Observación
	Ancho vía (m)	Ancho carril (m)	Pendiente vía (%)	Bombeo vía (%)			Ancho mojado (T) (m)	Profundidad del agua (Y1) (m)	
P-140 - P-141									
P-142	5.15	2.575	7.36%	2.5%	Concreto	0.014	2.45	0.06	Sin cuneta
P-143	5.15	2.575	7.36%	2.5%	Concreto	0.014	1.75	0.04	Sin cuneta
P-142 - P-143									
144	4.8	2.4	5.14%	2.5%	Concreto	0.014	1.72	0.04	Sin cuneta
145	4.8	2.4	12.04%	2.5%	Concreto	0.014	2.05	0.05	Sin cuneta
144	4.8	2.4	6.31%	2.5%	Concreto	0.014	2.80	0.07	Con cuneta
145	4.8	2.4	10.01%	2.5%	Concreto	0.014	2.48	0.06	Con cuneta
P-144 - P-145									
P-146	6.8	3.4	5.82%	2.5%	Concreto	0.014	2.52	0.06	Sin cuneta
P-147	6.8	3.4	165.71%	2.5%	Concreto	0.014	0.76	0.02	Sin cuneta
P-146	6.8	3.4	6.14%	2.5%	Concreto	0.014	3.45	0.09	Con cuneta
P-147	6.8	3.4	51.41%	2.5%	Concreto	0.014	1.94	0.05	Sin cuneta
P-146 - P-147									
P-148	4.6	2.3	14.49%	2.5%	Concreto	0.014	1.48	0.04	Sin cuneta
P-148									
P-149	4.8	2.4	8.73%	2.5%	Concreto	0.014	1.89	0.05	Sin cuneta
P-150	4.8	2.4	1.24%	2.5%	Concreto	0.014	3.20	0.08	Con cuneta
P-149	4.8	2.4	8.73%	2.5%	Concreto	0.014	1.89	0.05	Sin cuneta
P-150	4.8	2.4	8.40%	2.5%	Concreto	0.014	2.56	0.06	Con cuneta
P-149 - P-150									

Nota. La tabla resume la geometría de las secciones viales y los parámetros hidráulicos de escurrimiento superficial en la subcuenca urbana 7, identificando las subcuencas urbanas que pueden operar sin cunetas y aquellos donde se requiere canalización lateral.

4.1.2. *Diseño del sistema de drenaje pluvial*

4.1.2.1. Diseño de las cunetas del sistema de drenaje pluvial.

El diseño del sistema de drenaje pluvial incluyó siete subcuencas urbanas con condiciones hidráulicas y geométricas distintas. Las secciones adoptadas no respondieron únicamente a una progresión longitudinal del caudal, sino también a la pendiente de cada vía, a la acumulación local de escorrentía, a los aportes externos provenientes de la cuenca urbana y a las restricciones de espacio disponibles para la ejecución de las cunetas. En función de estas condiciones, se proyectaron cunetas rectangulares en los colectores principales y triangulares en los ramales secundarios o en sectores donde la geometría vial permitió aplicar soluciones de menor ancho.

Las cunetas rectangulares presentaron dimensiones comprendidas entre 0.20×0.25 m y 0.65×1.00 m. Las secciones menores se utilizaron en puntos con caudales reducidos o con restricciones geométricas, mientras que las de mayor dimensión se concentraron en las subcuencas urbanas 3 y 5, donde se registraron aportes externos y caudales acumulados críticos. En particular, la subcuenca urbana 3 alcanzó una sección máxima de 0.60×1.00 m, mientras que la subcuenca urbana 5 requirió una cuneta de hasta 0.65×1.00 m. La subcuenca urbana 6 constituyó un caso particular, ya que se diseñaron exclusivamente cunetas rectangulares debido a la limitada disponibilidad de franjas laterales.

Las cunetas triangulares convencionales presentaron anchos superficiales de 0.25 m a 0.40 m y profundidades de 0.20 m a 0.30 m. Estas secciones se utilizaron principalmente en los ramales secundarios de las subcuencas urbanas 1, 3, 4, 5 y 7. En la subcuenca urbana 2 se adoptaron, adicionalmente, cunetas triangulares compuestas, debido a que la configuración geométrica y la pendiente disponible exigían una sección conformada por una subcuenca urbana vertical y un talud inferior. La capacidad

hidráulica de las secciones rectangulares se verificó mediante la ecuación de Manning, mientras que las cunetas triangulares fueron dimensionadas con la fórmula de Izzard, conforme a los criterios establecidos en la norma CE.040.

En conjunto, los resultados evidenciaron que el sistema propuesto se adaptó a las condiciones específicas de cada subcuenca, lo que permitió conducir los caudales de diseño, mantener la continuidad hidráulica entre sectores y reducir el riesgo de desbordes en las vías urbanas.

Tabla 91

Resumen general de dimensiones de cunetas por subcuenca

Subcuenca	Cuneta rectangular más pequeña	Cuneta rectangular más grande	Rango o configuración de cunetas triangulares	Observaciones clave
1	0.30 × 0.35 m	0.30 × 0.35 m	0.25 × 0.25 m a 0.25 × 0.30 m	Subcuenca urbana inicial con caudales de pequeños a moderados, hasta aproximadamente 0.31 m³/s. La dimensión triangular definitiva es de 0.25 × 0.30 m.
2	0.30 × 0.40 m	0.50 × 0.75 m	Cunetas triangulares compuestas: W = 0.35–0.40 m y d = 0.27 m	Incremento significativo de caudales, con valores máximos cercanos a 1.89 m³/s.
3	0.25 × 0.25 m	0.60 × 1.00 m	0.35 × 0.25 m a 0.40 × 0.25 m	Subcuenca urbana crítica debido al aporte externo de la cuenca urbana, con caudales de hasta 2.715 m³/s.
4	0.25 × 0.25 m	0.35 × 0.50 m	0.25 × 0.20 m a 0.35 × 0.25 m	Sistema mixto conformado por cunetas rectangulares en las vías principales y triangulares en los ramales. Las dimensiones de la Tabla 108 corresponden al diseño definitivo.
5	0.20 × 0.25 m	0.65 × 1.00 m	0.25 × 0.20 m a 0.35 × 0.25 m	Presenta el mayor caudal del sistema, con un máximo de 3.955 m³/s en el punto P-88.
6	0.20 × 0.25 m	0.30 × 0.45 m	—	Se proyectaron únicamente cunetas rectangulares debido a la estrechez de las franjas laterales. En el punto P-114 no se consideró un borde libre debido a las áreas de escorrentía existentes en la zona.
7	0.25 × 0.30 m	0.30 × 0.50 m	0.25 × 0.20 m a 0.35 × 0.25 m	Se combinaron cunetas rectangulares en los colectores principales y triangulares en los ramales secundarios, con caudales de hasta 0.653 m³/s.

Nota. La tabla resume las dimensiones de las cunetas rectangulares y triangulares adoptadas en las siete subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial. Las medidas se expresan como ancho × altura para las secciones rectangulares y como ancho superficial × profundidad para las triangulares.

a) Subcuenca urbana 1.

La subcuenca urbana 1 presenta un conjunto de pendientes longitudinales moderadas y caudales de diseño que, si bien no son excesivos, requieren la implementación de cunetas laterales para garantizar el adecuado control del escurrimiento superficial conforme a la CE.040. A partir de la verificación hidráulica realizada en los puntos de control, se definió que la sección rectangular óptima para la mayor parte de la subcuenca urbana corresponde a una cuneta de 30 × 35 cm, derivada de la sección hidráulica mínima (30 × 25 cm) y ampliada para asegurar holgura estructural y una operación segura ante incrementos de caudal. Esta sección demostró la capacidad de conducir caudales de hasta 0.31 m³/s sin restricciones, manteniendo profundidades y velocidades dentro de los límites admisibles. Asimismo, en sectores donde la geometría vial permite soluciones más angostas, se adoptaron cunetas triangulares diseñadas mediante la fórmula de Izzard, con 25 cm de ancho y 25-30 cm de profundidad, lo que permitió cubrir caudales de 0.07 a 0.14 m³/s sin riesgo de desbordamiento. Las secciones transversales de la subcuenca urbana confirman la correcta integración de las cunetas en el perfil vial, respetando el bombeo transversal de ±2.5 % y asegurando la continuidad hidráulica del sistema.

Tabla 92

Resumen de las dimensiones de las cunetas de la subcuenca urbana 1

Ubicación / Punto	Tipo de cuneta	Ancho T (m)	Profundidad Y (m)	Observación
Punto 3	Rectangular	0.30	0.35	Se adoptó 30 × 35 cm a partir de la verificación hidráulica (sección hidráulica 30×25 cm)
Punto 1 – Lado derecho	Triangular	0.25	0.30	Diseñada según fórmula de Izzard
Punto 1 – Lado izquierdo	Triangular	0.25	0.25	Diseñada según fórmula de Izzard

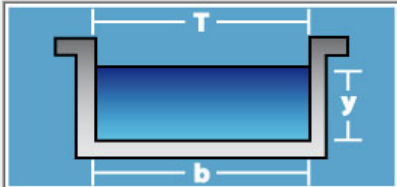
Figura 64

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 1, Punto 3

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavim.Prolong_Jr. Lima
Tramo:	Tramo_01_Punto03	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	0.309	m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	.10	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	0.2266	m	Perímetro (p):	0.7532	m
Área hidráulica (A):	0.0680	m ²	Radio hidráulico (R):	0.0903	m
Espejo de agua (T):	0.3000	m	Velocidad (v):	4.5450	m/s
Número de Froude (F):	3.0482		Energía específica (E):	1.2795	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Tiene sección hidráulica de 30 x 25 cm, por tanto, sus dimensiones serán 30 x 35 cm

Nota. La sección rectangular se dimensionó con base en la verificación hidráulica, adoptando una cuneta de 30 × 35 cm para garantizar la conducción del caudal máximo de la subcuenca.

Tabla 93

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 1, Punto 1, lado izquierdo

Cuneta triangular	Lado derecho	Lado izquierdo
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.070	0.140
Ancho de cuneta (m)	0.25	0.25
Profundidad de cuneta (m)	0.30	0.25
Pendiente ST (m/m)	1.25	1.00

Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos en los que la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Tabla 94

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 1, Punto 3,

Sección de las cunetas: de $H=35$; $A=30$

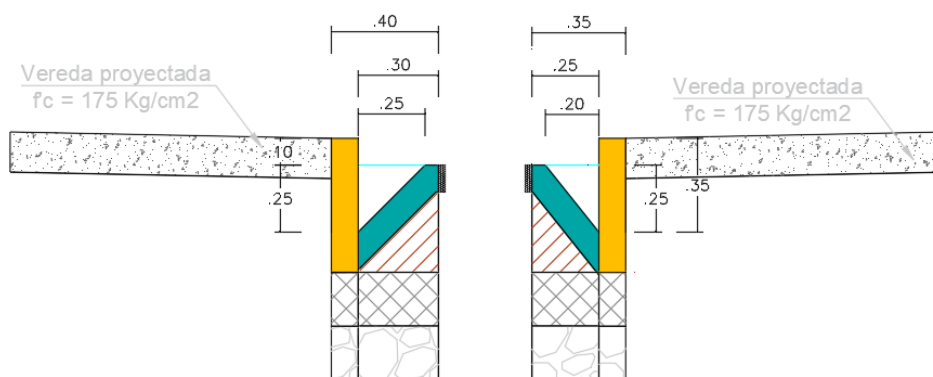
Punto de Control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s	Parámetros Hidráulicos						Sec. Hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m		N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-1	180.200	24.638	0.137	0.140	0.014							
P-3	259.890	25.645	0.099	0.309	0.014	0.3	0.227	0.068	0.3	0.753	0.3	0.25
P-5	55.320	0.367	0.007	0.029	0.014							
P-7	45.500	0.985	0.022	0.026	0.014							
P-11	126.820	18.505	0.146	0.212	0.014							
P-9	81.460	17.377	0.213	0.187	0.014							
P-10	81.460	17.377	0.213	0.031	0.014							
Máximo				0.309								

Nota. La tabla presenta los parámetros geométricos e hidráulicos utilizados para verificar la capacidad de conducción de la cuneta, considerando el caudal de diseño y la rugosidad establecida en la CE.040.

Figura 65

Secciones tipo de cunetas triangulares de 25×25 cm y 25×30 cm, subcuenca urbana

1



Nota. Se muestran las alternativas triangulares aplicadas en los puntos en los que los anchos disponibles de la vereda y de la calzada permiten adoptar secciones más estrechas.

Figura 66

Dimensiones típicas de las cunetas laterales de $H=35$; $A=30$, subcuenca urbana 1

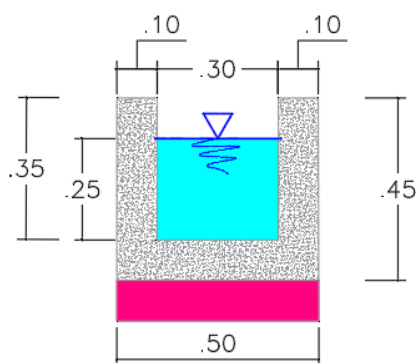
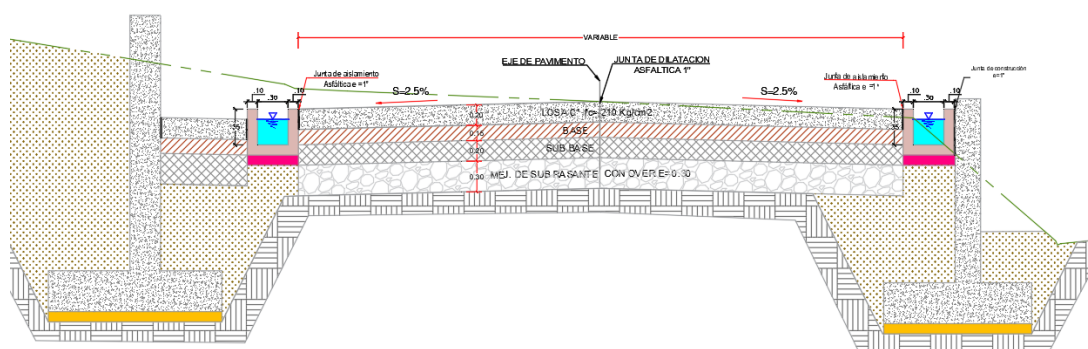


Figura 67

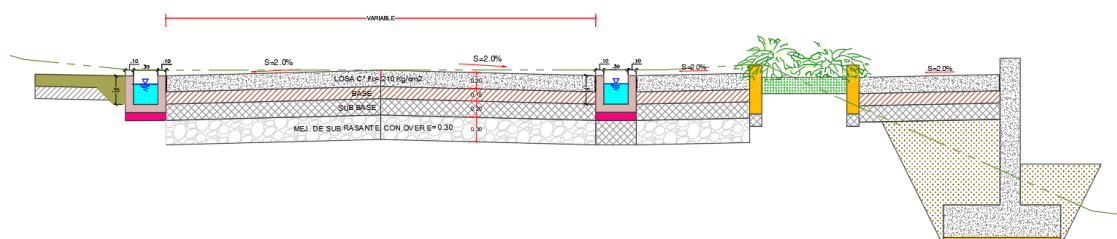
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima 0+000, Subcuenca urbana 1



Nota. La sección muestra la ubicación de las cunetas respecto al eje de la calzada, el bombeo transversal de $\pm 2.5\%$, los espesores de pavimento y los elementos estructurales que componen el diseño de drenaje.

Figura 68

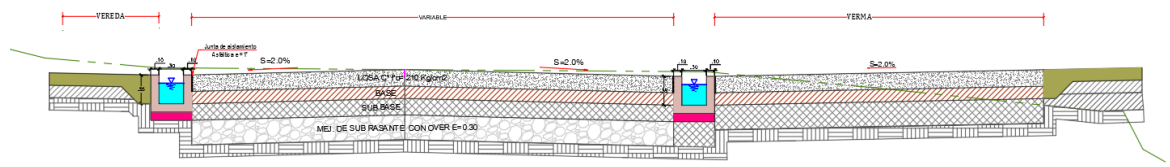
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima - 0+370



Nota. La sección muestra la ubicación de las cunetas respecto al eje de la calzada, el bombeo transversal de $\pm 2.5\%$, los espesores de pavimento y los elementos estructurales que componen el diseño de drenaje.

Figura 69

Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Prolongación del Jr. Lima - 0+390

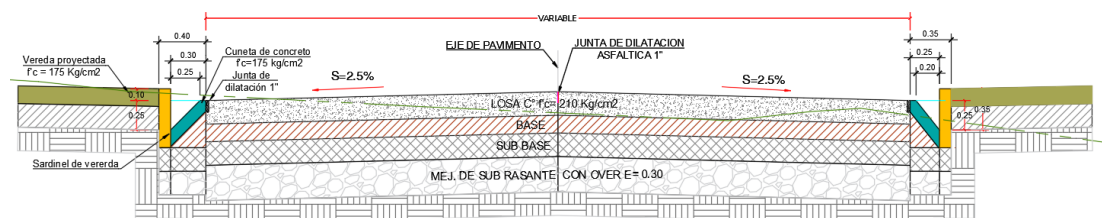


Nota. La sección muestra la ubicación de las cunetas respecto al eje de la calzada.

Figura 70

Sección transversal típica con cunetas laterales triangulares en la subcuenca urbana

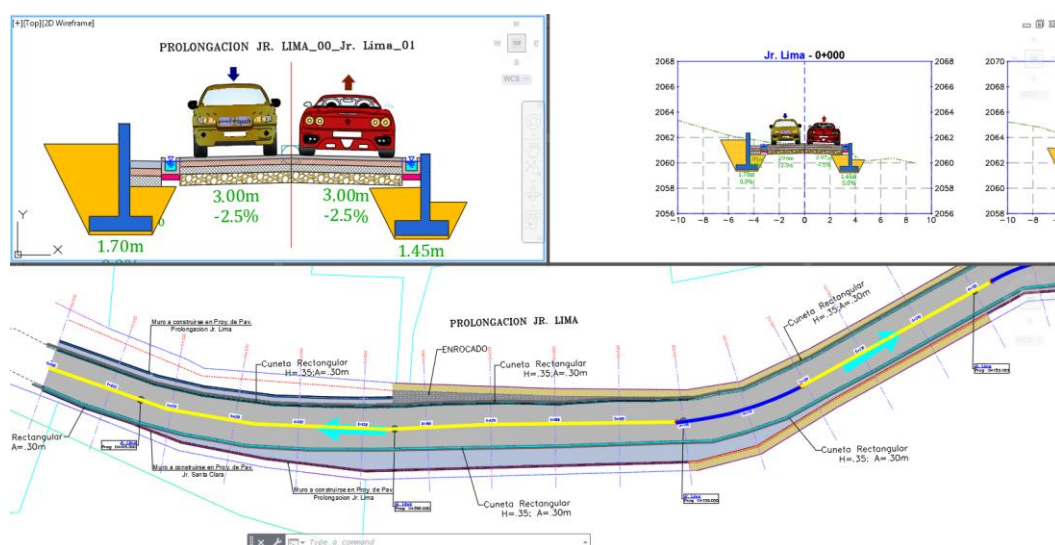
1



Nota. La sección muestra la ubicación de las cunetas respecto al eje de la calzada, el bombeo transversal de $\pm 2.5\%$, los espesores de pavimento y los elementos estructurales que componen el diseño de drenaje.

Figura 71

Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 1



Nota. Esta sección representa la distribución transversal adoptada en la subcuenca urbana 1.

b) Subcuenca urbana 2.

La subcuenca urbana 2 presenta mayor variabilidad geométrica e incremento significativo de caudales respecto a la subcuenca urbana 1; como consecuencia, las cunetas diseñadas para este sector requieren mayores dimensiones para garantizar la conducción segura de los caudales máximos, particularmente en los puntos 13, 14, 17 y 18, donde se registran caudales superiores a 1.4–1.8 m³/s. La verificación hidráulica permitió definir cunetas rectangulares de 30 × 40 cm para caudales intermedios y cunetas ampliadas de 50 × 60-70 cm en los puntos críticos de la subcuenca. Asimismo, se incorporaron cunetas triangulares compuestas en los puntos 21 y 22, donde la geometría disponible y la pendiente suave exigen secciones mixtas conformadas por una subcuenca urbana vertical y un talud inferior. Las verificaciones hidráulicas demuestran que todas las secciones propuestas operan dentro de los límites admisibles.

Tabla 95

Resumen de cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2

Punto	Ancho (m)	Altura (m)	Observación
P-11 y P-12	0.30	0.40	Sección verificada en Tabla 97
P-13	0.50	0.65	A eso se le suma una tapa de 15 cm
P-14	0.50	0.60	
P-15	0.50	0.75	
P-16	0.50	0.75	Sección verificada en Tabla 98
P-17	0.50	0.75	Sección verificada en Tabla 99
P-18	0.50	0.75	Sección CR-03 ampliada para caudales mayores (≈ 1.9 m ³ /s) Requiere capacidad ampliada por caudal máximo de la subcuenca

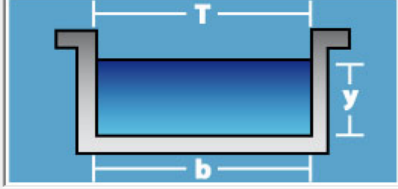
Tabla 96

Resumen de cunetas triangulares compuestas en la subcuenca urbana 2

Punto	W (m)	Ts (m)	Profundidad d (m)	Pendiente inferior Sw (m/m)	Pendiente superior Sx (m/m)	Observación
P-21	0.40	0.90	0.27	0.65	0.03	Sección compuesta usada donde la geometría es reducida H= 30 cm, A= 45 cm
P-22	0.35	0.65	0.27	0.74	0.03	Sección similar a P-21 pero con menor ancho vertical H= 30 cm, A= 45 cm

Figura 72

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para ramales secundarios de la subcuenca urbana 2

Datos:					
Caudal (Q):	0.285	m ³ /s			
Ancho de solera (b):	.30	m			
Talud (Z):	0				
Rugosidad (n):	0.014				
Pendiente (S):	0.064	m/m			

Resultados:					
Tirante normal (y):	0.2538	m	Perímetro (p):	0.8076	m
Área hidráulica (A):	0.0761	m ²	Radio hidráulico (R):	0.0943	m
Espejo de agua (T):	0.3000	m	Velocidad (v):	3.7432	m/s
Número de Froude (F):	2.3723		Energía específica (E):	0.9679	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

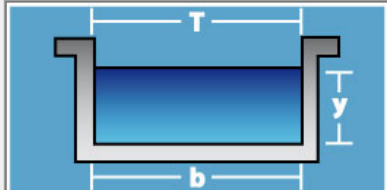
Cunetas de 30 cm x 40 cm

Nota. De acuerdo con la sección rectangular, se adoptó una cuneta de 30 × 40 cm.

Figura 73

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 2, Punto 17

Lugar:		Proyecto:	
Tacabamba		Pav.Jr. 28 de Julio	
Tramo: Tramo-02_Punto 17		Revestimiento: Concreto	

Datos:					
Caudal (Q):	1.887	m ³ /s			
Ancho de solera (b):	.50	m			
Talud (Z):	0				
Rugosidad (n):	0.014				
Pendiente (S):	0.064	m/m			

Resultados:					
Tirante normal (y):	0.6532	m	Perímetro (p):	1.8064	m
Área hidráulica (A):	0.3266	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1808	m
Espejo de agua (T):	0.5000	m	Velocidad (v):	5.7778	m/s
Número de Froude (F):	2.2825		Energía específica (E):	2.3547	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Cunetas de 50 cm x 75 cm

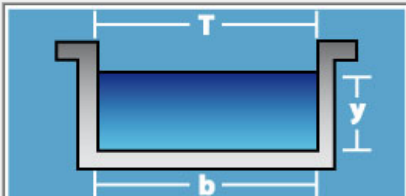
Nota. De acuerdo con la sección rectangular, se adoptó una cuneta de 50 × 75 cm.

Figura 74

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 2, Punto 18

Lugar: Tacabamba Tramo: Tramo-02_Punto 18	Proyecto: Pav.Jr. 28 de Julio Revestimiento: Concreto
---	---

Datos:	
Caudal (Q):	1.647 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.50 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.064 m/m



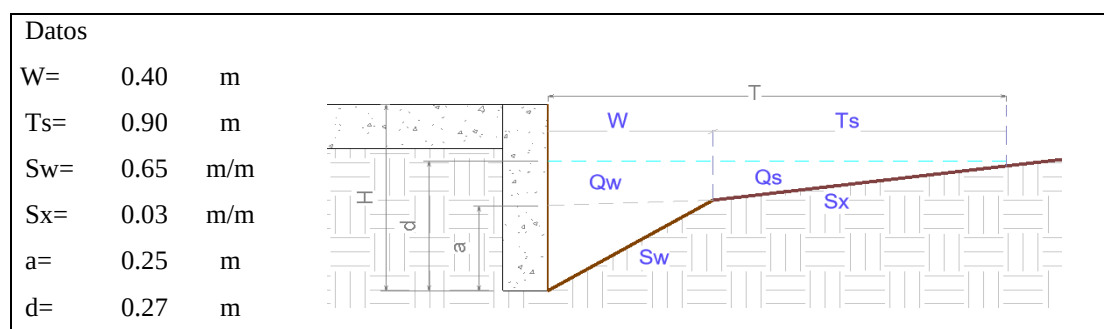
Resultados:	
Tirante normal (y):	0.5828 m
Área hidráulica (A):	0.2914 m ²
Espejo de agua (T):	0.5000 m
Número de Froude (F):	2.3640
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro (p):	1.6655 m
Radio hidráulico (R):	0.1749 m
Velocidad (v):	5.6524 m/s
Energía específica (E):	2.2112 m-Kg/Kg

Cunetas de 50 cm x 75 cm

Nota. La sección rectangular se dimensionó con base en la verificación hidráulica, adoptando una cuneta de 50 × 75 cm para garantizar la conducción del caudal máximo de la subcuenca.

Figura 75

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular compuesta, Subcuenca urbana 2, Punto 21

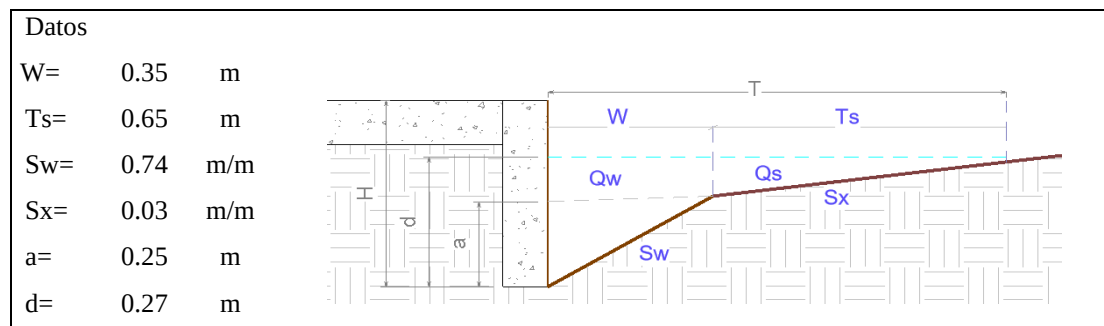


Nota. Sx: talud de la subcuenca urbana superior; Sw: talud de la subcuenca urbana inferior o cuña de la cuneta; d: profundidad del flujo; T: ancho total mojado de la sección; W: ancho de la subcuenca urbana vertical o pared de la cuneta; Ts: ancho mojado sobre el talud superior; Qw: caudal parcial que circula sobre la subcuenca urbana vertical (w); Qs: caudal parcial que circula sobre el talud superior (Sx).

Figura 76

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular compuesta, Subcuenca urbana 2,

Punto 22



Nota. Sx: talud de la subcuenca urbana superior; Sw: talud de la subcuenca urbana inferior o cuña de la cuneta; d: profundidad del flujo; T: ancho total mojado de la sección; W: ancho de la subcuenca urbana vertical o pared de la cuneta; Ts: ancho mojado sobre el talud superior; Qw: caudal parcial que circula sobre la subcuenca urbana vertical (w); Qs: caudal parcial que circula sobre el talud superior (Sx).

Tabla 97

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, puntos 11 y

12

Punto de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	N	Parámetros Hidráulicos					Sec. Hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m			b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-11	177.94	7.162	0.040	0.153	0.014	0.3	0.187	0.056	0.3	0.674	0.3	0.25
P-12	177.94	7.162	0.040	0.090	0.014							
			Máximo	0.153								
			Suma	0.243		0.3	0.270	0.081	0.3	0.839	0.3	0.3

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de los puntos 11 y 12 de la subcuenca urbana 2, considerando el caudal máximo acumulado y los parámetros de la sección rectangular adoptada. Se incluyen tirantes, área hidráulica y ancho mojado conforme a la CE.040.

Tabla 98

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, punto 13, 15 y 17

Punto de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	N Manning	Parámetros Hidráulicos					Sec. Hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m			b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-13	243.74	16.147	0.066	1.546	0.014	0.5	0.546	0.273	0.5	1.592	0.5	0.55
P-15	318.83	22.356	0.070	1.712	0.014	0.5	0.580	0.290	0.5	1.660	0.5	0.60
P-17	438.39	28.162	0.064	1.887	0.014	0.5	0.653	0.327	0.5	1.806	0.5	0.65

Nota. Los tirantes y las áreas hidráulicas verifican la capacidad de conducción de caudales superiores a 1.5 m³/s.

Tabla 99

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, punto 14, 16 y 18

Punto de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	N Manning	Parámetros Hidráulicos					Sec. Hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m			b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-14	243.74	16.147	0.066	1.486	0.014	0.5	0.5291	0.265	0.5	1.558	0.50	0.55
P-16	318.83	22.356	0.070	1.536	0.014	0.5	0.53	0.265	0.5	1.560	0.50	0.60
P-18	438.39	28.162	0.064	1.647	0.014	0.5	0.5828	0.291	0.5	1.666	0.50	0.65

Nota. La tabla confirma su capacidad para conducir caudales entre 1.48 y 1.64 m³/s.

Tabla 100

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, Punto 19 y 21

Punto de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	N Manning	Parámetros Hidráulicos					Q total
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m			A1 m ²	A2 m ²	AT m ²	Pm m	R m	
P-19	92.78	0.412	0.004	0.088	0.014						Qw= 0.259
P-21	136.11	0.603	0.004	0.249	0.014	0.059	0.005	0.064	1.446	0.044	Qs=0.007
			Máximo	0.249							QT= 0.259

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de la cuneta triangular compuesta en los puntos 19 y 21, identificando los aportes parciales Qw y Qs y demostrando la suficiencia de la sección para conducir el caudal total.

Tabla 101

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 2, Punto 20 y

22

Punto de Control	Geometría de la vía			Q.		Parámetros Hidráulicos					
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	diseño m3/s	N Manning	A1 m2	A2 m2	AT m2	Pm m	R m	Q total m3/s
P-20	92.78	0.412	0.004	0.071	0.014						$Q_w=0.2034$
P-22	136.11	0.603	0.004	0.170	0.014	0.049	0.003	0.052	1.151	0.045	$Q_s=0.0031$
			Máximo	0.170							$Q_T=0.207$

Nota. La sección propuesta satisface los requerimientos de caudal y pendiente de la CE.040.

Figura 77

Dimensiones típicas de las cunetas laterales P-11 de 35 x 30 y 30 x 40, subcuenca urbana 2

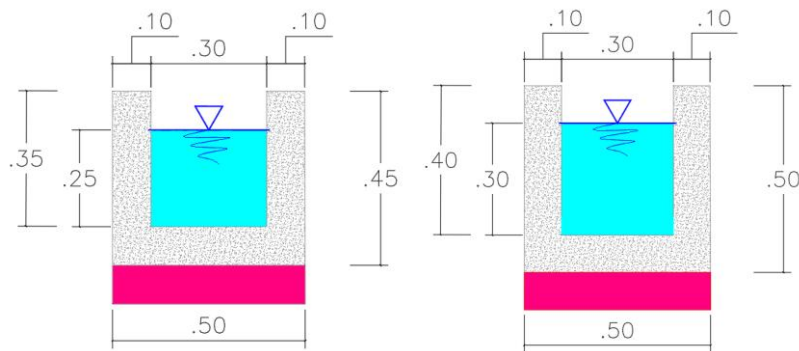


Figura 78

Dimensiones típicas de las cunetas laterales en P 13 y 14, CR-01; CR-02, subcuenca urbana 2

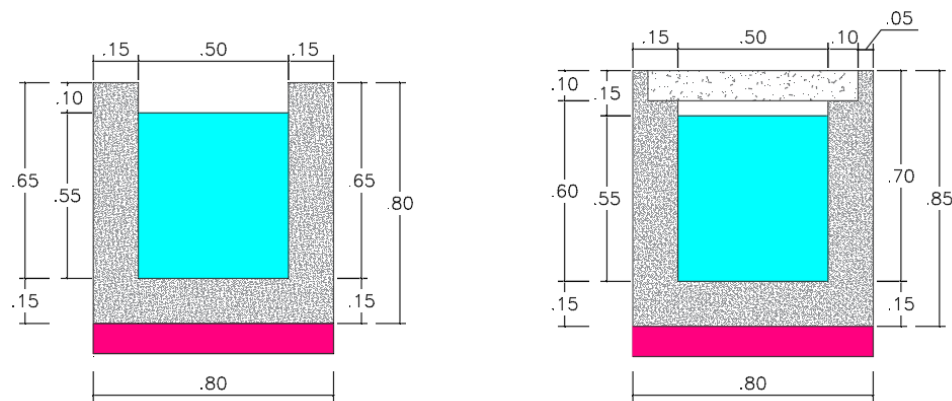
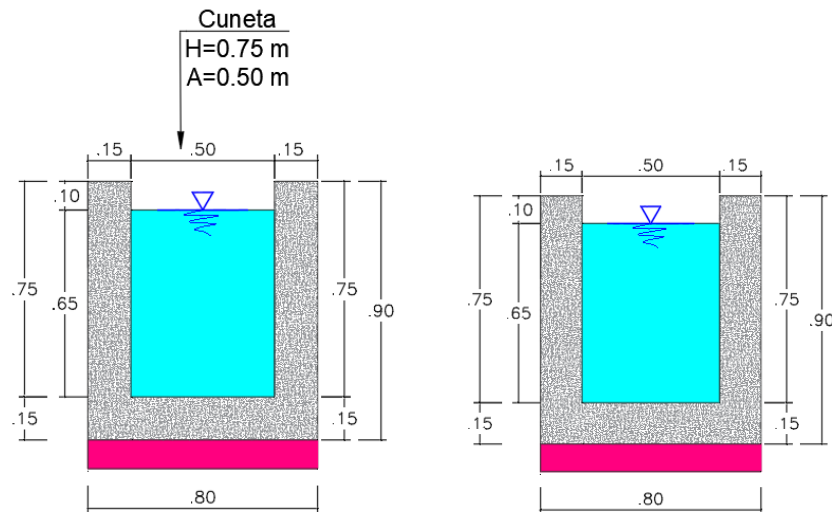


Figura 79

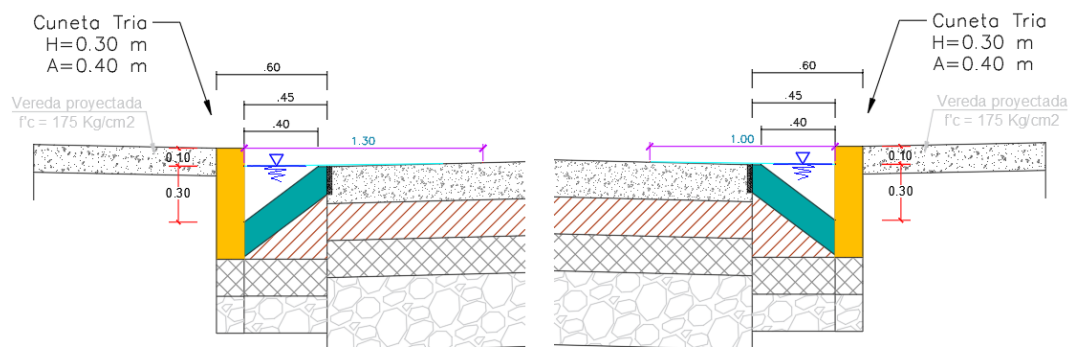
Dimensiones típicas de las cunetas laterales del punto 17 y 18, CR-03, subcuenca urbana 2



Nota. Se observa la sección rectangular ampliada para los puntos 17 y 18 (CR-03), donde los caudales máximos requieren una cuneta de 65 × 50 cm.

Figura 80

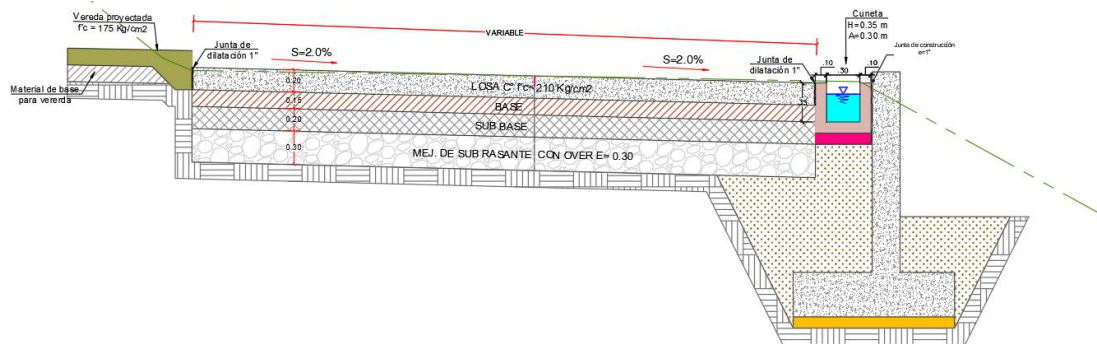
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Punto 19-22, subcuenca urbana 2



Nota. La figura muestra la sección transversal de la vía en los puntos 19 a 22 de la subcuenca urbana 2, donde se adoptan cunetas compuestas para condiciones geométricas con espacio reducido.

Figura 81

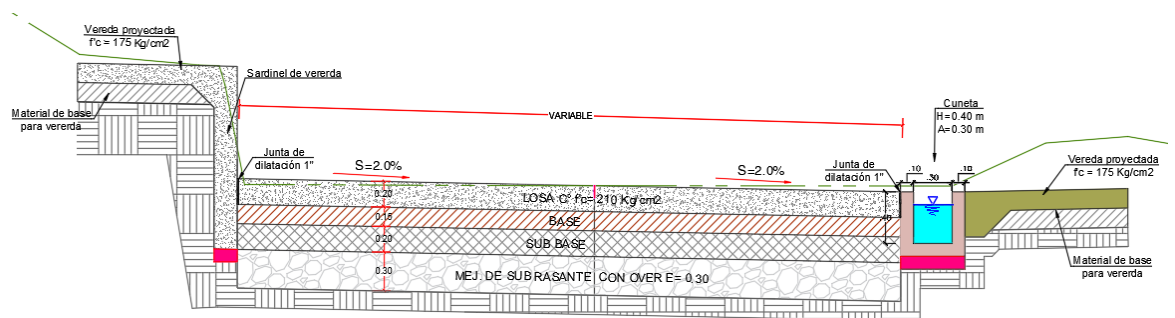
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+480



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales del Jr. Lima en las progresivas 0+480 y 0+580, integrando cunetas de concreto y el bombeo transversal de $\pm 2.5\%$.

Figura 82

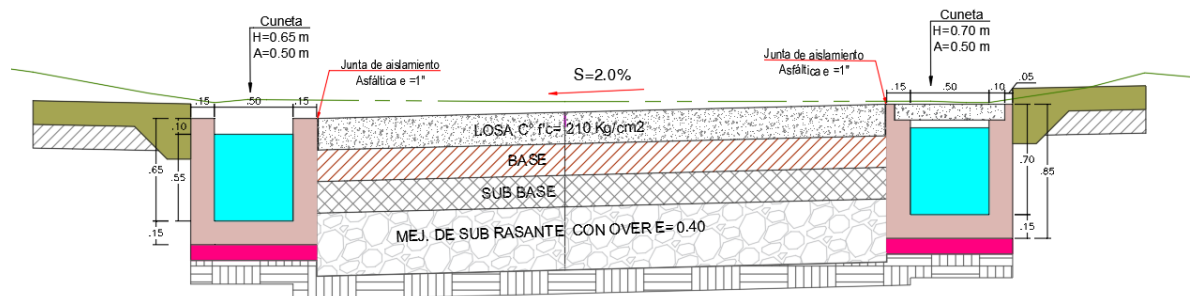
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+580



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales del Jr. Lima en las progresivas 0+480 y 0+580, integrando cunetas de concreto y el bombeo transversal de $\pm 2.5\%$.

Figura 83

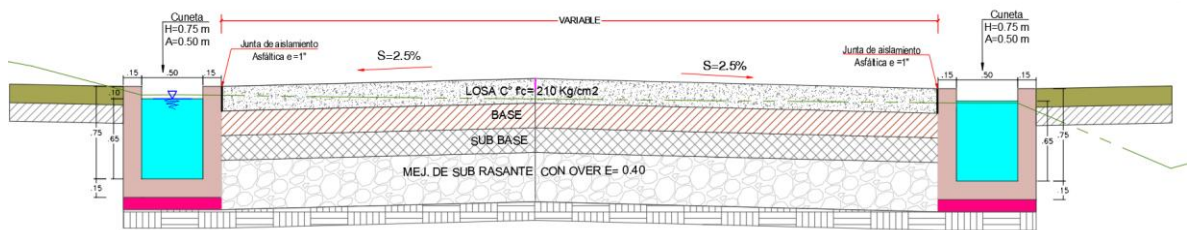
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+460



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 84

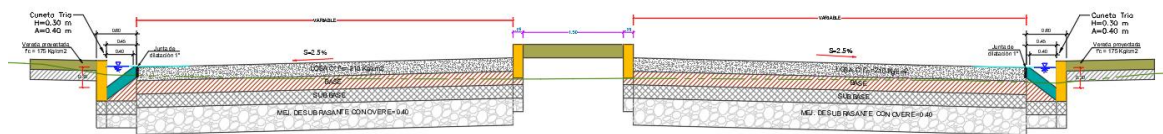
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+300



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 85

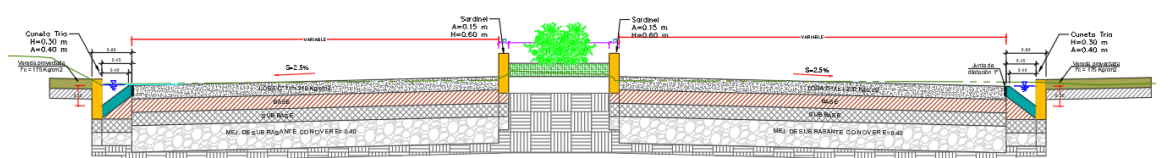
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+210



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 86

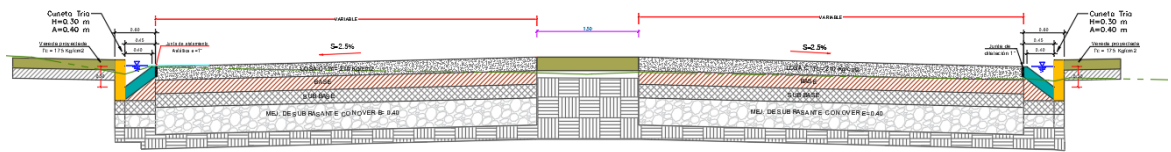
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+180



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 87

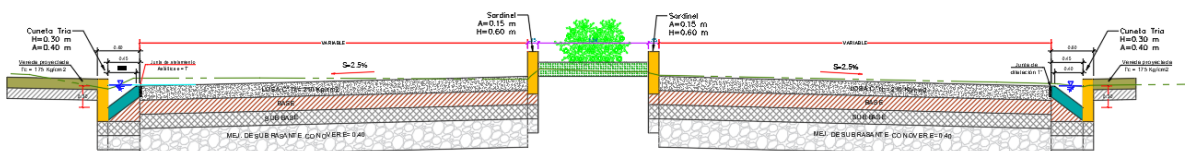
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+070



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 88

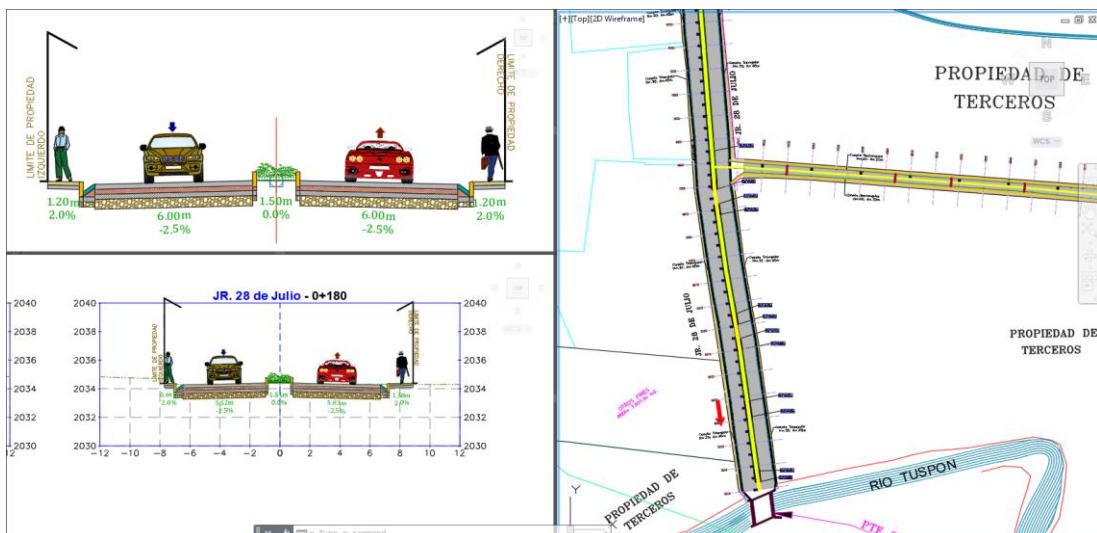
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en Jr. 28 de Julio - 0+010



Nota. Se muestran las secciones típicas del Jr. 28 de Julio en diversas progresivas, incorporando las cunetas rectangulares diseñadas y el perfil estructural del pavimento.

Figura 89

Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2



Nota. La figura presenta la vista en planta y corte longitudinal del sistema de cunetas implementado en la subcuenca urbana 2, evidenciando la continuidad hidráulica y el enlace entre secciones rectangulares y triangulares.

c) Subcuenca urbana 3.

La subcuenca urbana 3 presentó una de las mayores exigencias hidráulicas del sistema de drenaje pluvial, debido a la combinación de pendientes longitudinales pronunciadas, la acumulación progresiva de caudales y los aportes externos provenientes de la cuenca urbana hacia los ejes D–E–F. Esta condición incrementó la demanda de conducción en las cunetas laterales, especialmente en los puntos donde el flujo se concentró y se desplazó hacia sectores inferiores de la subcuenca. Por ello, se adoptaron cunetas rectangulares de dimensiones variables, ajustadas a la disponibilidad geométrica de la vía y a la capacidad hidráulica requerida en cada punto de control.

De acuerdo con la Tabla 102, las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 3 presentaron secciones de 0.25×0.25 m a 0.60×1.00 m. Las secciones menores, como 0.25×0.25 m, 0.30×0.25 m, 0.30×0.35 m y 0.25×0.45 m, se emplearon en puntos donde el caudal de diseño fue menor o en los que el ancho disponible de la vía limitó la sección hidráulica. En cambio, las secciones de mayor capacidad, como 0.50×0.75 m, 0.50×0.55 m, 0.35×0.65 m, 0.40×0.60 m y 0.60×1.00 m, se utilizaron en zonas críticas donde el caudal acumulado exigió un área hidráulica mayor para evitar desbordes. La sección de 0.60×1.00 m, ubicada en el punto P-39, fue la de mayor capacidad en la subcuenca.

Asimismo, en los sectores donde la geometría vial y la topografía permitieron una solución más liviana, se proyectaron cunetas triangulares, principalmente en el Jr. Túpac Amaru y la Av. Aviación. Según la Tabla 103, estas cunetas presentaron anchos superficiales de 0.35 m y 0.40 m, una profundidad uniforme de 0.25 m y pendientes transversales de 0.71 m/m y 0.63 m/m, respectivamente. Estas secciones fueron diseñadas mediante la fórmula de Izzard y complementaron el sistema rectangular en los ramales de la subcuenca.

Tabla 102*Resumen de cunetas rectangulares diseñadas en la subcuenca urbana 3*

Puntos	Sección (ancho × altura) (m)	Comentario
P-25	0.30 × 0.50	Sección rectangular típica del eje E.
P-26		
P-29	0.25 × 0.45	Cuneta más angosta, usada cuando el ancho disponible es reducido.
P-30	0.50 × 0.75	Sección de gran capacidad donde llega el aporte principal de la microcuenca.
P-31	0.30 × 0.55	Cuneta de mediana altura en el eje F.
P-32	0.30 × 0.35	Sección rectangular intermedia en el eje F.
P-33	0.35 × 0.50	Sección reforzada para caudales en crecimiento en el eje F.
P-34	0.30 × 0.45	Sección de transición entre cunetas medias y grandes.
P-35	0.50 x 0.55	Sección de mayor ancho y altura media, empleada para incrementar la capacidad de conducción en el eje F.
P-36	0.30 × 0.50	Cuneta rectangular estándar de 0.30 m de ancho.
P-37 y P-38	0.35 × 0.65	Sección alta y angosta del eje F en la zona crítica.
P-39	0.60 × 1.00	Sección máxima de la subcuenca urbana 3 en función del caudal acumulado de la microcuenca.
P-40	0.30 × 0.35	Sección rectangular baja, utilizada en un punto de menor demanda hidráulica.
P-41	0.25 x 0.25	Sección mínima de la subcuenca, aplicable en zonas de bajo caudal o en espacios restringidos.
P-42	0.30 x 0.25	Sección de baja altura, adoptada en función de la geometría disponible y del menor caudal de diseño.
P-43	0.40 × 0.60	Cuneta rectangular ancha en el eje F.
P-44	0.30 x 0.50	Cuneta rectangular estándar, utilizada para mantener la continuidad hidráulica en la subcuenca.

Tabla 103*Cunetas triangulares diseñadas en la subcuenca urbana 3*

Ubicación / eje	Tipo de cuneta	Ancho T (m)	Profundidad Y (m)	Pendiente ST (m/m)
Jr. Tupac Amaru D–F (lado 1)	Triangular	0.35	0.25	0.71
Jr. Tupac Amaru F–G (lado 2)	Triangular	0.35	0.25	0.71
Av. Aviación D–E–F (lado 1)	Triangular	0.40	0.25	0.63
Av. Aviación F–G (lado 2)	Triangular	0.40	0.25	0.63

Figura 90

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuena urbana 3, Punto 25

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav.Jr.Inclan
Tramo:	Tramo-03_Punto25	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.490 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.065 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3939 m	Perímetro (p):	1.0879 m
Área hidráulica (A):	0.1182 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1086 m
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v):	4.1461 m/s
Número de Froude (F):	2.1091	Energía específica (E):	1.2701 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 30 cm x 50 cm

Nota. La sección rectangular de 30 × 50 cm se dimensionó en función del caudal de diseño del punto 25 y su capacidad se verificó mediante la ecuación de Manning.

Figura 91

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuena urbana 3, Punto 29

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav.Pasaje N06
Tramo:	Tramo-03_Punto29	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.249 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.040 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3431 m	Perímetro (p):	0.9361 m
Área hidráulica (A):	0.0858 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0916 m
Espejo de agua (T):	0.2500 m	Velocidad (v):	2.9033 m/s
Número de Froude (F):	1.5826	Energía específica (E):	0.7727 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 25 cm x 45 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 45 cm se seleccionó para adaptarse al ancho disponible en la vía y asegurar la conducción del caudal correspondiente al punto 29.

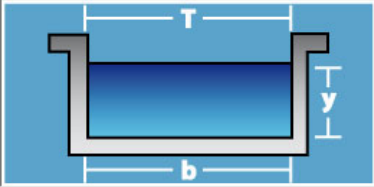
Figura 92

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuena urbana 3, Punto 30

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Pasaje N06
Tramo:	Tramo-03_Punto 30	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	1.613	m ³ /s
Ancho de solera (b):	.50	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.051	m/m



Resultados:

Tirante normal (y):	0.6298	m	Perímetro (p):	1.7595	m
Área hidráulica (A):	0.3149	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1790	m
Espejo de agua (T):	0.5000	m	Velocidad (v):	5.1226	m/s
Número de Froude (F):	2.0610		Energía específica (E):	1.9672	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

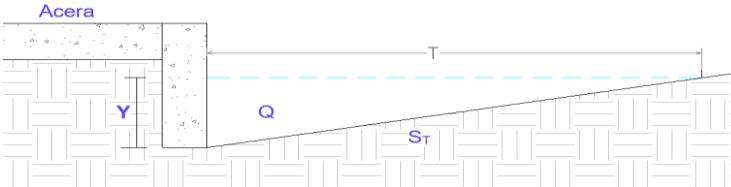
Cuneta de 50 cm x 75 cm

Nota. Se adoptó una sección rectangular de 0.50 × 0.75 m debido al incremento significativo del caudal acumulado en el punto P-30, producto del aporte proveniente de la microcuena.

Figura 93

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuena urbana 3

Cuneta triangular	Jr. Tupac Amaru D-F Lado 1	Jr- Tupac Amuru F-G Lado 2	Av. Aviación D-E-F Lado 1	Av. Aviación F-G Lado 2
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.069	0.130	0.111	0.103
Ancho de cuneta T (m)	0.35	0.35	0.40	0.40
Profundidad de cuneta Y (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
Pendiente ST (m/m)	0.71	0.71	0.63	0.63



Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos donde la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Tabla 104

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en el eje E, subcuenca urbana 3

Caudal que aportaría la microcuenca

Se suma el caudal $Q_1 = 0.681 \text{ m}^3/\text{s}$ Microcuenca

Llevará cada lado de cuneta $Q_{\text{cuneta}} = 0.340 \text{ m}^3/\text{s}$

Puntos de Control Subcuenca urbana N03_Parte 01_Eje

E

Puntos de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	n	Q. diseño Final	Parámetros Hidráulicos					Sec. Hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m		Manning		b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-23	78.79	3.325	0.042	0.051	0.014	0.392	0.3	0.3924	0.118	0.3	1.085	0.3	0.4
P-24	79.59	0.768	0.010	0.051	0.014	0.392							
P-25	142.53	9.244	0.065	0.149	0.014	0.490	0.3	0.3939	0.118	0.3	1.088	0.3	0.4
P-26	143.33	6.687	0.047	0.140	0.014	0.481							
P-27	261.57	17.194	0.066	0.438	0.014	0.778							
P-28	262.37	14.637	0.056	0.242	0.014	0.582							
					Suma	1.360	0.45	0.558	0.251	0.45	1.566	0.45	0.6
P-29	121.79	4.854	0.040	0.249	0.014	0.249	0.25	0.3431	0.086	0.25	0.936	0.25	0.35
P-30	384.16	19.491	0.051	0.932	0.014	1.613	0.5	0.6298	0.315	0.5	1.760	0.5	0.65

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas ubicadas en el eje E, que incorpora el caudal adicional proveniente de la microcuenca, distribuido equitativamente entre ambos lados de la vía.

Tabla 105

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada entre D – F subcuenca urbana N° 3

Control entre D-F de la subcuenca urbana N03_Parte 01						Pendiente mínima de 1% y 2 %							
Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño	n	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica		
	Long	Δh	S			b	y	A	T	Pm	b	Y	
	(m)	(m)	m/m	m3/s	Manning	m	m	m2	m	m	m	m	
Entre los (Ejes D-F)													
JR. Lima	78.79	3.325	0.042	0.051	0.014								
JR. Lima	78.79	3.325	0.042	0.061	0.014	0.25	0.110	0.028	0.25	0.471	0.25	0.2	
Entre los (Ejes D-F)													
JR. Dos de Mayo	117.2	0.259	0.010	0.080	0.014								
JR. Dos de Mayo	117.2	0.259	0.010	0.176	0.014	0.3	0.275	0.083	0.3	0.85	0.3	0.3	
Entre los (Ejes D-F)													
JR. Tupac Amaru	92.7	2	0.022	0.064	0.014								
JR. Tupac Amaru	92.7	2	0.022	0.069	0.014								Triangular
Entre los (Ejes D-E)													
AV. Aviación	105.05	0.974	0.009	0.111	0.014								Triangular

Control entre D-F de la subcuenca urbana N03_Parte 01						Pendiente mínima de 1% y 2 %						
Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño	n	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long	Δh	S			b	y	A	T	Pm	b	Y
	(m)	(m)	m/m	m3/s	Manning	m	m	m2	m	m	m	m
AV. Aviación	105.05	0.974	0.009	0.047	0.014							
Entre los (Ejes E-F)												
AV. Aviación	86.57	0.953	0.011	2.146	0.014	0.7	0.782	0.5474	0.7	2.264	0.7	0.8
AV. Aviación	86.57	0.953	0.011	0.093	0.014							
Entre los (Ejes D-F)												
JR. SN	217.89	2.92	0.013	0.157	0.014	0.25	0.2837	0.0709	0.25	0.8174	0.25	0.3
JR. SN	217.89	2.92	0.013	0.217	0.014	0.3	0.2978	0.0893	0.3	0.8956	0.3	0.3

Nota. Se presenta la verificación de las cunetas laterales en los ejes D–F.

Tabla 106

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en el eje F, subcuenca urbana 3

Caudal que aportaría la Micro Cuenca

Se suma el caudal $Q_2 = 0.681 \text{ m}^3/\text{s}$

Este caudal se bajará por el lado izquierdo de la vía.

Puntos de Control Subcuenca urbana N03_Parte 02-

Eje F

Puntos de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	n	Q. diseño Final	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long	Δh	S				b	y	A	T	Pm	b	Y
	(m)	(m)	m/m	m3/s	Manning	m3/s	m	m	m2	m	m	m	m
P-31	64.58	7.254	0.112	0.064	0.014	0.745	0.3	0.4464	0.13392	0.3	1.1928	0.3	0.45
P-32	64.58	7.254	0.112	0.299	0.014	0.299	0.3	0.2112	0.06336	0.3	0.7224	0.3	0.25
P-33	133.6	12.417	0.093	0.104	0.014	0.784	0.35	0.4155	0.145425	0.35	1.181	0.35	0.45
P-34	133.6	12.417	0.093	0.482	0.014	0.482	0.3	0.3345	0.10035	0.3	0.969	0.3	0.35
P-35	258.27	21.811	0.084	0.201	0.014	0.882	0.35	0.4789	0.167615	0.35	1.3078	0.35	0.5
P-36	258.27	21.811	0.084	0.520	0.014	0.520	0.3	0.3718	0.11154	0.3	1.0436	0.3	0.4
P-37	386.7	27.698	0.072	0.276	0.014	0.957	0.35	0.5484	0.19194	0.35	1.4468	0.35	0.55
P-38	386.7	27.698	0.072	0.906	0.014	0.906	0.35	0.5232	0.18312	0.35	1.3964	0.35	0.55
P-39	448.83	29.022	0.065	2.034	0.014	2.715	0.5	0.7311	0.36555	0.5	1.9622	0.6	0.8
P-40	448.83	29.022	0.065	1.097	0.014	1.097	0.4	0.5428	0.21712	0.4	1.4856	0.4	0.55
P-41	77.38	0.817	0.011	0.038	0.014	0.038	0.25	0.1297	0.032425	0.25	0.5094	0.25	0.15
P-42	77.38	0.817	0.011	0.038	0.014	0.038	0.25	0.1297	0.032425	0.25	0.5094	0.25	0.15
P-43	269.34	3.343	0.020	0.507	0.014	0.507	0.4	0.4656	0.18624	0.4	1.3312	0.4	0.5
P-44	269.34	3.343	0.020	0.243	0.014	0.243	0.3	0.3586	0.10758	0.3	1.0172	0.3	0.4

Nota. La tabla resume la verificación hidráulica de la cuneta izquierda del eje F, por donde se conduce la totalidad del caudal aportado por la microcuenca, utilizando las secciones dimensionadas en cada punto de control.

Tabla 107

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada entre F-G, subcuenca urbana 3

Cambiando la pendiente al mínimo de 1% y 2 %

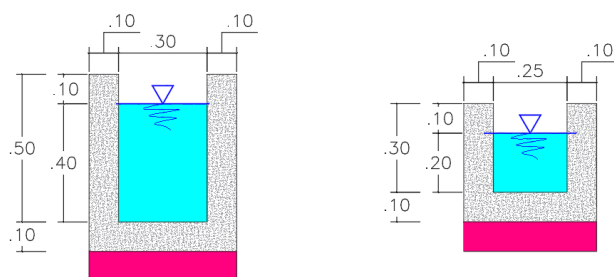
Control entre F-G de la subcuenca urbana N03_Parte 02

Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q.	N	Parámetros Hidráulicos					Sec.	
	Long	Δh	S	diseño	Manning	b	y	A	T	Pm	hidráulica	
											m3/s	b
	(m)	(m)	m/m			m	m	m2	m	m		
Entre los (Ejes F-G)												
JR. Lima	109.24	7.494	0.069	0.051	0.014							
JR. Lima	109.24	7.494	0.069	0.052	0.014							
			Suma	0.102		0.25	0.1327	0.033	0.25	0.5154	0.25	0.15
Entre los (Ejes F-G)												
JR. José Olaya	93.43	6.124	0.066	0.057	0.014							
JR. José Olaya	93.43	6.124	0.066	0.032	0.014							
			Suma	0.089		0.25	0.1236	0.031	0.25	0.4972	0.25	0.15
Entre los (Ejes F-G)												
JR. Dos de Mayo	83.39	0.224	0.010	0.032	0.014							
JR. Dos de Mayo	83.39	0.224	0.010	0.115	0.014							
			Suma	0.147		0.3	0.315	0.095	0.3	0.93	0.3	0.3
Entre los (Ejes F-G)												
JR. Tupac Amaru	126.82	0.536	0.020	0.130	0.014							Triangular
JR. Tupac Amaru	126.82	0.536	0.020	0.098	0.014							Triangular
			Máximo	0.130								
Entre los (Ejes F-G)												
AV. Aviación	130.68	0.949	0.020	1.090	0.014	0.550	0.597	0.328	0.550	1.744	0.6	0.6
AV. Aviación	130.68	0.949	0.020	0.103	0.014							Triangular

Nota. Se evalúa la capacidad de conducción de las cunetas entre los ejes F–G para pendientes mínimas de 1 % y 2 %, diferenciando las secciones rectangulares y triangulares empleadas en cada calle.

Figura 94

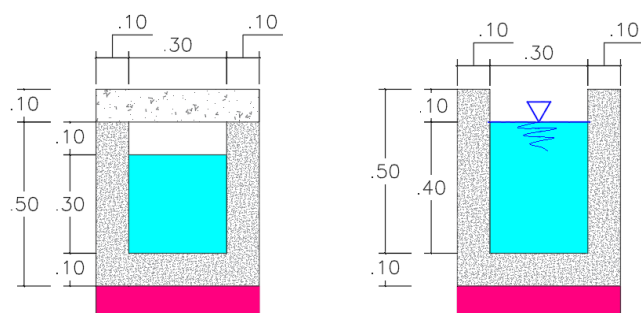
Dimensiones típicas de las cunetas laterales de H=50; A=30 y H= 30, A= 25 cm



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales típicas adoptadas en la subcuenca urbana 3.

Figura 95

Dimensiones típicas de las cunetas laterales punto 25 y 26, sección de las cunetas: de $H=50$; $A=30$



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales típicas adoptadas en la subcuenca urbana 3.

Figura 96

Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 29 y 30, sección de las cunetas: de $H=45$; $A=25$

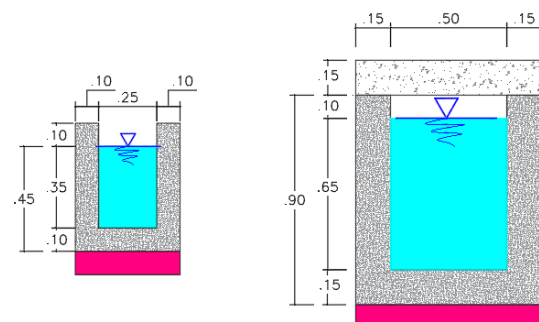
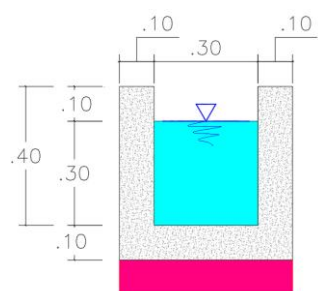


Figura 97

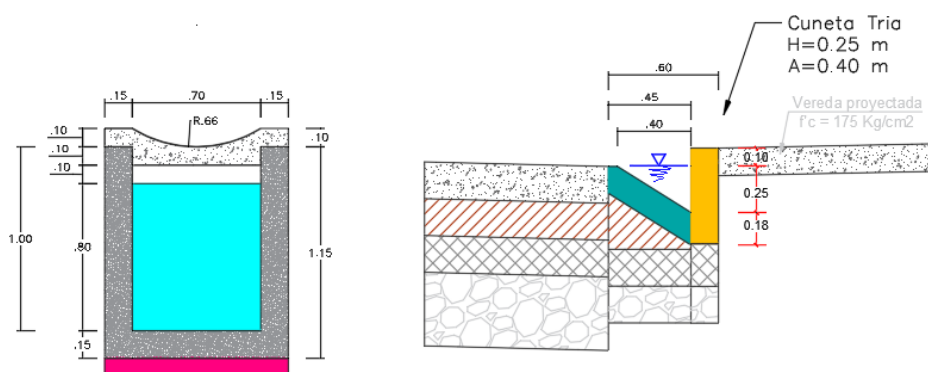
Dimensiones de la cuneta rectangular de la Av. Tupac Amaru, entre D – F, subcuenca urbana 3



Nota. Las secciones se emplearon en zonas con limitaciones de espacio.

Figura 98

Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección de la Av. Aviación 0+170



Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 99

Dimensiones típicas de las cunetas laterales sección del Jr. SN subcuenca urbana 03, 0+100

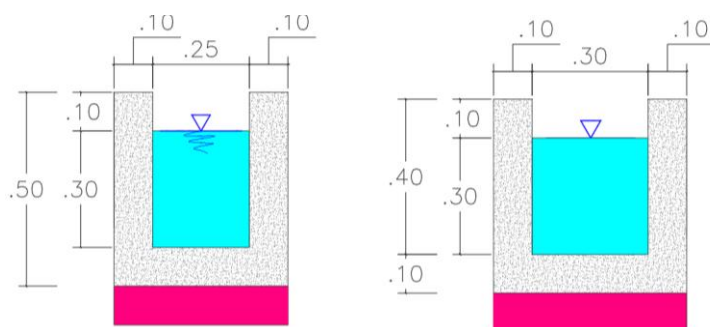
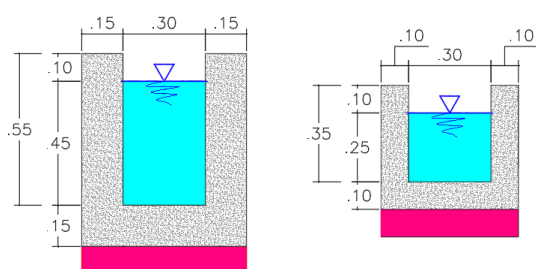


Figura 100

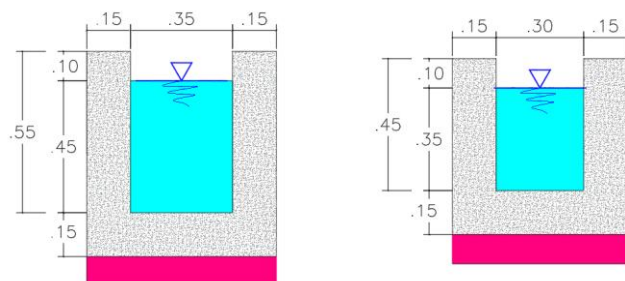
Dimensiones típicas de las cunetas laterales punto 31 y 32 sección de las cunetas: de H=55; A=30 y H=35; A=30, eje F, subcuenca urbana 3



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 101

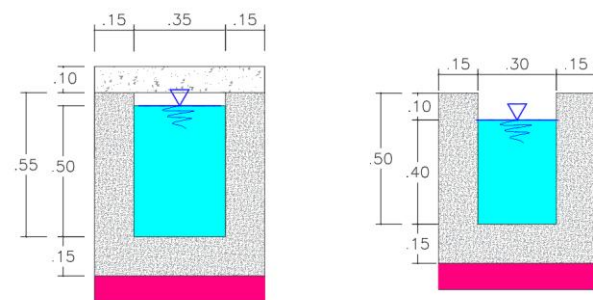
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 33 y 34, sección de las cunetas: de $H=55$; $A=35$ y $H=45$; $A=30$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 102

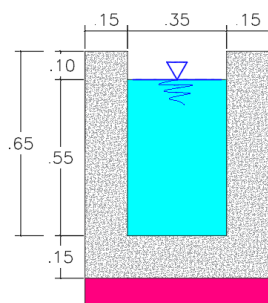
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 35 y 36, sección de las cunetas: de $H=55$; $A=35$ y $H=50$; $A=30$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 103

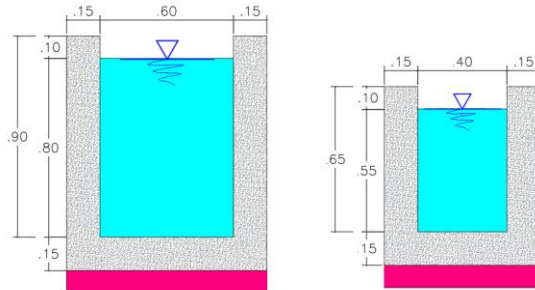
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 37 y 38, sección de las cunetas: de $H=65$; $A=35$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 104

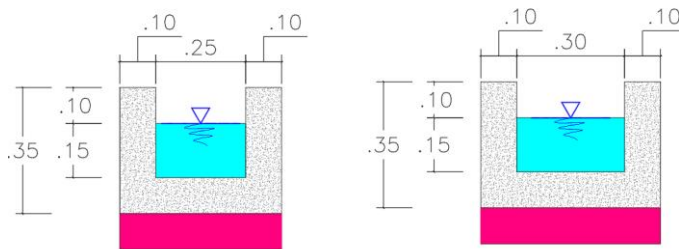
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 39 y 40, sección de las cunetas: de $H=90$; $A=60$ y $H=65$; $A=40$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 105

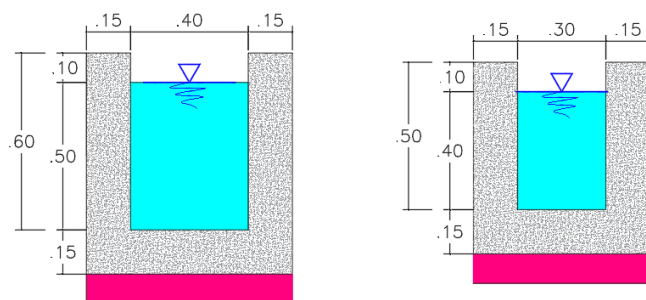
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 41 y 42, sección de las cunetas: de $H=35$; $A=25$ y $H=35$; $A=30$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 106

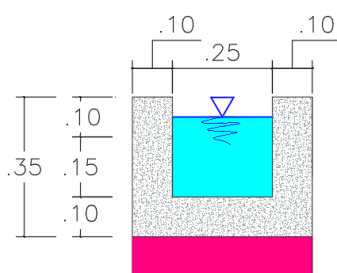
Dimensiones típicas de las cunetas laterales en los puntos 43 y 44, sección de las cunetas: de $H=60$; $A=40$ y $H=50$; $A=30$



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 107

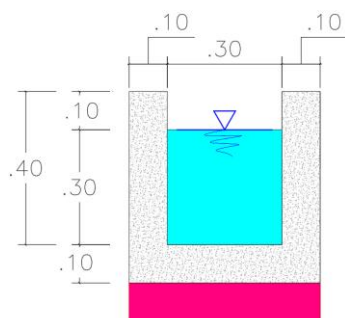
Dimensiones típicas de las cunetas laterales entre F-G, subcuenca urbana 3



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en las zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 108

Dimensiones típicas de las cunetas laterales en el Jr. Dos de Mayo

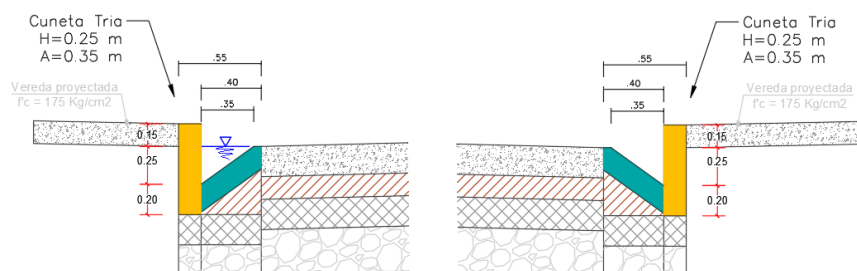


Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en las zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 109

Dimensiones típicas de las cunetas laterales de sección triangular en el Jr. Tupac

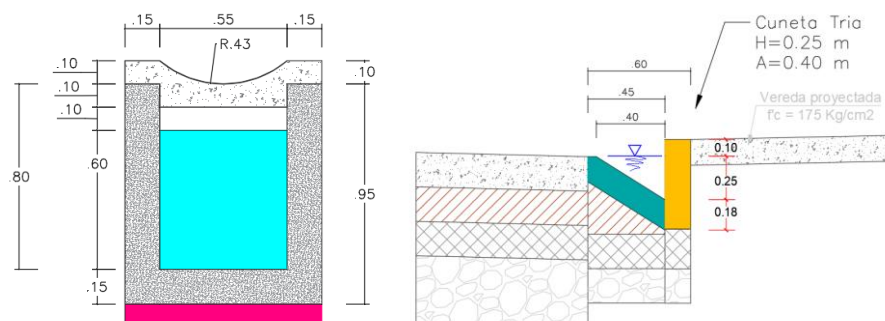
Amaru 0+230



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en las zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 110

Dimensiones típicas de las cunetas laterales de sección rectangular y triangular en la Av. Aviación 0+270



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 111

Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección triangular de la Av. Tupac Amaru

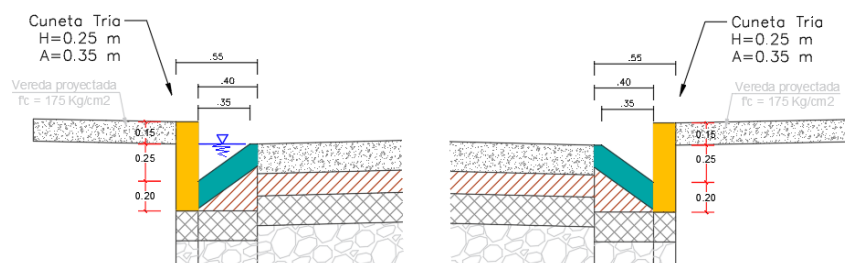
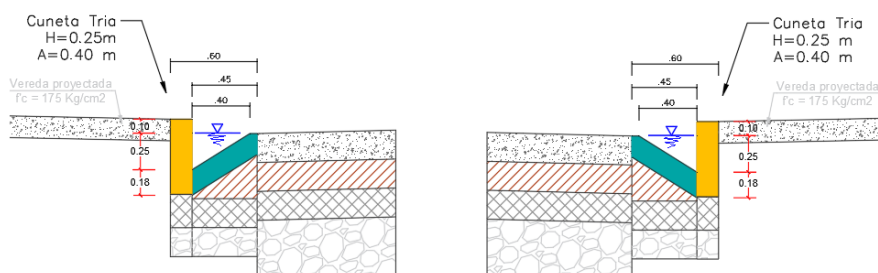


Figura 112

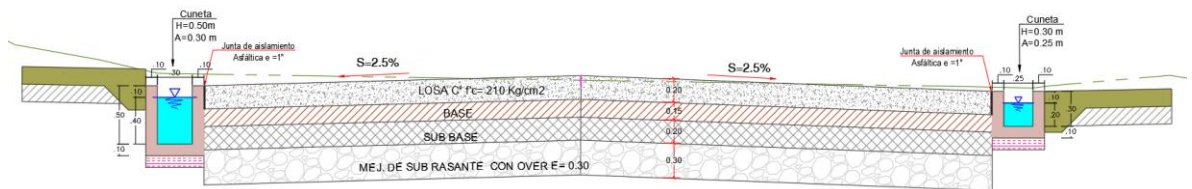
Dimensiones típicas de las cunetas laterales de la sección triangular de la Av. Aviación



Nota. Las secciones se emplearon en zonas con restricciones de espacio.

Figura 113

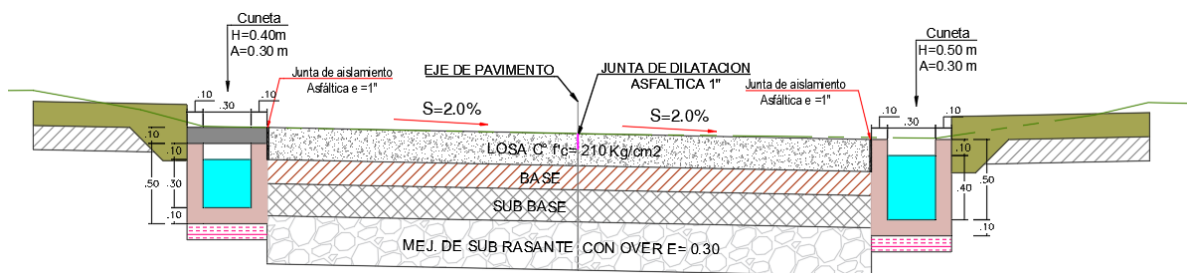
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en Jr. Lima - 0+640



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales típicas adoptadas en la subcuenca urbana 3.

Figura 114

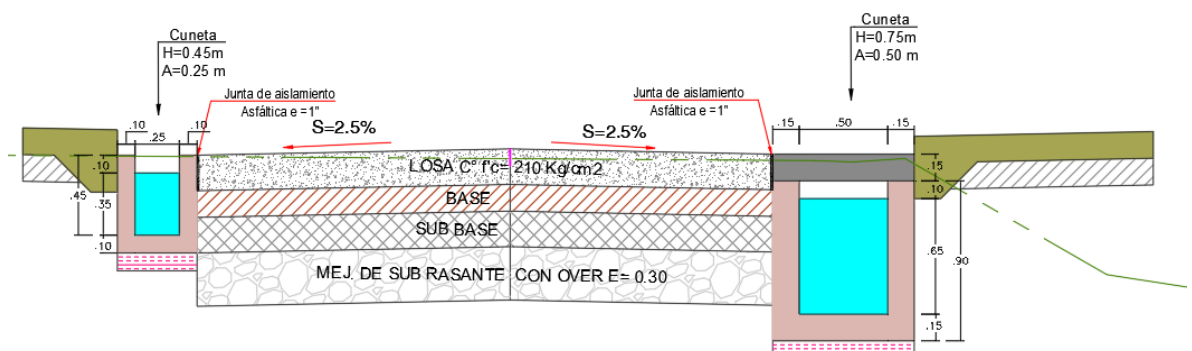
Sección transversal típica con cunetas laterales rectangulares en Jr. Inclán - 0+030



Nota. Las figuras muestran las secciones transversales típicas adoptadas en la subcuenca urbana 3.

Figura 115

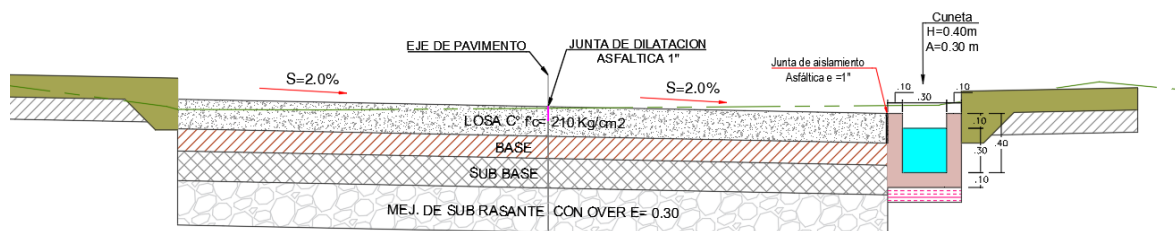
Sección transversal típica con cunetas laterales rectangulares en el pasaje 6 - 0+080



Nota. Las figuras presentan las secciones transversales típicas adoptadas en la subcuenca urbana 3.

Figura 116

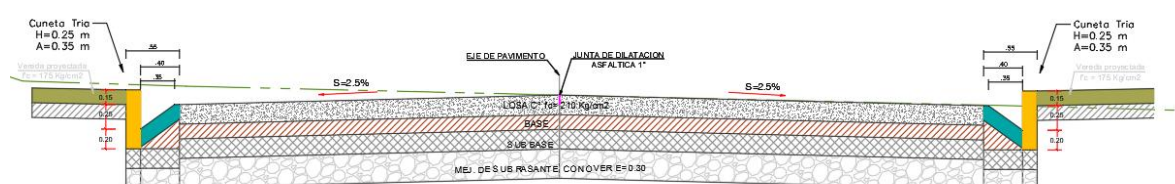
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Dos de Mayo - 0+080.



Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 117

Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Tupa Amaru - 0+060

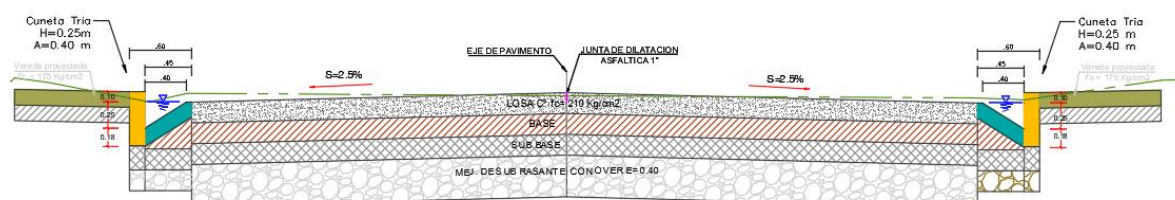


Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 118

Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Av.

Aviación 0+060



Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 119

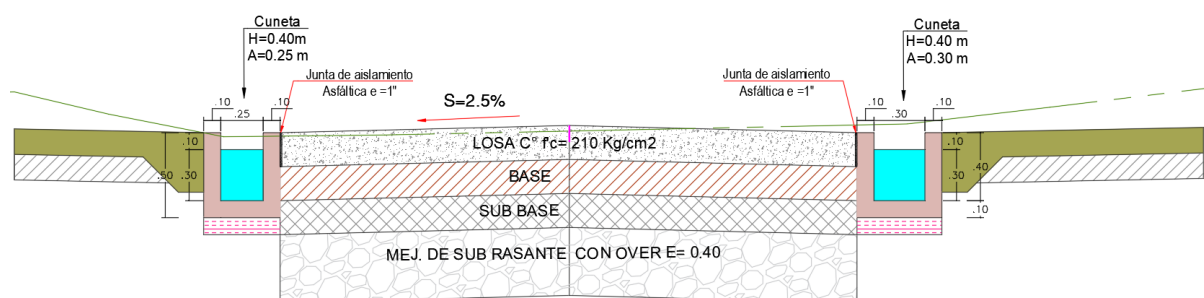
Sección transversal típica con cunetas laterales en la Av. Aviación 0+170



Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 120

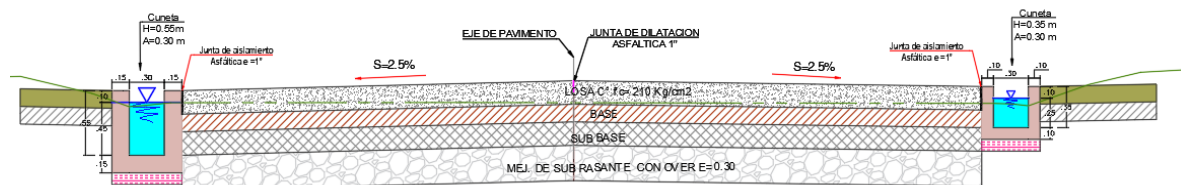
Sección transversal con cunetas laterales rectangulares en el Jr. SN subcuenca urbana 03, 0+100



Nota. Las secciones muestran los tipos de cunetas adoptados en distintos puntos de la subcuenca, considerando variaciones en altura y ancho para satisfacer las exigencias de caudal acumulado.

Figura 121

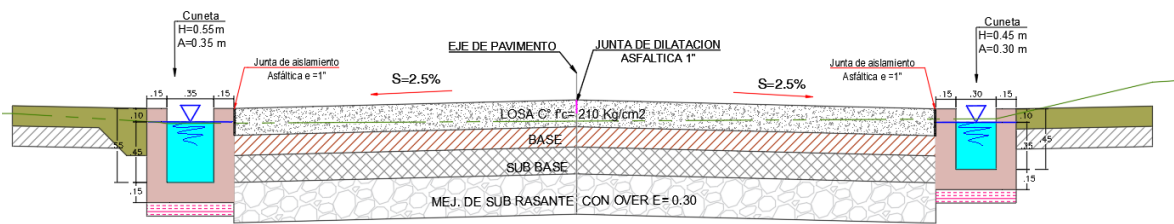
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 31 y 32, Jr. 7 de Junio - 0+670



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F, variando desde secciones pequeñas (35×25 cm) hasta mayores (90×60 cm) en puntos críticos.

Figura 122

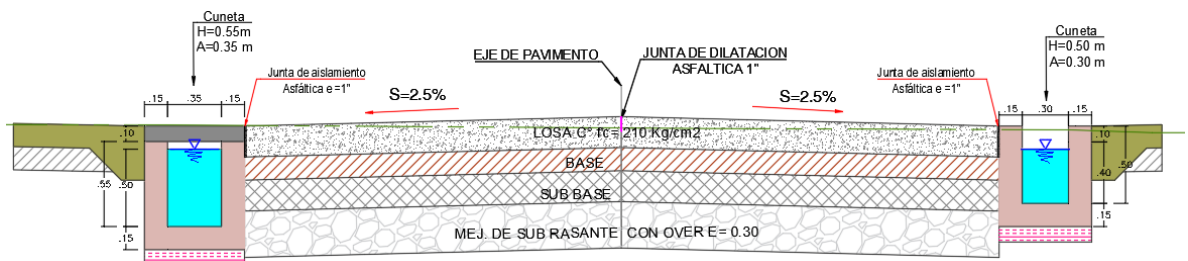
Sección transversal con cunetas en el punto 33 y 34, Jr. 7 de junio - 0+590



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 123

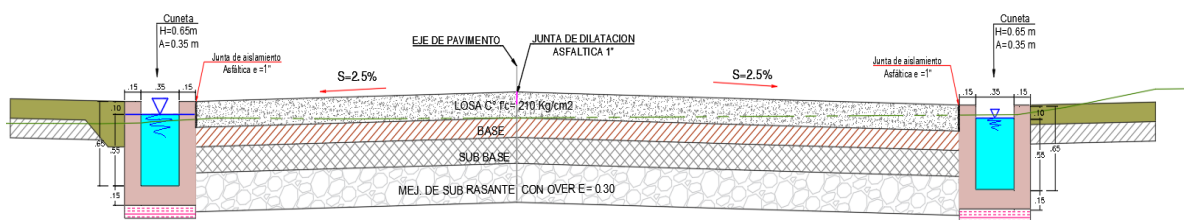
Sección transversal con cunetas en el punto 35 y 36, Jr. 7 de junio - 0+500



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 124

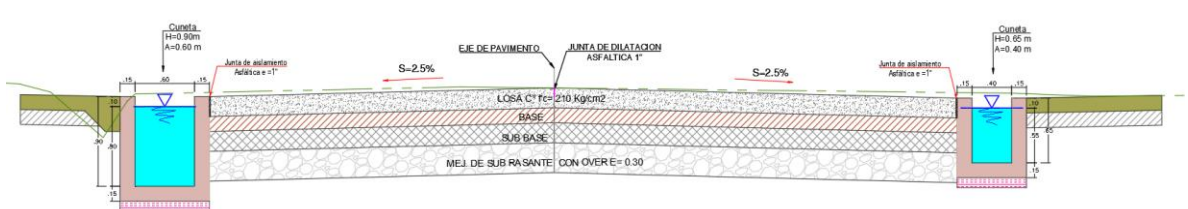
Sección transversal con cunetas en el punto 37 y 38, Jr. 7 de junio - 0+370



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 125

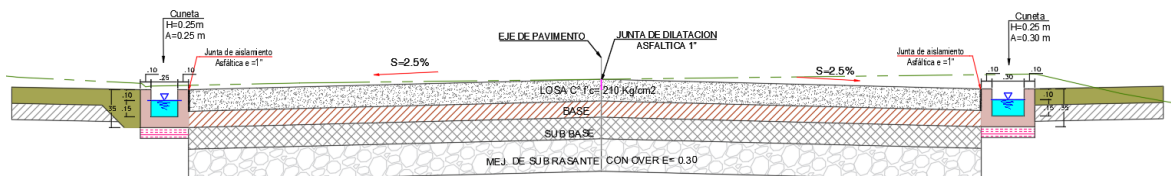
Sección transversal con cunetas en el punto 39 y 40, Jr. 7 de junio - 0+280



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F.

Figura 126

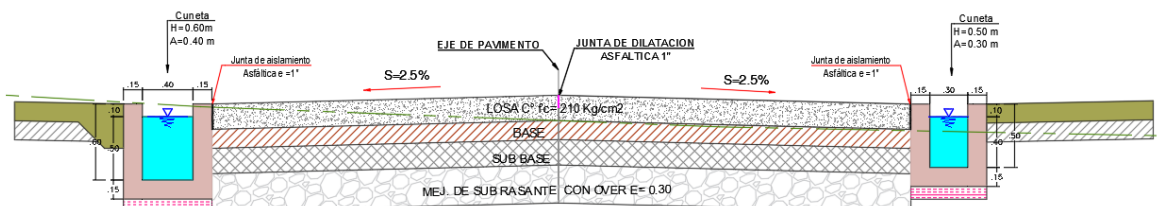
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 41 y 42, Jr. 7 de junio - 0+220



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F, variando desde secciones pequeñas (35×25 cm) hasta secciones mayores (90×60 cm) en puntos críticos.

Figura 127

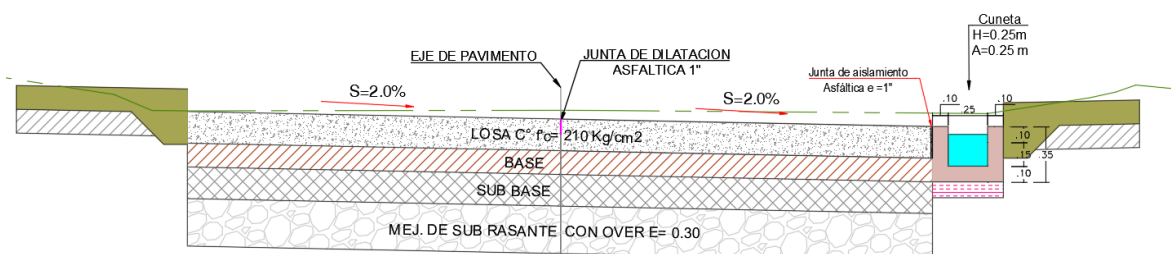
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Punto 43 y 44, Jr. 7 de junio - 0+020



Nota. Las dimensiones se ajustan a los caudales incrementales del eje F, variando desde secciones pequeñas (35×25 cm) hasta secciones mayores (90×60 cm) en puntos críticos.

Figura 128

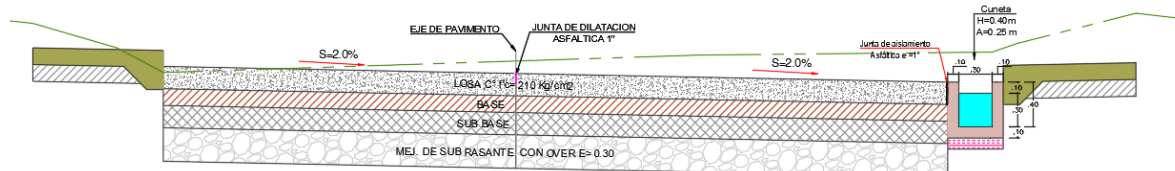
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Lima - 0+800 y Jr. José Olaya - 0+050



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas utilizadas en la subcuenca urbana 3, asegurando continuidad hidráulica y cumplimiento de la CE.040 en zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 129

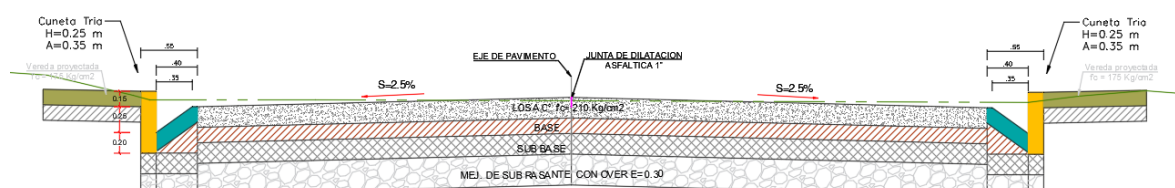
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Dos de Mayo - 0+230



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas utilizadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 130

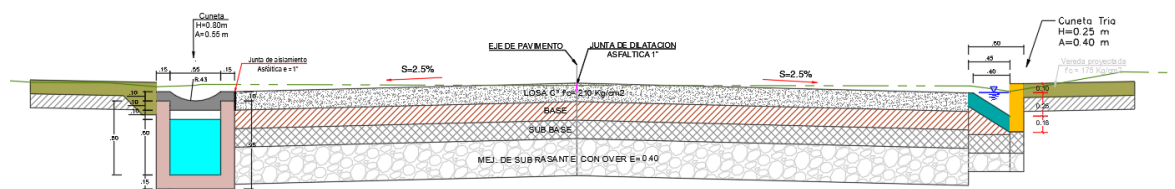
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en el Jr. Túpac Amaru - 0+230



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 131

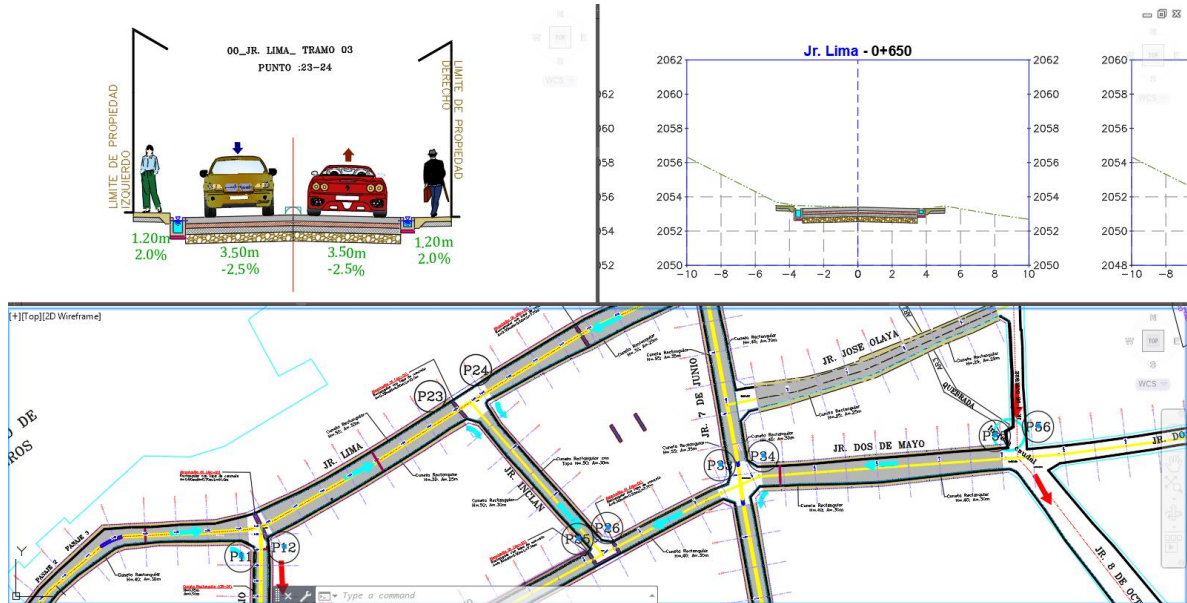
Sección transversal típica de la vía con cunetas laterales rectangulares en la Av. Aviación 0+270



Nota. Las figuras consolidan las secciones hidráulicas empleadas en la subcuenca urbana 3, asegurando la continuidad hidráulica y el cumplimiento de la CE.040 en zonas de mayor complejidad topográfica.

Figura 132

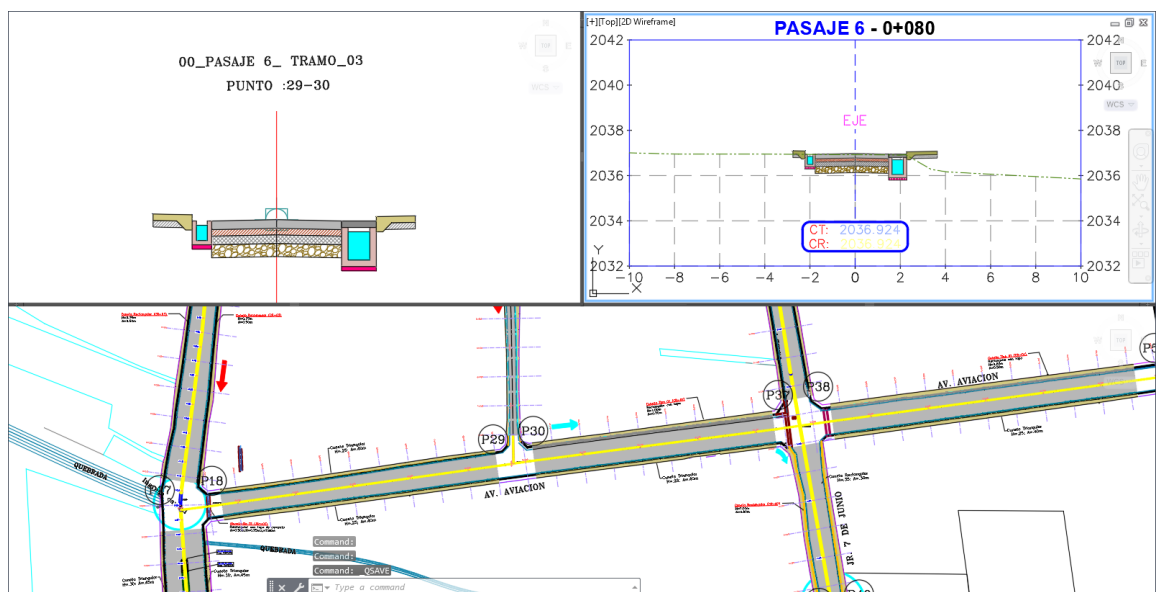
Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2, punto 23 y 24



Nota. Las vistas muestran la continuidad del diseño de cunetas rectangulares en los puntos 23–24 y 29–30, evidenciando su integración con la geometría de las vías y con la pendiente longitudinal.

Figura 133

Vista en planta y corte de las cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 2, punto 29 al 30



d) Subcuenca urbana 4.

La subcuenca urbana 4 estuvo conformada principalmente por el sistema de drenaje del Jr. 8 de Octubre y el Jr. Cusco, complementado por cunetas triangulares en los ramales secundarios, como el Jr. Lima, Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru, Av. Aviación, así como sectores del propio Jr. 8 de Octubre y Jr. Cusco. Esta subcuenca urbana presentó una configuración hidráulica variable debido a las diferencias de pendiente, longitudes de aporte y restricciones geométricas en cada vía, por lo que las dimensiones de las cunetas se ajustaron progresivamente según la demanda de conducción en cada punto de control.

De acuerdo con la Tabla 108, las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 4 presentaron anchos hidráulicos entre 0.25 m y 0.35 m y alturas entre 0.25 m y 0.50 m. En la parte superior del Jr. 8 de Octubre se emplearon secciones pequeñas y medianas, como 0.25×0.25 m, 0.25×0.30 m y 0.25×0.35 m, adecuadas para los caudales iniciales de la subcuenca. En la zona de transición y en la parte inferior de esta vía, las dimensiones aumentaron gradualmente hasta alcanzar secciones de 0.30×0.40 m y 0.30×0.45 m, lo que permitió incrementar la capacidad hidráulica en los puntos donde se acumuló mayor escorrentía.

En el Jr. En Cusco, las secciones también variaron según la acumulación del flujo. En la subcuenca urbana inicial se adoptaron cunetas de 0.25×0.25 m, mientras que en la subcuenca urbana intermedia se utilizaron secciones de 0.25×0.35 m y 0.30×0.40 m. Hacia la subcuenca urbana inferior, donde la demanda hidráulica fue mayor, se proyectaron secciones de 0.35×0.50 m y 0.30×0.45 m, siendo la primera la sección rectangular de mayor capacidad de la subcuenca urbana 4. Finalmente, en la descarga secundaria se consideró una sección de 0.25×0.30 m, compatible con las condiciones hidráulicas y geométricas del punto de control correspondiente.

Tabla 108*Resumen de las dimensiones de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 4*

Sector / vía principal	Punto(s) de control típicos	Ancho b (m)	Altura (m)
Jr. 8 de Octubre – parte superior	P-45, P-46	0.25	0.25
Jr. 8 de Octubre – parte superior	P-47	0.25	0.30
Jr. 8 de Octubre – parte superior	P-48	0.25	0.35
Jr. 8 de Octubre – transición	P-49	0.25	0.35
Jr. 8 de Octubre – transición	P-50	0.30	0.40
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-51, P-53	0.25	0.30
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-52	0.25	0.25
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-55–P-56	0.25	0.35
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-57–P-58	0.30	0.35
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-59	0.30	0.45
Jr. 8 de Octubre – parte inferior	P-60	0.30	0.40
Jr. 8 de Octubre – descarga principal	P-62	0.30	0.45
Jr. Cusco – subcuenca urbana inicial	P-63, P-64	0.25	0.25
Jr. Cusco – subcuenca urbana intermedio	P-66, P-67, P-68	0.25	0.35
Jr. Cusco – subcuenca urbana intermedio	P-69	0.30	0.40
Jr. Cusco – subcuenca urbana intermedio	P-70	0.25	0.35
Jr. Cusco – subcuenca urbana inferior	P-71	0.35	0.50
Jr. Cusco – subcuenca urbana inferior	P-72	0.30	0.45
Jr. Cusco – descarga secundaria	P-74	0.25	0.30

Nota. La tabla resume las secciones rectangulares diseñadas para la subcuenca urbana 4, organizadas por vía y punto de control, e indica el ancho hidráulico b y la altura de cada sección. Estas dimensiones fueron verificadas conforme a la CE.040, seleccionando una geometría compatible con la capacidad hidráulica requerida y con las restricciones geométricas de cada calle.

Tabla 109*Resumen de las dimensiones de las cunetas triangulares de la subcuenca urbana 4*

Tipo de cuneta	Vía / ramal	T (ancho de cuneta) (m)	Y (profundidad) (m)
Triangular T1	Jr. Lima	0.30	0.20
Triangular T2	Jr. José Olaya	0.35	0.20
Triangular T3	Jr. Dos de Mayo	0.35	0.25
Triangular T4	Jr. Túpac Amaru	0.35	0.20
Triangular T5	Av. Aviación	0.35	0.20
Triangular T6	Jr. 8 de Octubre	0.25	0.20
Triangular T7	Jr. Cusco	0.30	0.20

Nota. La tabla presenta las cunetas triangulares dimensionadas mediante el método de Izzard para los ramales y el eje G–H de la subcuenca urbana 4, especificando el ancho total de la sección (T) y la profundidad (Y).

Figura 134

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuena urbana 4, Punto 61

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Jr. 8 de Octubre
Tramo:	Tramo-04_Punto 61	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.618 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.35 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.091 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.3444 m
Area hidráulica (A):	0.1206 m ²
Espejo de agua (T):	0.3500 m
Número de Froude (F):	2.7888
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	1.0389 m
Radio hidráulico (R):	0.1160 m
Velocidad (v):	5.1263 m/s
Energía específica (E):	1.6838 m-Kg/Kg

Cuneta de 35 cm x 45 cm

Nota. La sección rectangular de 35 × 50 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 61 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 135

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuena urbana 4, Punto 73

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Jr. Cusco
Tramo:	Tramo-04_Punto 73	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	1.282 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.45 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.088 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.4714 m
Area hidráulica (A):	0.2121 m ²
Espejo de agua (T):	0.4500 m
Número de Froude (F):	2.8101
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	1.3929 m
Radio hidráulico (R):	0.1523 m
Velocidad (v):	6.0431 m/s
Energía específica (E):	2.3328 m-Kg/Kg

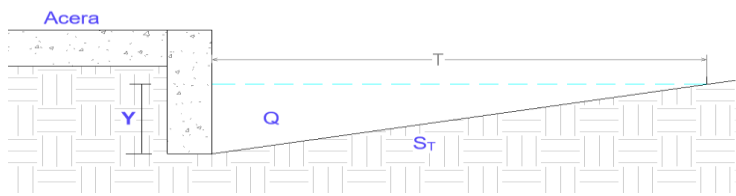
Cuneta de 45 cm x 60 cm

Nota. La sección rectangular de 45 × 60 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 73 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 136

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 4, eje G-H

Cuneta triangular	Jr. Lima	Jr. José Olaya	Jr. Dos de Mayo	Jr. Túpac Amaru	Av. Aviación
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.040	0.084	0.112	0.060	0.052
Ancho de cuneta T (m)	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35
Profundidad de cuneta Y (m)	0.20	0.20	0.25	0.20	0.20
Pendiente ST (m/m)	0.67	0.57	0.71	0.57	0.57

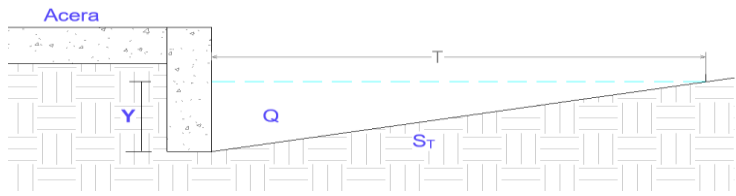


Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos donde la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Figura 137

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 4, punto 54 a 65

Cuneta triangular	Jr. 8 de octubre	Jr. Cusco
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.123	0.172
Ancho de cuneta T (m)	0.25	0.30
Profundidad de cuneta Y (m)	0.20	0.20
Pendiente ST (m/m)	0.80	0.67



Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos donde la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Tabla 110

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 45 y 46

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-45	52.62	6.92	0.132	0.016	0.014	0.25	0.0297	0.007	0.25	0.309	0.25	0.15
P-46	52.62	6.92	0.132	0.016	0.014	0.25	0.0297	0.007	0.25	0.309	0.25	0.15
Máximo				0.016								

Nota. Presenta la verificación hidráulica inicial de las cunetas rectangulares en la parte superior del Jr. 8 de Octubre, donde los caudales aún son reducidos y pueden ser conducidos con secciones pequeñas de 0.25 m de ancho y tirantes de 0.15 m.

Tabla 111

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 47 y 48

Punto Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-47	153.93	22.32	0.145	0.104	0.014	0.25	0.1037	0.026	0.25	0.457	0.25	0.2
P-48	153.93	22.32	0.145	0.340	0.014	0.25	0.2599	0.065	0.25	0.770	0.25	0.25
Máximo				0.340								

Nota. Resume la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en el Jr. 8 de Octubre (puntos 47 y 48).

Tabla 112

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte superior Jr. 8 de Octubre, puntos 49 y 50

Punto Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-49"	96.510	7.414	0.077	0.693	0.014	0.4	0.3463	0.139	0.4	1.093	0.4	0.35
P-50"	96.510	7.414	0.077	0.048	0.014	0.2	0.0918	0.018	0.2	0.384	0.2	0.15
Máximo				0.693								

Nota. Muestra la verificación de dos secciones hidráulicas rectangulares distintas en el Jr. 8 de Octubre, adoptadas según el caudal de diseño y las restricciones geométricas de la vía.

Tabla 113

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 51 y 52

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-51	202.33	26.756	0.132	0.189	0.014	0.25	0.1686	0.042	0.25	0.587	0.25	0.2
P-52	202.33	26.756	0.132	0.097	0.014	0.25	0.102	0.026	0.25	0.454	0.25	0.15
Máximo				0.189								

Nota. Presenta la verificación de las cunetas rectangulares en la parte inferior del Jr. 8 de Octubre, donde se mantienen anchos de 0.25 m con tirantes entre 0.15 y 0.20 m para conducir caudales hasta 0.19 m³/s.

Tabla 114

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 53 y 54

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica		
	Long	Δh	S _L	Q. diseño	n	b	y	A	T	Pm	b	Y	
	(m)	(m)	m/m	m3/s	Manning	m	m	m2	m	m	m	m	
P-53	254.81	31.596	0.124	0.209	0.014	0.25	0.1877	0.047	0.25	0.625	0.25	0.2	
P-54	254.81	31.596	0.124	0.120	0.014							Triangular	
Máximo				0.209									

Nota. Resume la verificación de la transición entre una cuneta rectangular de 0.25×0.20 m y una sección triangular en el punto 54, donde el aumento de caudal motiva el cambio de geometría.

Tabla 115

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 55 y 56

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-55	305.83	39.189	0.128	0.217	0.014	0.25	0.1902	0.048	0.25	0.630	0.25	0.25
P-56	305.83	39.189	0.128	0.197	0.014	0.25	0.1763	0.044	0.25	0.603	0.25	0.25
Máximo				0.217								

Nota. Muestra la verificación de cunetas rectangulares de 0.25×0.25 m en la parte inferior del Jr. 8 de Octubre, diseñadas para conducir caudales del orden de 0.22 m³/s.

Tabla 116

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 57 y 58

Geometría de la vía						Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
Punto Control	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m3/s	n Manning	b m	y m	A m2	T m	Pm m	b m	Y m
P-57	424.87	48.271	0.114	0.325	0.014	0.3	0.224	0.067	0.3	0.748	0.3	0.25
P-58	424.87	48.271	0.114	0.278	0.014	0.3	0.1982	0.059	0.3	0.696	0.3	0.25
Máximo				0.325								

Nota. Presenta la verificación hidráulica de cunetas rectangulares de 0.30×0.25 m para caudales de hasta 0.33 m³/s, evidenciando un incremento progresivo en la demanda de capacidad.

Tabla 117

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 59 y 60

Geometría de la vía						Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
Punto Control	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m3/s	n Manning	b m	y m	A m2	T m	Pm m	b m	Y m
P-59	564.55	55.643	0.099	0.496	0.014	0.3	0.3337	0.100	0.3	0.967	0.3	0.35
P-60	564.55	55.643	0.099	0.426	0.014	0.3	0.2945	0.088	0.3	0.889	0.3	0.3
Máximo				0.496								

Nota. Resume la verificación de cunetas rectangulares de 0.30 m de ancho con tirantes entre 0.30 y 0.35 m, adoptadas para conducir caudales máximos cercanos a 0.50 m³/s.

Tabla 118

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. 8 de Octubre, punto 61 y 62

Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
Punto Control	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m3/s	n Manning	b m	y m	A m2	T m	Pm m	b m	Y m
P-61	638.07	58.083	0.091	0.733	0.014	0.35	0.3964	0.139	0.35	1.143	0.35	0.4
P-62	638.07	58.083	0.091	0.475	0.014	0.3	0.3334	0.100	0.3	0.967	0.3	0.35
Máximo				0.733								

Nota. Muestra la verificación de la sección hidráulica rectangular principal del Jr. 8 de Octubre, en la que se registran caudales de hasta 0.73 m³/s.

Tabla 119

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 63 y 64

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-63	206.61	28.993	0.140	0.088	0.014	0.25	0.093	0.023	0.25	0.436	0.25	0.15
P-64	206.61	28.993	0.140	0.107	0.014	0.25	0.1072	0.027	0.25	0.464	0.25	0.15
			Máximo	0.107								

Nota. Presenta la verificación de cunetas rectangulares pequeñas de 0.25×0.15 m en el Jr. Cusco, adecuadas para caudales menores (0.10 m³/s).

Tabla 120

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 65 y 66

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-65	246.96	31.766	0.129	0.172	0.014							Triangular
P-66	246.96	31.766	0.129	0.136	0.014	0.25	0.1322	0.033	0.25	0.514	0.25	0.15
			Máximo	0.172								

Nota. Resume la verificación de una cuneta triangular en el punto 65 y una sección rectangular de 0.25×0.15 m en el punto 66, evidenciando la combinación de geometrías en el Jr. Cusco.

Tabla 121

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 67 y 68

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-67	302.36	39.272	0.130	0.282	0.014	0.25	0.2332	0.058	0.25	0.716	0.25	0.25
P-68	302.36	39.272	0.130	0.214	0.014	0.25	0.187	0.047	0.25	0.624	0.25	0.25
			Máximo	0.282								

Nota. Muestra la verificación de cunetas rectangulares de 0.25×0.25 m en el Jr. Cusco, diseñadas para caudales intermedios de hasta 0.28 m³/s.

Tabla 122

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 69 y 70

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-69	404.67	49.964	0.123	0.482	0.014	0.3	0.2981	0.089	0.3	0.896	0.3	0.3
P-70	404.67	49.964	0.123	0.300	0.014	0.25	0.2509	0.063	0.25	0.752	0.25	0.25
			Máximo	0.482								

Nota. Presenta la verificación de secciones rectangulares de 0.30×0.30 m y 0.25×0.25 m, utilizadas para conducir caudales máximos del orden de 0.48 m³/s en el Jr. Cusco.

Tabla 123

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 71 y 72

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-71	548.26	58.327	0.106	0.708	0.014	0.35	0.3617	0.127	0.35	1.073	0.35	0.4
P-72	548.26	58.327	0.106	0.484	0.014	0.3	0.318	0.095	0.3	0.936	0.3	0.35
			Máximo	0.708								

Nota. Resume la verificación de cunetas rectangulares de 0.35×0.40 m y 0.30×0.35 m, utilizadas para caudales de hasta 0.71 m³/s en los puntos 71 y 72 del Jr. Cusco.

Tabla 124

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 4, parte inferior Jr. Cuzco, punto 73 y 74

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-73	668.92	58.547	0.088	1.282	0.014	0.45	0.4714	0.212	0.45	1.393	0.45	0.5
P-74	668.92	58.547	0.088	0.135	0.014	0.25	0.1521	0.038	0.25	0.554	0.25	0.2
			Máximo	1.282								

Nota. Muestra la verificación de la sección hidráulica rectangular de mayor capacidad del Jr. Cusco, dimensionada para un caudal máximo de 1.28 m³/s.

Tabla 125

Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr.

Lima

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	n Manning	Y m	T m	A m ²	St m	Pm m	Y m	T m
JR. Lima	55.62	2.237	0.040	0.015	0.014							
JR. Lima	55.62	2.237	0.040	0.025	0.014							
			Suma	0.040		0.2	0.3	0.030	0.667	0.84	0.20	0.3

Nota. Cada tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares en los ramales de Jr. Lima,

Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación.

Tabla 126

Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr.

José Olaya

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	Y m	T m	A m ²	St m	Pm m	Y m	T m
JR. José Olaya	82.92	1.47	0.018	0.028	0.014							
JR. José Olaya	82.92	1.47	0.018	0.056	0.014							
			Suma	0.084		0.2	0.35	0.070	0.2	0.900	0.25	0.35

Nota. Cada tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares en los ramales de Jr. Lima,

Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación.

Tabla 127

Verificación hidráulica de la cuneta triangular, Subcuenca urbana 4, ramales, Jr.

Dos de Mayo

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	Y m	T m	A m ²	St m	Pm m	Y m	T m
JR. Dos de Mayo	83.080	0.083	0.010	0.069	0.014							
JR. Dos de Mayo	83.080	0.083	0.010	0.048	0.014							
			Suma	0.117		0.25	0.35	0.088	0.25	0.950	0.25	0.35

Nota. Cada tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares en los ramales de Jr. Lima,

Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación.

Tabla 128

Verificación hidráulica de la cuneta triangular diseñada en la subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Túpac

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	Y m	T m	A m ²	St m	Pm m	Y m	T m
JR. Tupac Amaru	81.830	1.695	0.021	0.055	0.014							
JR. Tupac Amaru	81.830	1.695	0.021	0.060	0.014							
			Máximo	0.060		0.2	0.35	0.035	0.571	0.91	0.20	0.35

Nota. Cada tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares en los ramales de Jr. Lima, Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación, donde se emplean anchos de 0.30–0.35 m y profundidades de 0.20–0.25 m para evacuar caudales de hasta 0.17 m³/s.

Tabla 129

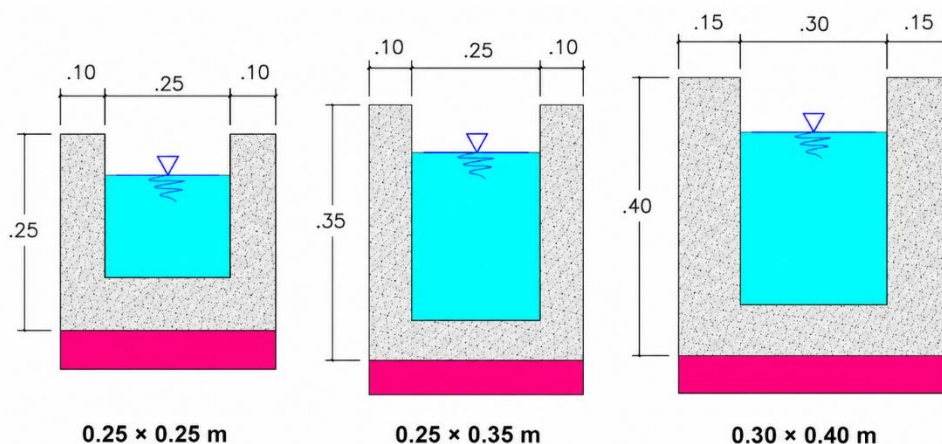
Verificación hidráulica de la cuneta triangular diseñada en la subcuenca urbana 4, ramales, Jr. Aviación

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	Y m	T m	A m ²	St m	Pm m	Y m	T m
AV. Aviación	109.000	2.684	0.025	0.076	0.014							
AV. Aviación	109.000	2.684	0.025	0.052								
			Máximo	0.076		0.2	0.35	0.035	0.571	0.91	0.20	0.35

Nota. Cada tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares en los ramales de Jr. Lima, Jr. José Olaya, Jr. Dos de Mayo, Jr. Túpac Amaru y Av. Aviación, donde se emplean anchos de 0.30–0.35 m y profundidades de 0.20–0.25 m para evacuar caudales de hasta 0.17 m³/s.

Figura 138

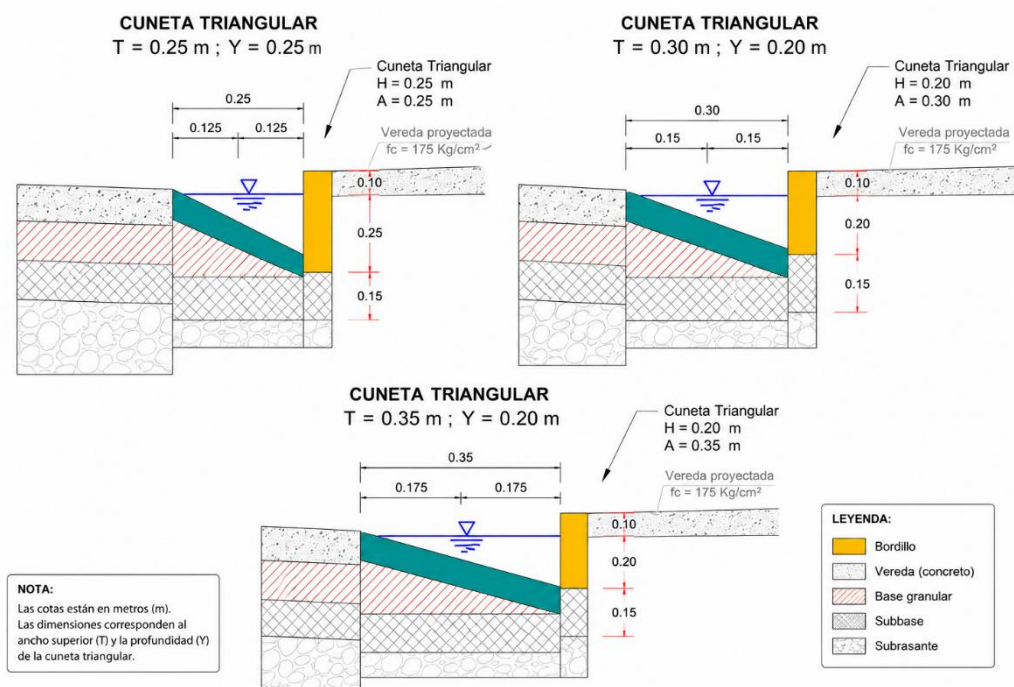
Secciones transversales de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 4



Nota. Las secciones rectangulares R1–R9 y RC1–RC6 fueron dimensionadas considerando el ancho hidráulico b y el tirante de diseño y requerido en cada punto de control, verificando su capacidad de conducción mediante la ecuación de Manning según el caudal asignado por subcuenca.

Figura 139

Secciones transversales de las cunetas triangulares de la subcuenca urbana 4



Nota. Las secciones triangulares T1–T7 fueron dimensionadas considerando el ancho superior T y la profundidad hidráulica Y , y se verificó su capacidad mediante la ecuación de Manning bajo las condiciones de diseño de cada vía.

e) Subcuenca urbana 5.

De acuerdo con la Tabla 130, las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 5 presentaron anchos de fondo entre 0.20 m y 0.65 m, y alturas entre 0.25 m y 1.00 m. Las secciones menores, como 0.20×0.25 m, 0.25×0.25 m, 0.25×0.30 m y 0.30×0.35 m, fueron adoptadas en puntos con caudal menor o en los que la geometría disponible permitió resolver la conducción con secciones reducidas. Estas dimensiones se ubicaron principalmente en puntos iniciales, intermedios o de menor acumulación hidráulica, como P-75, P-77, P-91, P-120, P-121 y P-123.

En los puntos donde el caudal aumentó progresivamente, se emplearon secciones intermedias como 0.30×0.40 m, 0.30×0.45 m, 0.35×0.45 m, 0.35×0.50 m, 0.40×0.50 m, 0.40×0.55 m y 0.30×0.55 m. Estas cunetas permitieron incrementar la capacidad hidráulica del sistema sin sobredimensionar innecesariamente la sección, manteniendo una transición gradual entre los puntos de menor y mayor demanda de conducción. Las mayores dimensiones se observaron en los puntos críticos donde se acumuló la mayor escurrimiento. En particular, el P-86 requirió una sección de 0.55×0.80 m, el P-87 una sección de 0.40×0.60 m y el P-88 una sección de 0.65×1.00 m, siendo esta última la cuneta rectangular de máxima capacidad de la subcuenca urbana 5. Estas secciones respondieron a la necesidad de conducir los caudales más exigentes del sistema, asegurando que el flujo se evacúe sin superar la altura disponible de la cuneta.

Complementariamente, en los ramales entre los nodos H-I, I-J y J-K se emplean cunetas triangulares con anchos entre 0.25 y 0.45 m, profundidades entre 0.20 y 0.25 m y pendientes de talud ST entre 0.57 y 0.80, suficientes para evacuar los caudales secundarios y asegurar la continuidad hidráulica hacia las cunetas principales. En conjunto, la solución propuesta para la subcuenca urbana 5 garantiza la conducción segura de los caudales, respetando los criterios establecidos en la norma CE.040.

Tabla 130*Resumen de cunetas rectangulares diseñadas en la subcuenca urbana 5*

Punto de control	Ancho b (m)	Altura h (m)
P-75, P-77, P-91, P-120, P-121	0.20	0.25
P-76, P-92, P-115, P-116, P-119, P-125	0.25	0.30
P-78, P-79, P-81, P-127	0.30	0.35
P-80, P-83, P-95	0.30	0.40
P-82, P-84, P-94, P-122, P-124	0.30	0.45
P-85, P-97	0.35	0.45
P-86	0.55	0.80
P-87	0.40	0.60
P-88	0.65	1.00
P-93, P-118	0.25	0.35
P-98, P-99, P-101	0.35	0.50
P-100	0.40	0.50
P-102	0.40	0.55
P-117	0.25	0.40
P-123	0.25	0.25
P-126	0.30	0.55

Nota. La tabla resume las secciones rectangulares proyectadas en la subcuenca urbana 5, indicando el ancho de fondo (b) y la altura total de la cuneta (h), en metros, a partir de las dimensiones adoptadas en el diseño hidráulico en cada punto de control.

Tabla 131*Resumen de cunetas triangulares diseñadas en la subcuenca urbana 5, ramales*

Vía / Ramal	Tipo de cuneta	Ancho T (m)	Profundidad Y (m)	Pendiente del talud ST (m/m)
Jr. Unión	Triangular	0.25	0.20	0.80
Jr. Arenales	Triangular	0.30	0.20	0.67
Jr. Lima	Triangular	0.30	0.20	0.67
Jr. Dos de Mayo	Triangular	0.35	0.25	0.71
Av. Aviación (H-I)	Triangular	0.35	0.20	0.57

Nota. La tabla consolida las dimensiones de las cunetas triangulares de los ramales de la subcuenca urbana 5, indicando el ancho total de la sección (T), la profundidad de diseño (Y) y la pendiente del talud (ST) en cada vía, lo que permite representar rápidamente las secciones transversales para el diseño geométrico y constructivo.

Figura 140

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 81

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 81	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.333 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.123 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.2215 m	Perímetro (p):	0.7431 m
Área hidráulica (A):	0.0665 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0894 m
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v):	5.0102 m/s
Número de Froude (F):	3.3985	Energía específica (E):	1.5010 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 30 cm x 35 cm

Nota. La sección rectangular de 30 × 35 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 81 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 141

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 82

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 82	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.490 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.123 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3022 m	Perímetro (p):	0.9043 m
Área hidráulica (A):	0.0906 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1002 m
Espejo de agua (T):	0.3000 m	Velocidad (v):	5.4056 m/s
Número de Froude (F):	3.1398	Energía específica (E):	1.7915 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 30 cm x 45 cm

Nota. La sección rectangular de 30 × 45 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 82, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 142

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 85

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 85	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.674 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.35 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.115 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.3360 m
Área hidráulica (A):	0.1176 m ²
Espejo de agua (T):	0.3500 m
Número de Froude (F):	3.1563
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro (p):	1.0221 m
Radio hidráulico (R):	0.1151 m
Velocidad (v):	5.7306 m/s
Energía específica (E):	2.0099 m-Kg/Kg

Cuneta de 35 cm x 50 cm

Nota. La sección rectangular de 35 x 50 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 85, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 143

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 86

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 86	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	3.001 m ³ /s
Ancho de solera (b):	0.55 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.115 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.6699 m
Área hidráulica (A):	0.3685 m ²
Espejo de agua (T):	0.5500 m
Número de Froude (F):	3.1770
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro (p):	1.8899 m
Radio hidráulico (R):	0.1950 m
Velocidad (v):	8.1445 m/s
Energía específica (E):	4.0508 m-Kg/Kg

Cuneta de 55 cm x 80 cm

Nota. La sección rectangular de 55 x 80 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 86, verificando su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 144

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 87

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 87	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.974 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.40 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.061 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.5043 m	Perímetro (p):	1.4085 m
Área hidráulica (A):	0.2017 m ²	Radio hidráulico (R):	0.1432 m
Espejo de agua (T):	0.4000 m	Velocidad (v):	4.8288 m/s
Número de Froude (F):	2.1711	Energía específica (E):	1.6927 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 40 cm x 60 cm

Nota. La sección rectangular de 40 × 60 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 87, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 145

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 88

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Washinton
Tramo:	Tramo-05_Punto 88	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	3.995 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.65 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.061 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.9044 m	Perímetro (p):	2.4588 m
Área hidráulica (A):	0.5879 m ²	Radio hidráulico (R):	0.2391 m
Espejo de agua (T):	0.6500 m	Velocidad (v):	6.7958 m/s
Número de Froude (F):	2.2815	Energía específica (E):	3.2583 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 65 cm x 100 cm

Nota. La sección rectangular de 65 × 100 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 88 y verificada su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 146

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 99

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Jr. Marañon
Tramo:	Tramo-05_Punto 99	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.793 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.35 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.139 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.3552 m
Área hidráulica (A):	0.1243 m ²
Espejo de agua (T):	0.3500 m
Número de Froude (F):	3.4174
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	1.0604 m
Radio hidráulico (R):	0.1172 m
Velocidad (v):	6.3790 m/s
Energía específica (E):	2.4292 m-Kg/Kg

Cuneta de 35 cm x 50 cm

Nota. La sección rectangular de 55 × 90 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 99, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 147

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 5, Punto 100

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pav. Jr. Marañon
Tramo:	Tramo-05_Punto 100	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	1.040 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.40 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.139 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.3787 m
Área hidráulica (A):	0.1515 m ²
Espejo de agua (T):	0.4000 m
Número de Froude (F):	3.5615
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	1.1575 m
Radio hidráulico (R):	0.1309 m
Velocidad (v):	6.8649 m/s
Energía específica (E):	2.7807 m-Kg/Kg

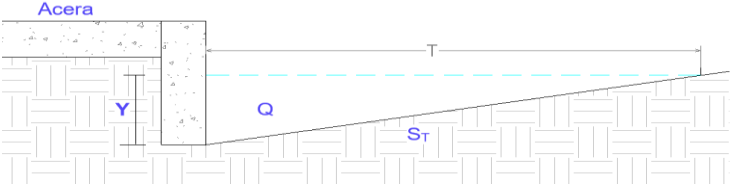
Cuneta de 40 cm x 50 cm

Nota. La sección rectangular de 40 × 50 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 100, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 148

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 5, ramales

Cuneta triangular	Jr. Unión	Jr. Arenales	Jr. Lima	Jr. Dos de Mayo	Av. Aviación H-I
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.023	0.044	0.051	0.137	0.047
Ancho de cuneta T (m)	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35
Profundidad de cuneta Y (m)	0.20	0.20	0.20	0.25	0.20
Pendiente ST (m/m)	0.80	0.67	0.67	0.71	0.57



Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos donde la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Tabla 132

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta Jr. Washington, punto 75 y 76

Geometría de la vía						Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
Punto de Control	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-75	99.24	13.397	0.135	0.088	0.014	0.2	0.1174	0.023	0.2	0.435	0.2	0.15
P-76	99.24	13.397	0.135	0.172	0.014	0.25	0.1554	0.039	0.25	0.561	0.25	0.2
				Máximo 0.172								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 75 y 76 del Jr. Washington, mostrando la pendiente de la vía, el caudal de diseño y los parámetros de la sección (b, y, A, T y Pm) calculados con la ecuación de Manning, con el fin de confirmar que la sección adoptada conduce el caudal máximo de este sector.

Tabla 133*Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta**Jr. Washington, punto 77 y 78*

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-77	173.06	16.936	0.098	0.139	0.014	0.25	0.1492	0.037	0.25	0.548	0.25	0.15
P-78	173.06	16.936	0.098	0.342	0.014	0.3	0.2476	0.074	0.3	0.795	0.3	0.25
			Máximo	0.342								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 77 y 78 del*Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo.***Tabla 134***Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta**Jr. Washington, punto 79 y 80*

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-79	303.01	35.053	0.116	0.277	0.014	0.3	0.1963	0.059	0.3	0.693	0.3	0.25
P-80	303.01	35.053	0.116	0.465	0.014	0.3	0.2965	0.089	0.3	0.893	0.3	0.3
			Máximo	0.465								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 79 y 80 del*Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo.***Tabla 135***Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta**Jr. Washington, punto 81 y 82*

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-81	357.66	43.99	0.123	0.333	0.014	0.3	0.2215	0.066	0.3	0.743	0.3	0.25
P-82	357.66	43.99	0.123	0.490	0.014	0.3	0.3022	0.091	0.3	0.904	0.3	0.35
			Máximo	0.490								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 81 y 82 del*Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo.*

Tabla 136

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta

Jr. Washington, punto 83 y 84

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-83	446.53	56.014	0.125	0.425	0.014	0.3	0.2674	0.080	0.3	0.835	0.3	0.3
P-84	446.53	56.014	0.125	0.563	0.014	0.3	0.3366	0.101	0.3	0.973	0.3	0.35
			Máximo	0.563								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 83 y 84 del

Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo.

Tabla 137

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta

Jr. Washington, punto 85 y 86

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-85	575.26	65.99	0.115	0.674	0.014	0.35	0.336	0.118	0.35	1.022	0.35	0.35
P-86	575.26	65.99	0.115	3.001	0.014	0.55	0.6699	0.368	0.55	1.890	0.55	0.7
			Máximo	3.001								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 85 y 86 del

Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo.

Tabla 138

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, parte alta

Jr. Washington, punto 87 y 88

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S _L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-87	275.72	16.808	0.061	0.974	0.014	0.4	0.5043	0.202	0.4	1.409	0.4	0.5
P-88	275.72	16.808	0.061	3.955	0.014	0.65	0.8967	0.583	0.65	2.443	0.65	0.9
			Máximo	3.955								

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos 87 y 88 del

Jr. Washington verificando que la sección proyectada es suficiente para conducir el caudal máximo en esta subcuenca.

Tabla 139*Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto**91 y 92*

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-91	111.21	22.296	0.200	0.071	0.014	0.2	0.0862	0.017	0.2	0.372	0.2	0.15
P-92	111.21	22.296	0.200	0.148	0.014	0.25	0.1195	0.030	0.25	0.489	0.25	0.15
Máximo				0.148								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr.

Marañón. Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 140*Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto**93 y 94*

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-93	242.96	38.184	0.157	0.310	0.014	0.25	0.2333	0.058	0.25	0.717	0.25	0.25
P-94	242.96	38.184	0.157	0.587	0.014	0.3	0.317	0.095	0.3	0.934	0.3	0.35
Máximo				0.587								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr.

Marañón. Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 141*Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto**95 y 96*

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-95	302.53	45.168	0.149	0.503	0.014	0.3	0.2854	0.086	0.3	0.871	0.3	0.3
P-96	302.53	45.168	0.149	0.625	0.014	0.3	0.3412	0.102	0.3	0.982	0.3	0.35
Máximo				0.625								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr. Marañón. Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 142

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 97 y 98

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-97	331.57	47.599	0.144	0.661	0.014	0.35	0.302	0.106	0.35	0.954	0.35	0.35
P-98	331.57	47.599	0.144	0.944	0.014	0.35	0.4042	0.141	0.35	1.158	0.35	0.4
			Máximo	0.944								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr. Marañón, incorporando la pendiente de la vía, el caudal de diseño y los parámetros geométricos de la sección (b, y, A, T y Pm). Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 143

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 99 y 100

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-99	370	51.44	0.139	0.793	0.014	0.35	0.3552	0.124	0.35	1.060	0.35	0.4
P-100	370	51.44	0.139	1.040	0.014	0.4	0.3787	0.151	0.4	1.157	0.4	0.4
			Máximo	1.040								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr. Marañón. Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 144

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Marañón, punto 101 y 102

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-101	439.9	57.354	0.130	0.866	0.014	0.35	0.3926	0.137	0.35	1.135	0.35	0.4
P-102	439.9	57.354	0.130	1.224	0.014	0.4	0.445	0.178	0.4	1.290	0.4	0.45
Máximo				1.224								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos del Jr.

Marañón, incorporando la pendiente de la vía, el caudal de diseño y los parámetros geométricos de la sección (b, y, A, T y Pm). Los resultados confirman que la capacidad de conducción de la cuneta es mayor que el caudal de diseño, garantizando un funcionamiento seguro frente a eventos de lluvia intensa.

Tabla 145

Verificación de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 115-115'

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-115	61.14	1.946	0.032	0.079	0.014	0.2	0.1902	0.038	0.2	0.580	0.25	0.2
P-115"	61.14	1.946	0.032	0.079	0.014	0.2	0.1902	0.038	0.2	0.580	0.25	0.2
Máximo				0.079								

Nota. La tabla resume la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos evaluados del

Jr. Maynas y Jr. Porvenir. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 146

Verificación hidráulica de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 118-119

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-118	156.15	17.271	0.111	0.226	0.014	0.25	0.208	0.052	0.25	0.666	0.25	0.25
P-119	156.15	17.271	0.111	0.071	0.014	0.25	0.0866	0.022	0.25	0.423	0.25	0.2
Máximo				0.226								

Nota. La tabla resume la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos evaluados del

Jr. Maynas y Jr. Porvenir. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 147

Verificación de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir, punto 117-

116

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-117	213.95	14.482	0.068	0.243	0.014	0.25	0.2692	0.067	0.25	0.788	0.25	0.3
P-116	152.81	12.536	0.082	0.092	0.014	0.25	0.1169	0.029	0.25	0.484	0.25	0.2
			Máximo	0.243								

Nota. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 148

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y

Porvenir, punto 120 y 121

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-120	66.58	4.193	0.063	0.074	0.014	0.2	0.1378	0.028	0.2	0.476	0.2	0.15
P-121	74.09	3.969	0.054	0.046	0.014	0.2	0.1016	0.020	0.2	0.403	0.2	0.15
			Máximo	0.074								

Nota. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 149

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y

Porvenir, punto 122 y 123

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-122	112.65	10.296	0.091	0.440	0.014	0.3	0.313	0.094	0.3	0.926	0.3	0.35
P-123	120.16	10.072	0.084	0.117	0.014	0.25	0.1388	0.035	0.25	0.528	0.25	0.15
			Máximo	0.440								

Nota. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 150

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y

Porvenir, punto 124 y 125

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-124	189.61	17.215	0.091	0.487	0.014	0.3	0.3404	0.102	0.3	0.981	0.3	0.35
P-125	197.12	16.991	0.086	0.160	0.014	0.25	0.175	0.044	0.25	0.600	0.25	0.2
			Máximo	0.487								

Nota. La tabla resume la verificación hidráulica de las cunetas rectangulares en los puntos evaluados del

Jr. Maynas y Jr. Porvenir. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma

que las secciones seleccionadas resultan suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 151

Verificación hidráulica de la cuneta, Subcuenca urbana 5, Jr. Maynas y Porvenir,

punto 126-127

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-126	324.8	30.24	0.093	0.603	0.014	0.3	0.4035	0.121	0.3	1.107	0.3	0.45
P-127	332.31	30.016	0.090	0.291	0.014	0.3	0.2253	0.068	0.3	0.751	0.3	0.25
			Máximo	0.603								

Nota. La comparación entre el caudal de diseño y la capacidad hidráulica confirma que las secciones

seleccionadas son suficientes para evacuar los escurrimientos locales.

Tabla 152

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales

lado H-I

Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño m3/s	N Manning	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m			Y m	T m	A m2	St m	Pm m	Y	T
Entre los (Ejes H-I)												
JR. Unión	38.41	1.171	0.030	0.023	0.014							
JR. Unión	38.41	1.171	0.030	0.012	0.014							
			Máximo	0.023		0.2	0.25	0.025	0.80	0.77	0.2	0.25
Entre los (Ejes H-I)												
JR. S/N	117.2	4.291	0.037	0.033	0.014							
JR. S/N	117.2	4.291	0.037	0.041	0.014							
			Máximo	0.041		0.2	0.25	0.025	0.80	0.77	0.2	0.25
Entre los (Ejes H-I)												
JR. Arenales	92.7	1.241	0.013	0.026	0.014							
JR. Arenales	92.7	1.241	0.013	0.018	0.014							
			Suma	0.044		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes H-I)												
JR. Lima	105.05	2.586	0.025	0.020	0.014							
JR. Lima	105.05	2.586	0.025	0.031	0.014							
			Suma	0.051		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes H-I)												
JR. Dos de Mayo	92.7	4.331	0.047	0.064	0.014							
JR. Dos de Mayo	92.7	4.331	0.047	0.073	0.014							
			Suma	0.137		0.25	0.35	0.04375	0.71	1.01	0.25	0.35
Entre los (Ejes H-I)												
JR. Tupac Amaru	105.05	3.615	0.034	0.076	0.014	0.25	0.3	0.0375	0.83	0.94	0.25	0.3
JR. Tupac Amaru	105.05	3.615	0.034	0.086	0.014	0.25	0.3	0.0375	0.83	0.94	0.25	0.3
			Máximo	0.086								
Entre los (Ejes H-I)												
AV. Aviación	105.05	1.763	0.017	0.148	0.014	0.25	0.45	0.05625	0.56	1.16	0.25	0.45
AV. Aviación	105.05	1.763	0.017	0.048	0.014	0.2	0.35	0.035	0.57	0.91	0.2	0.35
			Máximo	0.148								

Nota. Las dimensiones adoptadas permiten conducir los caudales máximos sin superar la profundidad de flujo de diseño.

Tabla 153

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales

lado I-J

Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño	N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long	Δh	S			Y	T	A	St	Pm	Y	T
	(m)	(m)	m/m			m3/s	Manning	m	m	m2	m	m
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Unión	44.35	1.363	0.031	0.068	0.014							
JR. Unión	44.35	1.363	0.031	0.024	0.014							
			Máximo	0.068		0.2	0.25	0.025	0.8	0.767	0.2	0.25
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Salomón	67.04	7.536	0.112	0.050	0.014							
JR. Salomón	67.04	7.536	0.112	0.056	0.014							
			Máximo	0.056		0.2	0.25	0.025	0.8	0.767	0.2	0.25
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Tacabamba	98.78	12.763	0.129	0.083	0.014							
JR. Tacabamba	98.78	12.763	0.129	0.072	0.014							
			Máximo	0.083		0.2	0.25	0.025	0.8	0.767	0.2	0.25
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Arenales	99.77	8.752	0.088	0.091	0.014							
JR. Arenales	99.77	8.752	0.088	0.049	0.014							
			Suma	0.140		0.2	0.3	0.03	0.67	0.839	0.2	0.3
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Lima	82.97	2.246	0.027	0.051	0.014							
JR. Lima	82.97	2.246	0.027	0.060	0.014							
			Suma	0.112		0.2	0.3	0.03	0.67	0.839	0.2	0.3
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Dos de Mayo	45.6	0.023	0.001	2.115	0.014	0.65	0.85	0.55	0.65	2.343	0.65	0.85
JR. Dos de Mayo	45.6	0.023	0.001	0.130	0.014	0.25	0.27	0.07	0.25	0.782	0.25	0.3
			Máximo	2.115								
Entre los (Ejes I-J)												
JR. Tupac Amaru	32.92	1.747	0.053	0.859	0.014	0.4	0.48	0.19	0.4	1.363	0.4	0.5
JR. Tupac Amaru	32.92	1.747	0.053	0.226	0.014	0.3	0.23	0.07	0.3	0.755	0.3	0.3
			Máximo	0.859								

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de las cunetas triangulares de los ramales entre los ejes I-J, mostrando la contribución de cada calle, el caudal de diseño y los parámetros geométricos de la sección. Se verifica que las secciones adoptadas son compatibles con los caudales calculados y las pendientes disponibles en cada vía.

Tabla 154

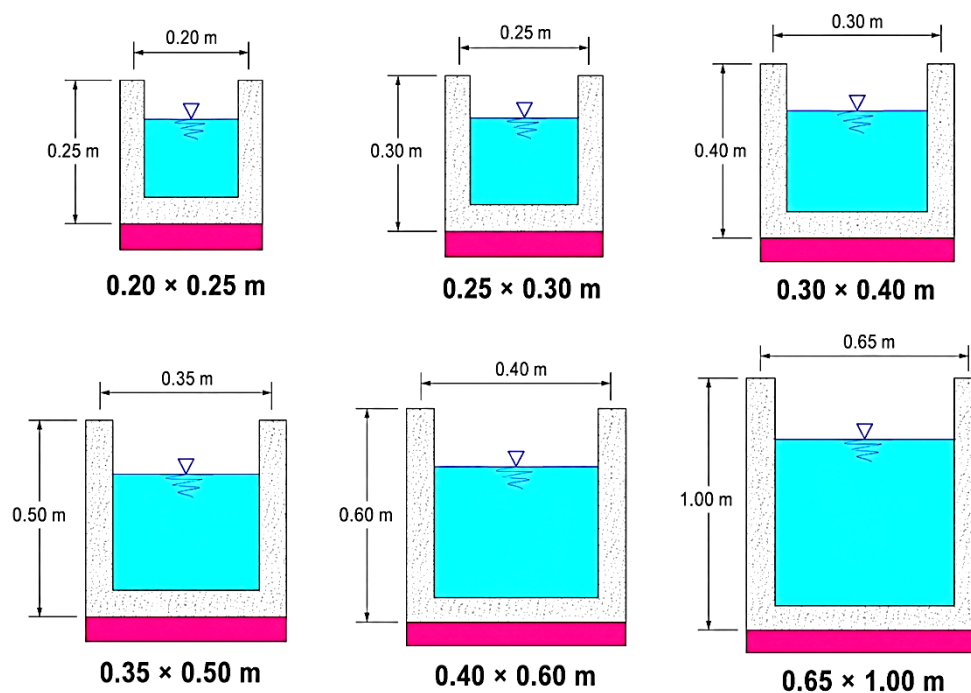
Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 5, ramales lado J-K

Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño	N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica		
	Long	Δh	S			Y	T	A	St	Pm	Y	T	
	(m)	(m)	m/m			m3/s	Manning	m	m	m2	m	m	
Entre los (Ejes I-J)													
JR. Unión	81.33	3.208	0.039	0.090	0.014								
JR. Unión	81.33	3.208	0.039	0.023	0.014								
			Máximo	0.090		0.25	0.25	0.031	1.00	0.877	0.25	0.25	
Entre los (Ejes I-J)													
JR. Salomón	127.3	6.575	0.052	0.182	0.014								
JR. Salomón	127.3	6.575	0.052	0.127	0.014								
			Máximo	0.182		0.25	0.3	0.038	0.83	0.942	0.25	0.3	
Entre los (Ejes I-J)													
JR. Tacabamba	56.95	6.673	0.117	0.075	0.014								
JR. Tacabamba	56.95	6.673	0.117	0.031	0.014								
			Suma	0.106		0.2	0.3	0.03	0.67	0.839	0.2	0.3	
Entre los (Ejes I-J)													
JR. Arenales	86.34	11.871	0.137	0.038	0.014								
JR. Arenales	86.34	11.871	0.137	0.065	0.014								
			Suma	0.102		0.2	0.3	0.03	0.67	0.839	0.2	0.3	
Entre los (Ejes I-J)													
JR. Lima	112.06	8.386	0.075	0.026	0.014								
JR. Lima	112.06	8.386	0.075	0.062	0.014								
			Máximo	0.062		0.2	0.3	0.03	0.67	0.839	0.2	0.3	
Entre los (Ejes I-J)													
CA. EL Sol	102.22	5.778	0.057	0.080	0.014								
CA. EL Sol	102.22	5.778	0.057	0.087	0.014								
			Máximo	0.087		0.2	0.25	0.03	0.8	0.767	0.2	0.25	
JR. Dos de Mayo	75.10	4.773	0.064	0.067	0.014								
JR. Dos de Mayo	75.10	4.773	0.064	0.131	0.014								
			Suma	0.198		0.3	0.30	0.09	0.3	0.905	0.3	0.35	

Nota. La tabla muestra la verificación hidráulica de las cunetas triangulares de los ramales entre los ejes J-K, donde se concentran varios aportes de caudal. Los parámetros Y, T, A, St y Pm se determinaron con base en la ecuación de Manning e indican que las secciones proyectadas tienen capacidad suficiente para evacuar los caudales acumulados sin comprometer la estabilidad de la calzada.

Figura 149

Sección de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 5



Nota. La figura presenta las secciones transversales esquemáticas de las cunetas rectangulares más representativas de la subcuenca urbana 5, correspondientes a dimensiones internas de 0.20 × 0.25 m, 0.25 × 0.30 m, 0.30 × 0.40 m, 0.35 × 0.50 m, 0.40 × 0.60 m y 0.65 × 1.00 m. Las medidas indicadas corresponden al ancho interior (b) y a la altura interior de la cuneta (h), expresadas en metros. La representación tiene carácter referencial y fue elaborada con fines de interpretación geométrica de las secciones diseñadas.

f) Subcuenca urbana 6.

En la subcuenca urbana 6 se proyectaron exclusivamente cunetas rectangulares, debido a que la configuración vial presenta franjas laterales estrechas que limitan la incorporación de secciones triangulares. Los caudales de diseño variaron entre 0.021 m³/s y 0.543 m³/s, mientras que las pendientes longitudinales se situaron entre 0.032 m/m y 0.205 m/m. Estas condiciones determinaron el empleo de secciones diferenciadas según el caudal conducido, la pendiente disponible y la continuidad geométrica requerida a lo largo de la vía.

De acuerdo con la Tabla 155, las cunetas rectangulares presentaron anchos de 0.20 a 0.30 m y alturas totales de 0.25 a 0.45 m. En los puntos iniciales P-103 y P-104, donde los caudales fueron menores, se adoptó una sección reducida de 0.20 × 0.25 m. En el P-105 se utilizó una cuneta de 0.20 × 0.30 m, mientras que en los puntos intermedios se incrementaron progresivamente las dimensiones mediante secciones de 0.25 × 0.30 m, 0.25 × 0.35 m y 0.25 × 0.40 m. Estas variaciones permitieron adecuar la capacidad hidráulica a las condiciones particulares de cada punto sin sobredimensionar innecesariamente las cunetas.

La sección de mayor dimensión se ubicó en el P-110, donde se proyectó una cuneta de 0.30 × 0.45 m debido al incremento del caudal acumulado en la zona media de la subcuenca. En los puntos finales P-113 y P-114 se emplearon cunetas de 0.30 × 0.35 m. En el P-114, el tirante calculado alcanzó 0.3497 m, un valor que no supera la altura adoptada de 0.35 m. En este punto no se consideró un borde libre adicional, debido a la presencia de áreas de escorrentía en la zona.

Tabla 155

Dimensiones de cunetas rectangulares en la subcuenca urbana 6

Punto	Ancho b (m)	Altura H (m)	Observación
P-103, P-104	0.20	0.25	Sección reducida por menor caudal.
P-105	0.20	0.30	Sección de transición a partir de los puntos iniciales.
P-108	0.25	0.30	Verificar con el plano definitivo; la figura y el cálculo hidráulico emplean un ancho de 0.25 m.
P-106, P-112	0.25	0.40	Sección de mayor altura para conservar la continuidad geométrica y el borde libre.
P-107, P-109, P-111	0.25	0.35	Sección predominante en la zona intermedia.
P-110	0.30	0.45	Sección de mayor dimensión en la zona media de la subcuenca.
P-113	0.30	0.35	Sección aplicada al final de la subcuenca.
P-114	0.30	0.35	Sección adoptada sin borde libre adicional, debido a la presencia de áreas de escorrentía en la zona.

Nota. La tabla resume las cunetas rectangulares proyectadas para la subcuenca urbana 6. Las dimensiones se adoptaron según el caudal de diseño, la pendiente disponible, la continuidad geométrica y el borde libre requerido en cada punto. La capacidad hidráulica se verificó mediante la ecuación de Manning.

Figura 150

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, punto 107

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-06_Punto107	Revestimiento:	Concreto

Datos:		
Caudal (Q):	0.212 m ³ /s	
Ancho de solera (b):	0.25 m	
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.113 m/m	

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.1962 m
Área hidráulica (A):	0.0491 m ²
Espejo de agua (T):	0.2500 m
Número de Froude (F):	3.1149
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro (p):	0.6424 m
Radio hidráulico (R):	0.0764 m
Velocidad (v):	4.3216 m/s
Energía específica (E):	1.1481 m-Kg/Kg

Cuneta de 25 cm x 35 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 35 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 107 y verificada su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 151

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 108

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-06_Punto108	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	.409 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.113 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.1962 m
Área hidráulica (A):	0.0491 m ²
Espejo de agua (T):	0.2500 m
Número de Froude (F):	3.1149
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	0.6424 m
Radio hidráulico (R):	0.0764 m
Velocidad (v):	4.3216 m/s
Energía específica (E):	1.1481 m-Kg/Kg

Cuneta de 25 cm x 30 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 30 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 108 y verificada su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 152

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 111

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-06_Punto111	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.179 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	.205 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.1366 m
Área hidráulica (A):	0.0341 m ²
Espejo de agua (T):	0.2500 m
Número de Froude (F):	4.5292
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	0.5232 m
Radio hidráulico (R):	0.0653 m
Velocidad (v):	5.2425 m/s
Energía específica (E):	1.5374 m-Kg/Kg

Cuneta de 25 cm x 35 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 35 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 111 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 153

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 6, Punto 112

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-06_Punto112	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.128 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.073 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.1569 m
Area hidráulica (A):	0.0392 m ²
Espejo de agua (T):	0.2500 m
Número de Froude (F):	2.6315
Tipo de flujo:	Supercrítico
Perímetro (p):	0.5637 m
Radio hidráulico (R):	0.0696 m
Velocidad (v):	3.2643 m/s
Energía específica (E):	0.6999 m-Kg/Kg

Cuneta de 25 cm x 40 cm

Nota. La sección rectangular de 0.25 × 0.40 m se adoptó en el punto P-112, considerando el caudal de diseño, la continuidad geométrica de la subcuenca urbana y la necesidad de contar con un borde libre suficiente para prevenir desbordes.

Tabla 156

Verificación hidráulica de las cunetas diseñadas en la subcuenca urbana 6

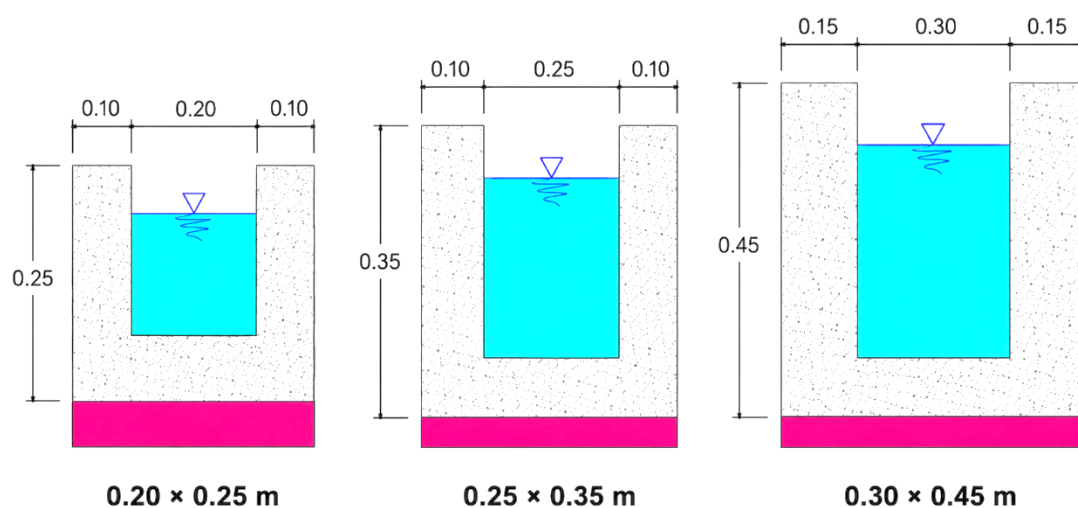
Puntos de Control	Geometría de la vía			Q. diseño	N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m			b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-103	113.47	3.626	0.032	0.021	0.014							
P-104	113.47	3.626	0.032	0.021	0.014							
			Suma	0.043		0.2	0.1177	0.02	0.2	0.435	0.2	0.15
P-105	188.5	16.48	0.087	0.106	0.014	0.2	0.1611	0.03	0.2	0.522	0.2	0.2
P-106	188.5	16.48	0.087	0.342	0.014	0.25	0.323	0.08	0.25	0.896	0.25	0.35
			Máximo	0.342								
P-107	249.17	28.244	0.113	0.212	0.014	0.25	0.1962	0.04905	0.25	0.6424	0.25	0.25
P-108	249.17	28.244	0.113	0.409	0.014	0.25	0.1962	0.04905	0.25	0.6424	0.25	0.25
			Máximo	0.409								
P-109	302.81	31.11	0.103	0.318	0.014	0.25	0.2832	0.0708	0.25	0.8164	0.25	0.3
P-110	302.81	31.11	0.103	0.476	0.014	0.3	0.3173	0.09519	0.3	0.9346	0.3	0.35
			Máximo	0.476								
P-113	359.57	38.062	0.106	0.424	0.014	0.3	0.2853	0.08559	0.3	0.8706	0.3	0.3

Puntos de Control	Geometría de la vía			Q. diseño m ³ /s	N Manning	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S m/m			b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-114	359.57	38.062	0.106	0.543	0.014	0.3	0.3497	0.10491	0.3	0.9994	0.3	0.35
			Máximo	0.543								
P-111	105.02	21.5	0.205	0.179	0.014	0.25	0.1366	0.03415	0.25	0.5232	0.25	0.25
P-112	50	3.652	0.073	0.082	0.014	0.25	0.0771	0.019275	0.25	0.4042	0.25	0.25

Nota. La tabla presenta la verificación hidráulica de los puntos evaluados en la subcuenca urbana 6. Los resultados permiten comprobar que las secciones rectangulares seleccionadas conducen el caudal máximo en cada punto sin superar el tirante de diseño, lo que garantiza la capacidad hidráulica requerida para esta subcuenca.

Figura 154

Sección de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 6



Nota. La figura presenta las secciones rectangulares más representativas de la subcuenca urbana 6, correspondientes a 0.20 x 0.25 m, 0.25 x 0.35 m y 0.30 x 0.45 m. Las medidas indicadas corresponden al ancho interior y a la altura interior de la cuneta, expresadas en metros.

g) Subcuenca urbana 7.

En la subcuenca urbana 7 se integraron varios ramales locales correspondientes a los jirones 1, 2, 3, 4, 5, 6 y Jr. Dos de Mayo, donde los caudales de diseño presentaron variaciones según la longitud de aporte, la pendiente de la vía y la acumulación progresiva de la escorrentía. Por ello, el diseño hidráulico consideró una combinación de cunetas rectangulares en los colectores principales y cunetas triangulares en los ramales secundarios, dimensionadas mediante las ecuaciones de Manning e Izzard, conforme a los criterios hidráulicos de la norma CE.040.

De acuerdo con la Tabla 157, las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 7 presentaron anchos de 0.25 m a 0.30 m y alturas de 0.30 m a 0.50 m. Las secciones de 0.25×0.30 m y 0.25×0.35 m fueron las más frecuentes, aplicadas en puntos con demanda hidráulica de menor a mediana. En zonas donde el caudal aumentó, se emplearon secciones de 0.25×0.40 m, 0.30×0.45 m y 0.25×0.45 m, lo que permitió incrementar la capacidad de conducción sin ampliar en exceso el ancho de la cuneta. En el Jirón 3, los puntos P-134 y P-135 requirieron secciones de 0.30×0.40 m y 0.30×0.50 m, respectivamente, siendo esta última una de las secciones de mayor capacidad de la subcuenca. Asimismo, en el Jr. Dos de Mayo, los puntos P-140 y P-141 fueron diseñados con secciones de 0.25×0.45 m y 0.25×0.35 m, acordes con la demanda hidráulica del sector.

En los ramales secundarios se adoptaron cunetas triangulares con anchos superficiales entre 0.25 m y 0.35 m, profundidades entre 0.20 m y 0.25 m, y pendientes transversales entre 0.67 m/m y 0.80 m/m. Estas secciones fueron asignadas principalmente a los ramales de los Jirón 4, Jirón 5, Jirón 2 y Jirón 1, donde los caudales fueron menores y la geometría triangular permitió conducir eficientemente la escorrentía superficial hacia las cunetas principales. La cuneta triangular de 0.25×0.20

m se empleó en el ramal del Jirón 4 eje 16–15, mientras que las secciones de 0.30×0.20 m y 0.35×0.25 m se utilizaron en ramales con mayor requerimiento de captación y conducción.

En conjunto, los resultados de la subcuenca urbana 7 evidenciaron un diseño hidráulico mixto y escalonado, en el que las cunetas rectangulares permitieron conducir los caudales principales y las triangulares resolvieron la evacuación de los ramales secundarios. Las dimensiones adoptadas garantizaron la continuidad hidráulica del sistema, la conducción segura de la esorrentía pluvial y la reducción del riesgo de desborde en las vías locales que conforman esta subcuenca.

Tabla 157

Resumen de dimensiones de cunetas diseñadas en la subcuenca urbana 7

Vía / Eje – Punto	Tipo de cuneta	Ancho T (m)	Altura / Profundidad Y (m)	Pendiente ST (m/m)
P-128, P-138, P-145, P-147, P-150	Rectangular	0.25	0.35	
P-129, P-136, P-137, P-139, P-142, P-143, P-148, P-149	Rectangular	0.25	0.30	
P-130, P-132, P-144	Rectangular	0.25	0.40	
P-131, P-133, P-146	Rectangular	0.30	0.45	
Jirón 3 – Punto 134	Rectangular	0.30	0.40	—
Jirón 3 – Punto 135	Rectangular	0.30	0.50	—
Jr. Dos de Mayo – Punto 140	Rectangular	0.25	0.45	—
Jr. Dos de Mayo – Punto 141	Rectangular	0.25	0.35	—
Jirón 4 – eje 16–15 (ramal)	Triangular	0.25	0.20	0.80
Jirón 4 – eje 17–16 (ramal)	Triangular	0.35	0.25	0.71
Jirón 5 – eje 16–15 (ramal)	Triangular	0.30	0.20	0.67
Jirón 2 – eje 16–15 (ramal)	Triangular	0.30	0.20	0.67
Jirón 1 – eje 16–15 (ramal)	Triangular	0.30	0.20	0.67

Nota. La tabla resume las secciones rectangulares y triangulares adoptadas en la subcuenca urbana 7, diferenciando los colectores principales (cunetas rectangulares) de los ramales secundarios (cunetas triangulares), junto con sus respectivas dimensiones geométricas y pendientes de diseño empleadas en la verificación hidráulica.

Figura 155

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 134

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-07_Punto 134	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.416 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.104 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.2831 m
Area hidráulica (A):	0.0849 m ²
Espejo de agua (T):	0.3000 m
Número de Froude (F):	2.9391
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	0.8662 m
Radio hidráulico (R):	0.0980 m
Velocidad (v):	4.8980 m/s
Energía específica (E):	1.5059 m-Kg/Kg

Cuneta de 30 cm x 40 cm

Nota. La sección rectangular de 30 × 40 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 134 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 156

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 135

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentación
Tramo:	Tramo-07_Punto 135	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.653 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.30 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.104 m/m

Resultados:	
Tirante normal (y):	0.4117 m
Area hidráulica (A):	0.1235 m ²
Espejo de agua (T):	0.3000 m
Número de Froude (F):	2.6305
Tipo de flujo:	Supercrítico

Perímetro (p):	1.1235 m
Radio hidráulico (R):	0.1099 m
Velocidad (v):	5.2866 m/s
Energía específica (E):	1.8362 m-Kg/Kg

Cuneta de 30 cm x 50 cm

Nota. La sección rectangular de 30 × 50 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 135 y verificada su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 157

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 140

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentacion
Tramo:	Tramo-07_Punto 140	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.293 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.053 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.3495 m	Perímetro (p):	0.9491 m
Area hidráulica (A):	0.0874 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0921 m
Espejo de agua (T):	0.2500 m	Velocidad (v):	3.3530 m/s
Número de Froude (F):	1.8107	Energía específica (E):	0.9226 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

Cuneta de 25 cm x 45 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 45 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 140, verificando su capacidad mediante la ecuación de Manning.

Figura 158

Dimensiones geométricas de la cuneta rectangular diseñada en H-Canales para la subcuenca urbana 7, Punto 141

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentacion
Tramo:	Tramo-07_Punto 141	Revestimiento:	Concreto

Datos:	
Caudal (Q):	0.143 m ³ /s
Ancho de solera (b):	.25 m
Talud (Z):	0
Rugosidad (n):	0.014
Pendiente (S):	0.053 m/m

Resultados:			
Tirante normal (y):	0.1939 m	Perímetro (p):	0.6377 m
Area hidráulica (A):	0.0485 m ²	Radio hidráulico (R):	0.0760 m
Espejo de agua (T):	0.2500 m	Velocidad (v):	2.9504 m/s
Número de Froude (F):	2.1394	Energía específica (E):	0.6375 m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		

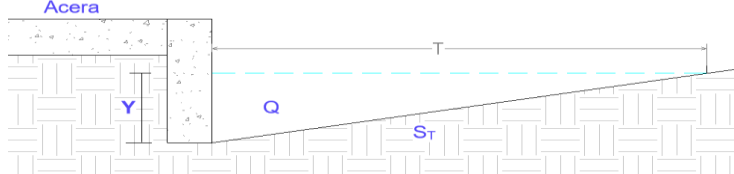
Cuneta de 25 cm x 35 cm

Nota. La sección rectangular de 25 × 35 cm fue dimensionada en función del caudal de diseño del punto 141, verificando su capacidad conforme a la ecuación de Manning.

Figura 159

Dimensiones geométricas de la cuneta triangular diseñada por la fórmula de Izzard para la subcuenca urbana 7, eje H-I

Cuneta triangular	Jirón 4, eje 16-15	Jirón 4, eje 17-16	Jirón 5, eje 16-15	Jirón 2, eje 16-15	Jirón 1, eje 16-15
Caudal de diseño (m ³ /s)	0.029	0.051	0.034	0.039	0.034
Ancho de cuneta T (m)	0.25	0.35	0.30	0.30	0.30
Profundidad de cuneta Y (m)	0.20	0.25	0.20	0.20	0.20
Pendiente ST (m/m)	0.80	0.71	0.67	0.67	0.67



Nota. El diseño triangular se aplicó en los puntos donde la geometría vial lo permite, dimensionando el ancho y la profundidad a partir del caudal de diseño y de la pendiente longitudinal.

Tabla 158

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 128 y 129

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-128	152.73	12.8611	0.084	0.191	0.014	0.25	0.2032	0.051	0.25	0.656	0.25	0.25
P-129	152.73	12.8611	0.084	0.127	0.014	0.25	0.1477	0.037	0.25	0.545	0.25	0.2
				Máximo 0.191								

Nota. La sección adoptada conduce, sin desbordamiento, el caudal máximo de 0.191 m³/s.

Tabla 159

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 130 y 131

Punto de Control	Geometría de la vía					Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-130	196.45	15.7281	0.080	0.286	0.014	0.25	0.288	0.072	0.25	0.826	0.25	0.30
P-131	196.45	15.7281	0.080	0.443	0.014	0.3	0.332	0.100	0.3	0.964	0.3	0.35
				Máximo 0.443								

Nota. La tabla confirma que la cuneta transporta el caudal máximo de 0.286–0.443 m³/s.

Tabla 160

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, puntos 132 y 133

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-132	283.98	35.71	0.126	0.348	0.014	0.25	0.2807	0.070	0.25	0.811	0.25	0.3
P-133	283.98	35.71	0.126	0.507	0.014	0.3	0.3077	0.092	0.3	0.915	0.3	0.35
			Máximo	0.507								

Nota. La sección propuesta mantiene el tirante de agua por debajo de la altura útil, con un caudal máximo de 0.507 m³/s.

Tabla 161

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jirón 3, punto 134 y 135

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-134	374.19	38.9071	0.104	0.416	0.014	0.25	0.2858	0.086	0.3	0.872	0.3	0.3
P-135	374.19	38.9071	0.104	0.653	0.014	0.3	0.4117	0.124	0.3	1.123	0.3	0.4
			Máximo	0.653								

Nota. La tabla presenta la verificación de la cuneta rectangular en el Jirón 3 (puntos 134 y 135), lo que demuestra que la sección de mayor altura es necesaria para conducir el caudal crítico de 0.653 m³/s.

Tabla 162

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 136 y 137

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-136	81.76	3.736	0.046	0.095	0.014	0.25	0.1489	0.037	0.25	0.548	0.25	0.2
P-137	81.76	3.736	0.046	0.054	0.014	0.25	0.0977	0.024	0.25	0.445	0.25	0.2
			Máximo	0.095								

Nota. La tabla detalla los parámetros geométricos e hidráulicos empleados para verificar la cuneta rectangular del Jr. Dos de Mayo (puntos 136 y 137), confirmando que la sección seleccionada evacúa el caudal máximo de 0.095 m³/s con holgura.

Tabla 163

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 138 y 139

Punto de Control	Geometría de la vía				N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s		b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-138	462.19	53.8281	0.116	0.231	0.014	0.25	0.2079	0.052	0.25	0.666	0.25	0.25
P-139	462.19	53.8281	0.116	0.098	0.014	0.25	0.1077	0.027	0.25	0.465	0.25	0.2
			Máximo	0.231								

Nota. La sección propuesta mantiene el nivel de agua dentro de la altura útil para un caudal máximo de 0.231 m³/s.

Tabla 164

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, punto 140 y 141

Punto de Control	Geometría de la vía				N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s		b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-140	166.81	8.766	0.053	0.293	0.014	0.25	0.3495	0.087	0.25	0.949	0.25	0.35
P-141	166.81	8.766	0.053	0.143	0.014	0.25	0.1939	0.048	0.25	0.638	0.25	0.25
			Máximo	0.293								

Nota. La tabla presenta la comprobación hidráulica de las cunetas de 0.25×0.45 m y 0.25×0.35 m en el Jr. Dos de Mayo (puntos 140 y 141), evidenciando que la sección más alta se requiere en el punto de mayor concentración de caudal (0.293 m³/s).

Tabla 165

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 142 y 143

Punto de Control	Geometría de la vía				N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s		b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-142	107.18	7.886	0.074	0.168	0.014	0.25	0.193	0.048	0.25	0.636	0.25	0.2
P-143	107.18	7.886	0.074	0.069	0.014	0.25	0.0982	0.025	0.25	0.446	0.25	0.2
			Máximo	0.168								

Nota. La tabla resume la verificación hidráulica de la cuneta rectangular en el Jirón 06.

Tabla 166

Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 144 y 145

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
144	202.53	12.788	0.063	0.222	0.014	0.25	0.2579	0.064	0.25	0.766	0.25	0.3
145	246.58	24.676	0.100	0.201	0.014	0.25	0.1974	0.049	0.25	0.645	0.25	0.25
			Máximo	0.222								

Nota. La tabla confirma que el ancho y altura son adecuados para el caudal máximo de 0.222 m³/s.

Tabla 167

Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 146 y 147

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-146	311.15	19.110	0.061	0.382	0.014	0.3	0.3285	0.099	0.3	0.957	0.3	0.35
P-147	335.89	172.676	0.514	0.236	0.014	0.25	0.119	0.030	0.25	0.488	0.25	0.25
			Máximo	0.382								

Nota. La tabla evidencia que la sección es suficiente para transportar el caudal de diseño de 0.382 m³/s.

Tabla 168

Verificación hidráulica de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, punto 148

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-148	89.31	12.941	0.145	0.061	0.014	0.25	0.0707	0.018	0.25	0.391	0.25	0.2
			Máximo	0.061								

Nota. La tabla evidencia que la sección es suficiente para transportar el caudal de diseño de 0.061 m³/s.

Tabla 169

Verificación de la cuneta en la subcuenca urbana 7, Jirón 06, puntos 149 y 150

Punto de Control	Geometría de la vía				Parámetros Hidráulicos						Sec. hidráulica	
	Long (m)	Δh (m)	S_L m/m	Q. diseño m ³ /s	N Manning	b m	y m	A m ²	T m	Pm m	b m	Y m
P-149	159	13.885	0.087	0.092	0.014	0.25	0.1143	0.029	0.25	0.479	0.25	0.2
P-150	165.22	13.885	0.084	0.202	0.014	0.25	0.2096	0.052	0.25	0.669	0.25	0.25
			Máximo	0.202								

Nota. La tabla evidencia que la sección es suficiente para transportar el caudal de diseño de 0.202 m³/s.

Tabla 170

Verificación hidráulica de la cuneta diseñada en la subcuenca urbana 7, ramales

Lado: IZ y D	Geometría de la vía			Q. diseño	N	Parámetros Hidráulicos					Sec. hidráulica	
	Long	Δh	S			Y	T	A	St	Pm	Y	T
	(m)	(m)	m/m	m ³ /s	Manning	m	m	m ²	m	m		
Entre los (Ejes 16-15)												
Jirón 4	60.66	7.187	0.118	0.029	0.014							
Jirón 4	60.66	7.187	0.118	0.025	0.014							
			Máximo	0.029		0.2	0.25	0.025	0.80	0.77	0.2	0.25
Entre los (Ejes 17-16)												
Jirón 4	83.06	0.333	0.004	0.051	0.014							
Jirón 4	83.06	0.333	0.004	0.033	0.014							
			Máximo	0.051		0.25	0.35	0.04375	0.71	1.01	0.25	0.35
Entre los (Ejes 16-15)												
Jirón 5	58.27	7.957	0.137	0.034	0.014							
Jirón 5	58.27	7.957	0.137	0.034	0.014							
			Máximo	0.034		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes 17-16)												
Jirón 5	61.19	0.758	0.012	0.033	0.014							
Jirón 5	61.19	0.758	0.012	0.038	0.014							
			Máximo	0.038		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes 16-15)												
Jirón 2	60	0.073	0.010	0.035	0.014							
Jirón 2	60	0.073	0.010	0.039	0.014							
			Máximo	0.039		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.35
Entre los (Ejes 17-16)												
Jirón 2	63.59	4.305	0.068	0.040	0.014							
Jirón 2	63.59	4.305	0.068	0.040	0.014							
			Máximo	0.040		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes 16-15)												
Jirón 1	58.91	1.129	0.019	0.034	0.014							
Jirón 1	58.91	1.129	0.019	0.034	0.014							
			Máximo	0.034		0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Entre los (Ejes 17-16)												
Jirón 1	62.66	2.47	0.039	0.075	0.014	0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
Jirón 1	62.66	2.47	0.039	0.041	0.014	0.2	0.3	0.03	0.67	0.84	0.2	0.3
			Máximo	0.075								

Nota. La tabla sintetiza la verificación de las cunetas triangulares en los ramales ubicados entre los ejes 16–15 y 17–16 de los Jirones 1, 2, 4 y 5, considerando los caudales de diseño y las pendientes ST adoptadas; se comprueba que las secciones triangulares seleccionadas transportan los caudales máximos (hasta 0.075 m³/s) sin exceder la profundidad de flujo disponible.

Figura 160

Sección de las cunetas rectangulares de la subcuenca urbana 7, Jirón 3, Punto 134-135

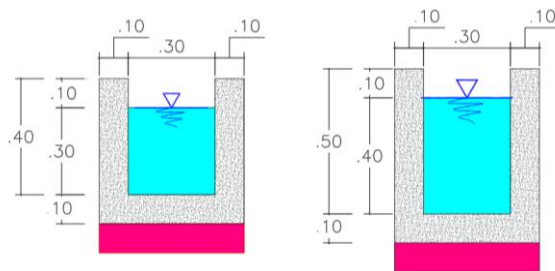


Figura 161

Sección de las cunetas rectangulares, subcuenca urbana 7, Jr. Dos de Mayo, Punto 140-141

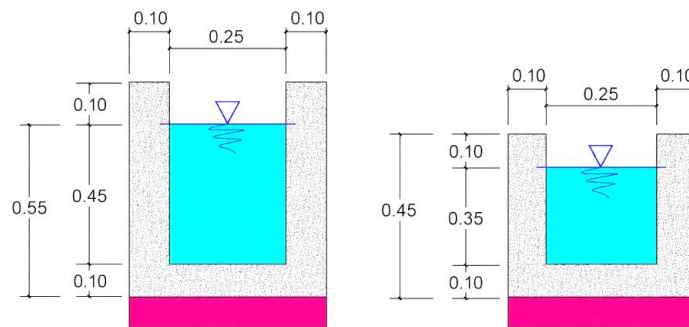
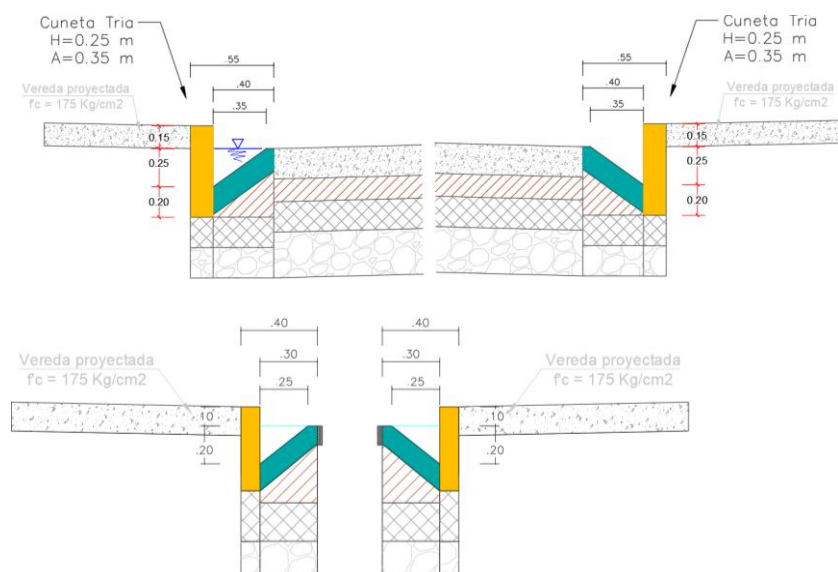


Figura 162

Sección de las cunetas triangulares de la subcuenca urbana 7, Jirón 4, eje 17-16, eje 16-15



4.1.2.2.Rejillas para las cunetas.

Se planteó incorporar rejillas metálicas con sumidero en los puntos terminales de las vías principales, a fin de mejorar la captación y la conducción del escurrimiento superficial en los sectores de descarga del sistema de drenaje pluvial. Esta solución permite interceptar el flujo que circula por las cunetas y derivarlo de manera controlada hacia el sistema de evacuación, reduciendo el riesgo de acumulación de agua, de erosión local y de desbordes en intersecciones críticas. La ubicación específica de cada rejilla y de cada sumidero se presenta en los planos de detalle incluidos en los anexos.

De acuerdo con los resultados del diseño estructural de las parrillas metálicas, se definieron soluciones para cunetas con anchos de 0.30 m, 0.40 m, 0.50 m, 0.60 m, 0.70 m, 0.80 m y 0.90 m, utilizando perfiles tipo solera portante con una separación uniforme de 40 mm entre barras. Los resultados muestran que todas las alternativas verificadas cumplen con los criterios de resistencia y servicio, ya que las flechas calculadas se mantuvieron entre 0.22 mm y 1.01 mm, valores inferiores a las flechas admisibles correspondientes. Esto evidencia que las parrillas propuestas poseen rigidez suficiente para soportar las cargas consideradas y funcionar adecuadamente en condiciones de servicio. Asimismo, se observó que, a medida que aumenta el ancho de la cuneta, también aumenta el perfil estructural requerido para la parrilla. Para cunetas de 0.30 m, se recomendó el perfil S10×50 mm; para anchos de 0.40 m y 0.50 m, se adoptaron los perfiles S8×65 mm y S10×65 mm, respectivamente. Para cunetas de 0.60 m y 0.70 m se seleccionó el perfil S10×75 mm, mientras que para anchos mayores, como 0.80 m y 0.90 m, se requirieron los perfiles S12×75 mm y S12×100 mm. Esta progresión confirma que el diseño responde de manera coherente al incremento de la luz libre y a la mayor exigencia estructural asociada.

Tabla 171

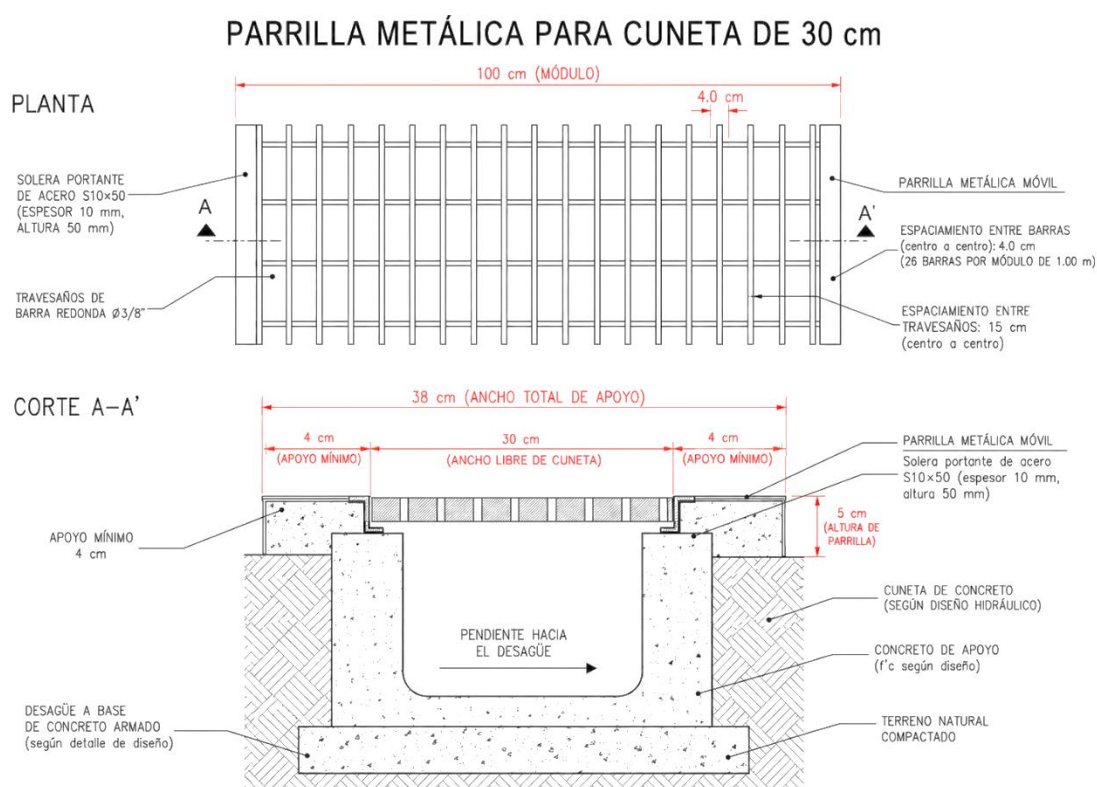
Resumen del diseño de parrillas metálicas

Ancho de cuneta	Perfil mínimo recomendado	Separación barras	Flecha calculada	Estado
30 cm	S10×50 mm	40 mm	0.22 mm	Cumple
40 cm	S8×65 mm	40 mm	0.29 mm	Cumple
50 cm	S10×65 mm	40 mm	0.46 mm	Cumple
60 cm	S10×75 mm	40 mm	0.51 mm	Cumple
70 cm	S10×75 mm	40 mm	0.81 mm	Cumple

Nota. La tabla presenta los perfiles mínimos recomendados para parrillas metálicas modulares de 1.00 m de longitud, diseñadas para cunetas rectangulares de 0.30 m a 0.90 m de ancho. La verificación estructural consideró criterios de resistencia y de servicio y en todos los casos las flechas calculadas se mantuvieron por debajo de los límites admisibles.

Figura 163

Detalle de rejilla metálica para las cunetas de la ciudad de Tacabamba



Nota. La figura presenta el detalle en planta y en corte de la rejilla metálica modular de 1.00 m de longitud, indicando el ancho libre de la cuneta, el apoyo mínimo, la separación entre barras portantes y travesaños, así como su integración con la cuneta de concreto y el sistema de desagüe.

Complementariamente, en aquellas calles donde la cuneta debe quedar totalmente cubierta para permitir el tránsito vehicular, se proyectó una tapa de concreto armado de 0.15 m de espesor. El diseño estructural de esta tapa consideró un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, una luz libre de 0.50 m, una carga última de 88.84 tn/m, un momento último de 2.78 tn·m y un área de acero requerida de 6.94 cm², lo que resultó en una disposición de refuerzo de ½" @ 18 cm en sentido transversal y de 3/8" @ 24 cm en sentido longitudinal. Estos resultados indican que la tapa propuesta cuenta con la capacidad estructural necesaria para funcionar como elemento de cubrimiento y soporte frente a solicitaciones vehiculares en calles de reducido ancho.

Por otro lado, en las cunetas ubicadas en vías donde se requiere mantener una mayor capacidad hidráulica visible y permitir simultáneamente el tránsito peatonal, se adoptó una tapa parabólica de concreto de 0.10 m de espesor. A diferencia de la tapa maciza de 15 cm, esta solución no busca cubrir por completo la cuneta, sino proteger el borde superior y permitir el paso del agua a través de la sección abierta. Por ello, su función es predominantemente hidráulica y peatonal y no constituye una losa de cobertura total para la circulación vehicular.

Tabla 172

Resumen del diseño de tapa de concreto para cunetas en calles de ancho reducido (< 5 m), donde la cobertura funciona también para tránsito vehicular

Consideraciones	Resultado
Resistencia del concreto	210 kg/cm ²
Luz libre	0.50 m
Espesor de tapa	15 cm
Carga última	88.84 tn/m
Momento último	2.78 tn·m
Área de acero	6.94 cm ²
Acero transversal	½" @ 18 cm
Acero longitudinal	3/8" @ 24 cm

Nota. La tabla resume el diseño estructural de la tapa maciza de concreto armado destinada a cubrir totalmente la cuneta en calles de ancho reducido, permitiendo además el tránsito vehicular sobre ella.

Tabla 173

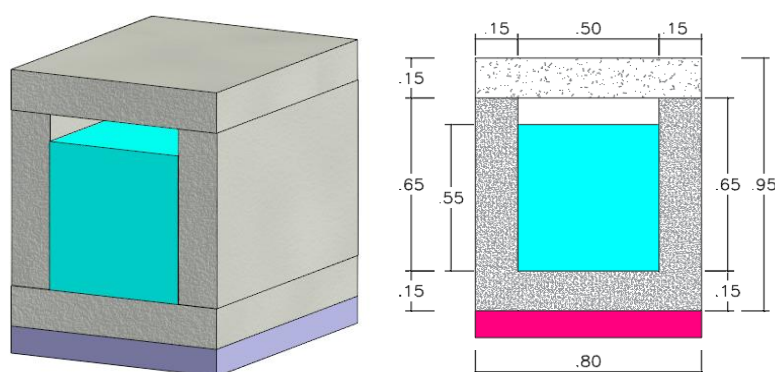
Criterios de aplicación de los elementos de cobertura y protección de cunetas

Elemento	Aplicación principal	Espesor / perfil	Tipo de tránsito	Función predominante
Rejilla metálica con sumidero	Puntos terminales de vías principales	Según ancho de cuneta	Peatonal y mantenimiento	Captación hidráulica y protección
Tapa de concreto armado	Calles de ancho reducido (< 5 m) donde la cuneta debe quedar totalmente cubierta	15 cm	Vehicular y peatonal	Cobertura estructural total
Tapa parabólica de concreto	Calles anchas (> 8 m) o sectores con mayor necesidad de capacidad hidráulica	10 cm	Peatonal	Protección superior y mantenimiento del flujo visible

Nota. La selección del elemento de cobertura dependió de la función requerida en cada vía: captación puntual del escurrimiento, cobertura total para el tránsito vehicular o protección parcial de la sección hidráulica con tránsito peatonal.

Figura 164

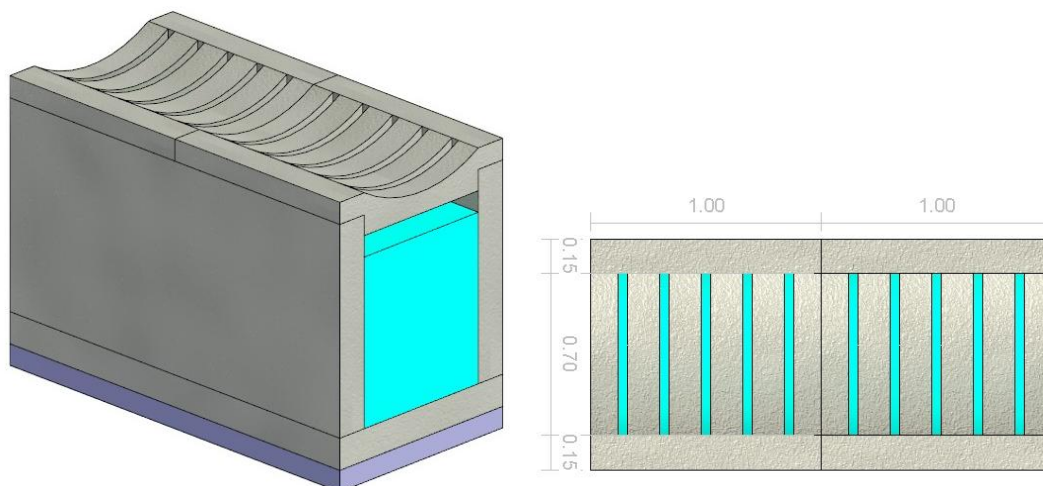
Vista de la cuneta con tapa de concreto de 15 cm para calles de ancho reducido (< 5 m) que requieren cobertura total y tránsito vehicular



Nota. La figura presenta la vista tridimensional de la cuneta rectangular completamente cubierta con una tapa maciza de concreto armado de 15 cm de espesor, diseñada para permitir la circulación vehicular sobre la sección.

Figura 165

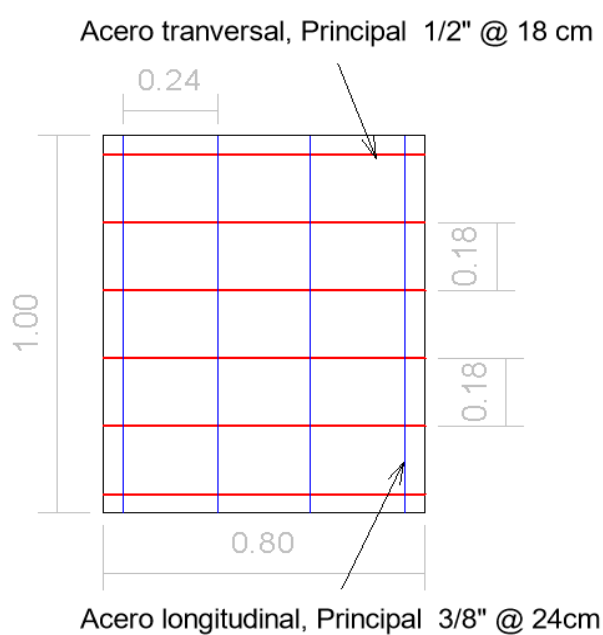
Vista de la cuneta con tapa parabólica de concreto de 10 cm para calles con mayor capacidad hidráulica y tránsito peatonal



Nota. La figura muestra la cuneta rectangular provista de una tapa parabólica de concreto de 10 cm de espesor, que permite el paso del agua a través de la sección abierta y, simultáneamente, favorece el tránsito peatonal.

Figura 166

Distribución del acero de refuerzo para la tapa de concreto



Nota. La disposición del refuerzo principal de la tapa de concreto armado, especificando acero transversal de 1/2" a 18 cm y acero longitudinal de 3/8" a 24 cm, conforme al diseño estructural adoptado.

4.1.2.3.Badén compuesto.

El badén compuesto diseñado para la parte alta de la ciudad opera con un caudal de proyecto de 1.01 m³/s, mientras que la capacidad hidráulica calculada en H-Canales es de 5.33 m³/s. Esto implica que la estructura opera con un margen de seguridad cercano a 5 veces el caudal de diseño, por lo que puede evacuar sin problemas el aporte máximo previsto para un período de retorno de 71 años. El tirante normal obtenido (y ≈ 0.29 m) es menor que la altura útil del compartimiento del badén (0.40 m), lo que garantiza un franco libre del orden de 0.10 m y evita el desborde hacia las veredas.

Los resultados indican, además, un régimen de flujo supercrítico (Froude ≈ 3.37) y una velocidad del orden de 5.72 m/s, valores admisibles para una sección de concreto armado, siempre que se mantenga la rugosidad $n = 0.014$ y se asegure una buena ejecución de la solera. La flecha H de 0.15 m, la pendiente longitudinal del 10% y la pendiente transversal de 3.5% favorecen el rápido escurrimiento del agua sobre la calzada y su conducción hacia el interior del badén, reduciendo los tiempos de permanencia del flujo en superficie. En conjunto, la verificación hidráulica confirma que el badén compuesto es conforme y adecuado para concentrar y canalizar los caudales pluviales en este punto crítico, sin generar inundaciones ni comprometer la estabilidad del pavimento.

Tabla 174

Dimensiones del badén compuesto

Nº	Tr (años)	Ubicación	Caudal diseño (m ³ /s)	Caudal badén (m ³ /s)	Flecha H (m)	Pendiente longitudinal %	Pendiente transversal %	Chequeo
1	71	Parte alta	1.01	5.33	0.15	10.00%	3.5	Conforme

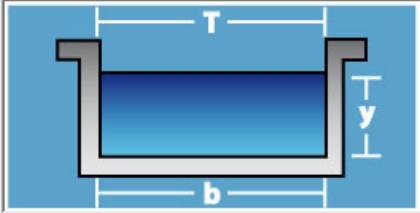
Figura 167

Diseño geométrico del badén compuesto en H-Canales

Lugar:	Tacabamba	Proyecto:	Pavimentacion
Tramo:	Baden_Cuneta	Revestimiento:	Concreto

Datos:

Caudal (Q):	1.009	m ³ /s
Ancho de solera (b):	.60	m
Talud (Z):	0	
Rugosidad (n):	0.014	
Pendiente (S):	0.08164	m/m



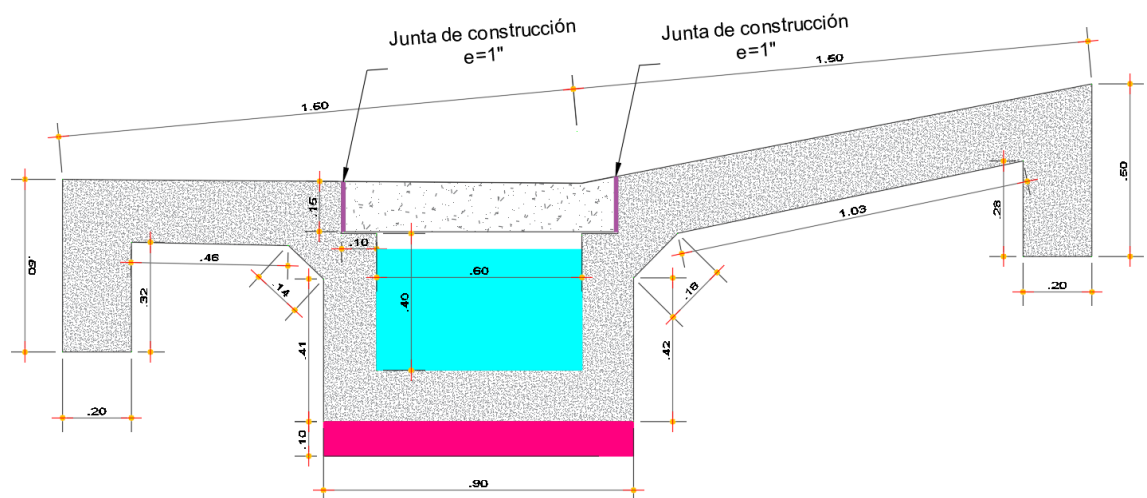
Resultados:

Tirante normal (y):	0.2939	m	Perímetro (p):	1.1878	m
Área hidráulica (A):	0.1763	m ²	Radio hidráulico (R):	0.1485	m
Espejo de agua (T):	0.6000	m	Velocidad (v):	5.7221	m/s
Número de Froude (F):	3.3700		Energía específica (E):	1.9627	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico				

Nota. La figura muestra el diseño geométrico del badén compuesto obtenido en el software H-Canales, donde se representan el ancho de solera, las pendientes longitudinal y transversal, la altura útil de la sección y la configuración del flujo.

Figura 168

Sección transversal del badén compuesto



Nota. La figura presenta la sección transversal del badén compuesto, detallando las dimensiones constructivas, espesores, pendientes laterales, juntas de construcción y la ubicación del canal central.

4.1.2.4.Alcantarilla.

La alcantarilla tipo TMC se considera hidráulicamente adecuada, ya que el caudal de diseño ($2.41 \text{ m}^3/\text{s}$) es inferior a su capacidad de conducción ($2.73 \text{ m}^3/\text{s}$), lo que asegura un margen de funcionamiento seguro. El conducto circular de 48" (1.22 m) opera con un tirante de 0.91 m y una velocidad de 2.56 m/s, valores que garantizan un flujo eficiente sin riesgo de sedimentación ni de sobrecarga. Además, la configuración estructural, con entrada tipo caja y salida con alero, permite una transición fluida del flujo.

Tabla 175

Cálculo de la alcantarilla tipo TMC

Progresiva	Qd (m^3/s)	Diámetro (")	Diámetro (m)	Tirante (m)	θ	Área (m^2)	Perímetro (m)	n	s (m/m)	QH (m^3/s)	Capacidad (Qd<QH)	V (m/s)	Entrada / Salida
0+001.00	2.41	48	1.22	0.91	4.19	0.94	2.55	0.025	0.02	2.73	Ok	2.56	Caja/ Alero

Tabla 176

Dimensiones de la alcantarilla de evacuación de agua pluvial

Diámetro (")	Diámetro (m)	Total
48	1.22	1

Figura 169

Perfil de la alcantarilla de evacuación de agua pluvial



Corte A – A de la sección transversal de la alcantarilla tipo TMC



DE ACUERDO A LA HOJA DE EXCEL ENTRADA Y SALIDA

PROTECCION DE DESCARGA

DIENTE

MATERIAL GRANULAR COMPACTADO

DIENTE

REVESTIMIENTO DE PIEDRA EMBOQUILLADA
Concreto: $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2 + \text{P.M.}$
(5° TAM. MAX.)

CORTE D-D
ESC. 1:20

4.1.2.5. Puntos de descarga o de entrega de caudal.

Los puntos de descarga definidos al final de cada subcuenca urbana permiten conducir los caudales pluviales hacia el río Tuspon, receptor natural del sistema de drenaje urbano. La ubicación de estos puntos se determinó considerando la topografía, la continuidad hidráulica y la accesibilidad a las estructuras de salida existentes. Con el fin de verificar que los caudales evacuados no generen condiciones de desbordamiento en el cauce, se realizó una simulación hidráulica en HEC-RAS, incorporando los hidrogramas resultantes para un periodo de retorno de 10 años. Los resultados evidencian que el río Tuspon mantiene su capacidad de conducción, sin presentar elevaciones críticas del tirante ni exceder las márgenes en los puntos de entrega. Este comportamiento confirma que la infraestructura pluvial diseñada descarga de manera segura en el cauce, garantizando estabilidad hidráulica y evitando riesgos de inundación en las zonas aledañas con Tr de 10 años, sin embargo, es necesario evaluar escenarios con mayor Tr en futuras investigaciones porque podrían producirse desborde del cauce no por el caudal aportante del sistema del drenaje, sino por su propio incremento de caudal del río de acuerdo con lo que señalan Saavedra y Burga (2025).

Tabla 177

Puntos de entrega del caudal pluvial al río Tuspon en Tacabamba

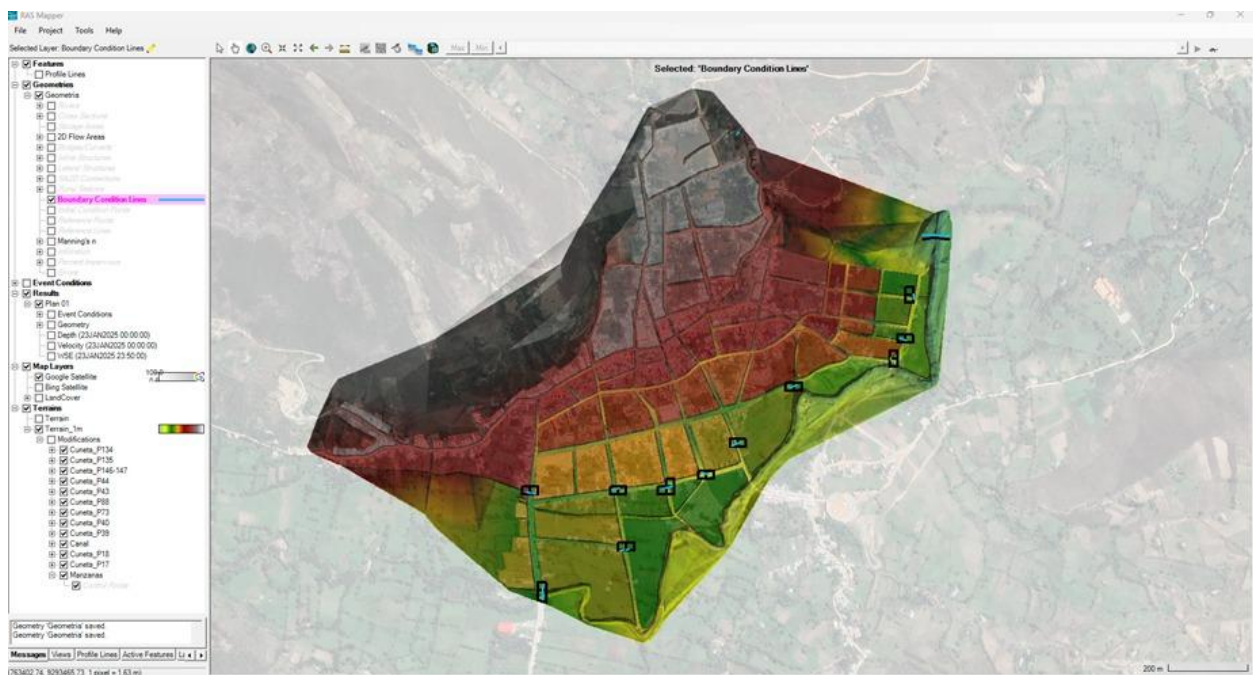
Punto	Subcuenca	Calle / Punto de entrega	Caudal (m ³ /s)
P17	2	Jr. 28 de Julio	1.887
P18	2	Jr. 28 de Julio	1.647
P21	2	Jr. 28 de Julio	0.249
P22	2	Jr. 28 de Julio	0.17
P39	3	Jr. 7 de Junio	2.715
P40	3	Jr. 7 de Junio	1.097
P43	3	Jr. 7 de Junio	0.507
P44	3	Jr. 7 de Junio	0.243
P61	4	Jr. 8 de Octubre	0.735
P62	4	Jr. 8 de Octubre	0.475

Punto	Subcuenca	Calle / Punto de entrega	Caudal (m ³ /s)
Quebrada	4		46.289
P73	4	Jr. Cuzco	1.292
P88	5	Jr. Washington	3.955
P87	5	Jr. Washington	0.974
P146	7	CA. El Sol	0.382
P147	7	CA. El Sol	0.236
P135	7	Calle 01	0.653
P134	7	Calle Nueva	0.416
P153	7	Calle Nueva	0.02
Alcantarilla	6		1.009

Nota. La tabla consolida los caudales descargados por cada subcuenca urbana hacia el río Tuspon y la quebrada afluente, considerando el caudal máximo correspondiente a un Tr de 10 años. Los valores fueron incorporados al modelo hidráulico para verificar que no se superara la capacidad del cauce.

Figura 172

Puntos de entrega del caudal pluvial al río Tuspon para Tr de 10 años



Nota. La figura muestra la distribución espacial de los puntos de entrega del sistema de drenaje pluvial, superpuesta sobre el modelo hidráulico del río Tuspon. Los resultados del análisis en HEC-RAS indican que ningún caudal de descarga genera condiciones de desbordamiento en la subcuenca urbana evaluada.

4.1.3. Capacidad y funcionamiento del sistema de drenaje pluvial

a) Nivel de acumulación de agua en zonas críticas

La Tabla 178 presenta las zonas críticas de acumulación de agua en la ciudad de Tacabamba, obtenidas a partir del modelamiento hidrodinámico realizado en HEC-RAS para un evento de diseño con $T_r = 10$ años, comparando el comportamiento sin el sistema de drenaje pluvial propuesto y con el sistema de drenaje pluvial propuesto.

Los resultados sin sistema de drenaje evidencian alturas de lámina de agua entre 6 y 21 cm, lo que refleja una capacidad limitada de escurrimiento superficial en las calles principales y en sectores de alta convergencia de caudales, como Jr. Washington, Av. Aviación, Jr. 7 de Julio y Jr. Dos de Mayo. Las mayores acumulaciones, que alcanzan entre 18 y 21 cm, se presentan en las intersecciones altamente impermeables y con pendientes reducidas, lo que indica zonas con riesgo significativo de encharcamiento prolongado e interrupción del tránsito peatonal y vehicular.

Al incorporar el sistema de drenaje pluvial propuesto, se observa una reducción sustancial de la lámina de agua en todos los puntos evaluados, hasta valores que varían entre 0.0 y 2.4 cm. En la mayoría de las calles, como P-11, P-13, P-14, P-15, P-50, P-56, P-133, la acumulación se elimina por completo (0.00 cm), lo que demuestra que las cunetas diseñadas permiten evacuar el caudal superficial generado. Incluso en los puntos que originalmente presentaban acumulaciones severas, como P-40 (13 cm a 1.80 cm), P-86 (18 cm a 2.40 cm) y P-88 (21 cm a 2.10 cm), el sistema propuesto reduce la lámina a un nivel manejable y compatible con la normativa CE.040.

Los resultados confirman que Tacabamba presenta múltiples zonas críticas de acumulación de agua, ubicadas principalmente en las vías de mayor pendiente descendente hacia el sur y sureste de la ciudad. No obstante, el diseño hidráulico planteado permite disminuir entre el 80% y el 100% la lámina de agua acumulada,

mitigando el riesgo de inundaciones urbanas, reduciendo los tiempos de evacuación y mejorando sustancialmente el desempeño del sistema ante eventos pluviales intensos.

Tabla 178

Zonas críticas de acumulación de agua en la ciudad de Tacabamba de acuerdo al modelamiento en HEC-RAS

Subcuenca	Calle / sector (según planos)	Puntos de control	Altura del agua acumulada (cm)	
			Sin sistema de drenaje	Con sistema de drenaje propuesto
1	Eje principal	P-3	9.00	0.40
2	Prolongación Jr. Lima	P-11	7.00	0.00
2	Jr. 28 de Julio	P-13	6.00	0.00
2	Jr. Dos de Mayo	P-14	6.00	0.00
2	Jr. 28 de Julio	P-15	8.00	0.00
2	Jr. 28 de Julio	P-21	12.00	1.20
3	Jr. Tupac Amaru	P-27	9.00	0.60
3	Av. Aviación	P-29	11.00	1.10
3	Av. Aviación y Pasaje Jr. 7 de Julio	P-38	12.00	1.10
3	Jr. 7 de Julio	P-40	13.00	1.80
3	Jr. 7 de Julio	P-43	13.00	0.40
4	Jr. 7 de Julio	P-50	8.00	0.00
4	Jr. Dos de Mayo	P-56	6.00	0.00
4	Jr. 8 de Octubre	P-61	10.00	1.10
4	Jr. Unión	P-73	13.00	1.70
5	Jr. Washington y Jr. Dos de Mayo	P-84	9.00	0.70
5	Jr. Maraón	P-98	10.00	0.40
5	Jr. Dos de Mayo	P-102	12.00	0.60
5	Jr. Washington	P-86	18.00	2.40
5	Jr. Washington	P-85	17.00	0.00
5	Jr. Aviación y Jr. Washington	P-88	21.00	2.10
5	Jr. Maraón	P-90	17.00	1.00
6	Jr. San Francisco	P-110	9.00	0.80
6	Jr. Maynas	P-114	9.00	0.40
7	Jirón 5	P-131	9.00	0.50
7	Jirón 3	P-133	8.00	0.00
7	Jirón 3 y Jr. Dos de Mayo	P-135	10.00	0.60

Figura 173

Mapa de altura de agua de escorrentía en la ciudad de Tacabamba

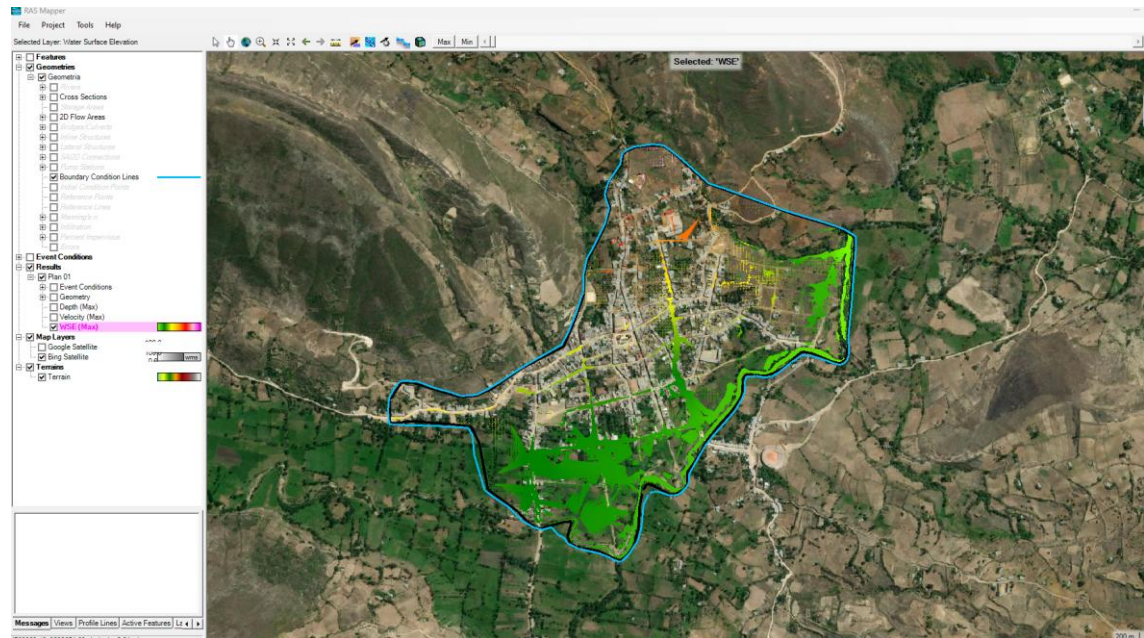
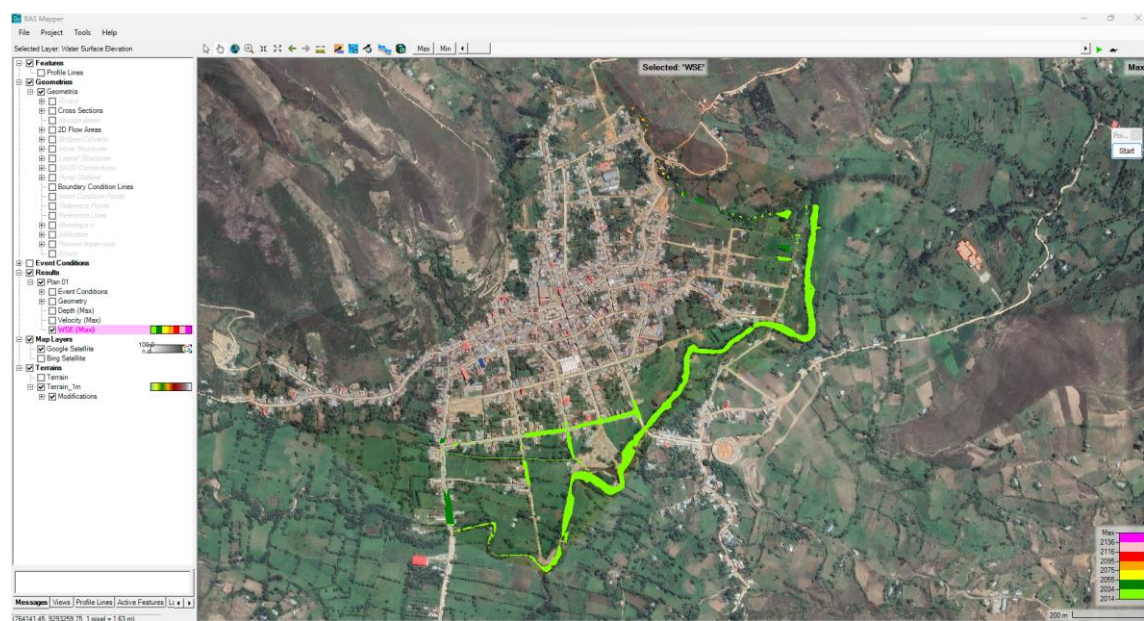


Figura 174

Mapa de altura de agua de escorrentía en la ciudad de Tacabamba con sistema de drenaje pluvial



b) Tiempo de evacuación del agua pluvial

De acuerdo con el modelamiento hidrodinámico realizado en HEC-RAS para un periodo de retorno de 10 años, se determinó que, sin sistema de drenaje, la evacuación total del agua pluvial en la zona urbana de Tacabamba tarda entre 45 y 70 minutos, debido a la presencia de remansos, velocidades menores a 0.20 m/s y la inexistencia de un camino hidráulico definido.

Por el contrario, con el sistema de drenaje urbano propuesto, el agua se evacúa en un tiempo de 12 a 20 minutos, lo que evidencia una mejora significativa en el comportamiento hidráulico del flujo superficial, lo que incrementa la eficiencia del drenaje y reduce la exposición de la población a procesos de inundación súbita.

Tabla 179

Tiempo de evacuación del agua pluvial ($Tr = 10$ años)

Condición del sistema	Tiempo de evacuación	Soporte técnico
Sin sistema de drenaje	45 – 70 minutos	Velocidades bajas (<0.20 m/s), remansos prolongados, acumulación visible en HEC-RAS.
Con sistema de drenaje propuesto	12 – 20 minutos	Conducción eficiente, velocidades estables, ausencia de encharcamientos, antecedentes de zonas urbanas similares.

Figura 175

Mapa de velocidades del flujo de agua en la ciudad de Tacabamba

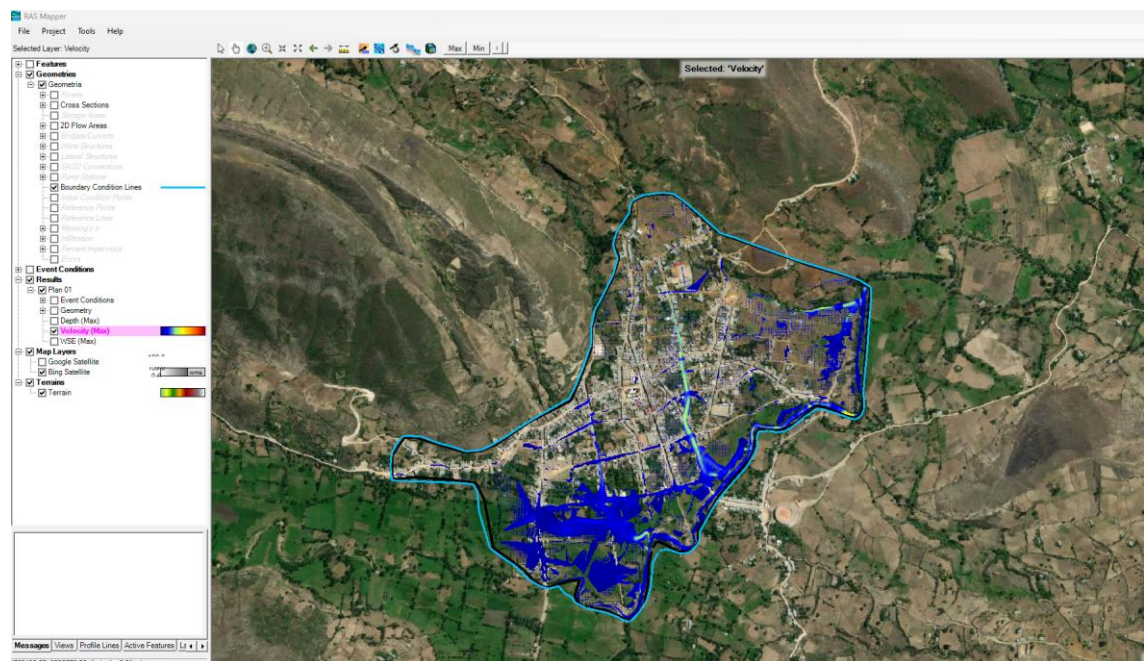
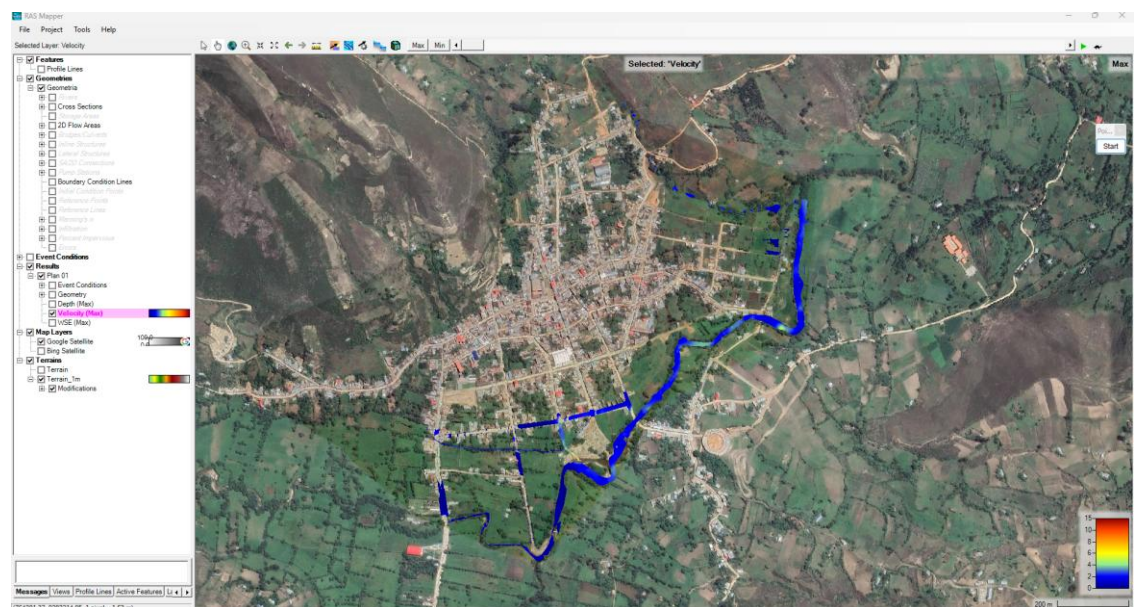


Figura 176

Mapa de velocidades del flujo de agua en la ciudad de Tacabamba con sistema de drenaje pluvial



c) Extensión del área afectada por escorrentía

El análisis hidrológico e hidráulico mediante el modelamiento de la precipitación pluvial en HEC-RAS para un periodo de retorno de 10 años indica que, en ausencia de un sistema de drenaje pluvial, aproximadamente 26.60 ha del área urbana de Tacabamba (34.95 % de las 76.10 ha) presentan problemas de escorrentía excesiva e inundaciones temporales. Con la implementación del sistema de drenaje propuesto, el área afectada se reduciría a cerca de 5.80 ha (7.62 %), lo que representa una disminución aproximada de 78.20 % en la acumulación de agua por escorrentía.

Tabla 180

Área afectada por escorrentía sin y con drenaje pluvial en la ciudad de Tacabamba

Condición del sistema de drenaje	Área afectada (ha)	% respecto al área urbana (76.10 ha)
Sin sistema de drenaje	26.60	34.95 %
Con sistema de drenaje	5.80	7.62 %
Ciudad de Tacabamba	76.10	100.00 %
% de reducción de la acumulación de agua por escorrentía		78.20 %

Figura 177

Verificaciones de las cunetas

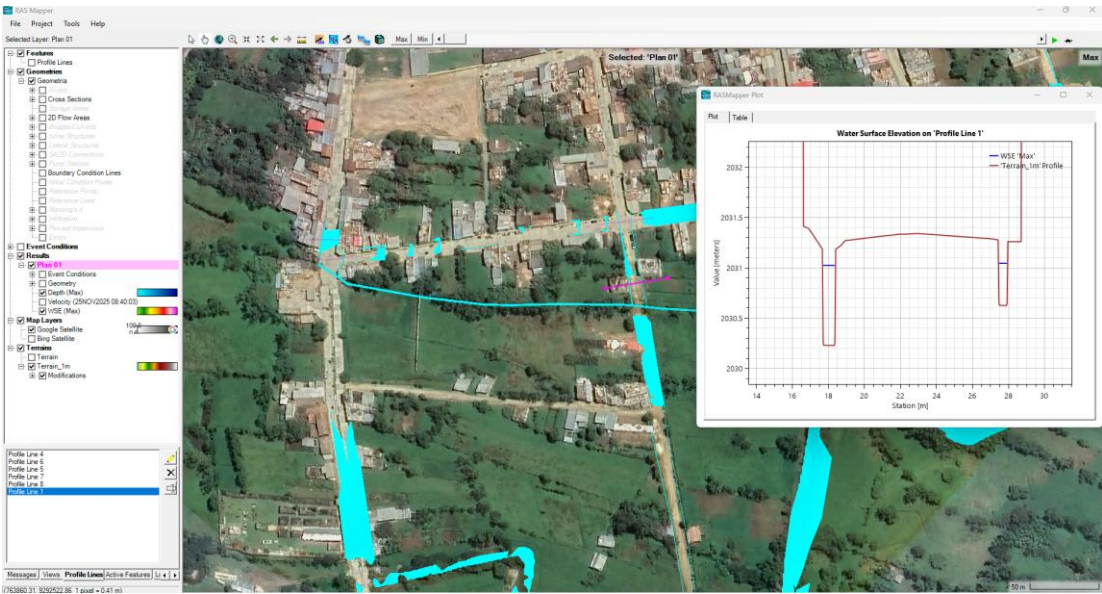


Figura 178

Mapa de áreas críticas con problemas de escorrentía en la ciudad de Tacabamba

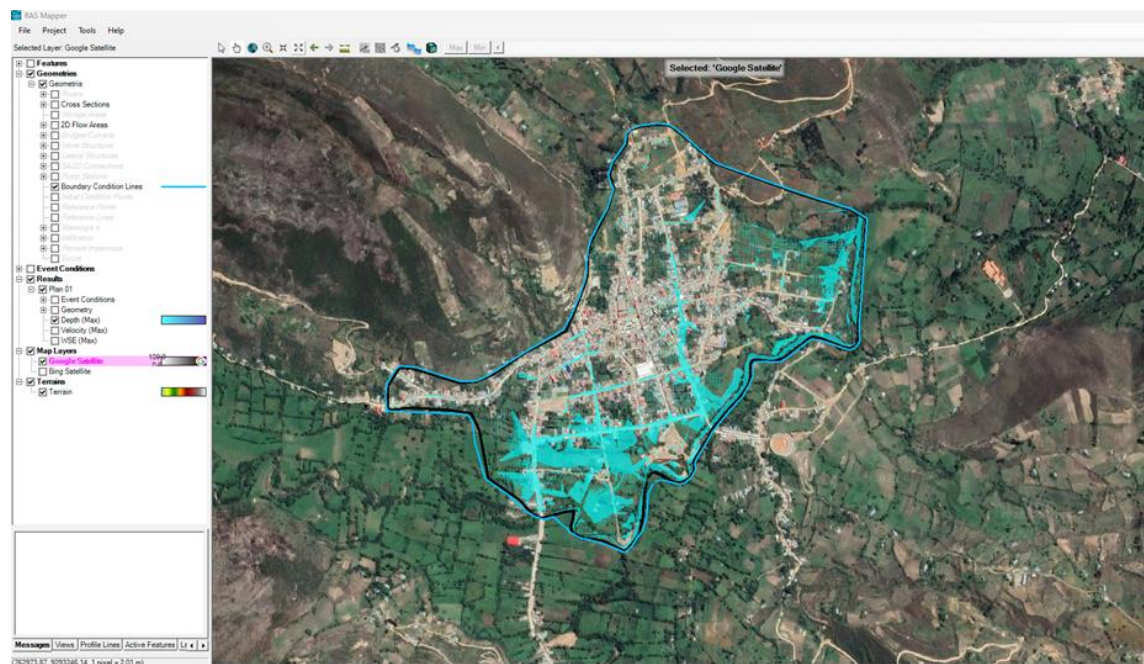
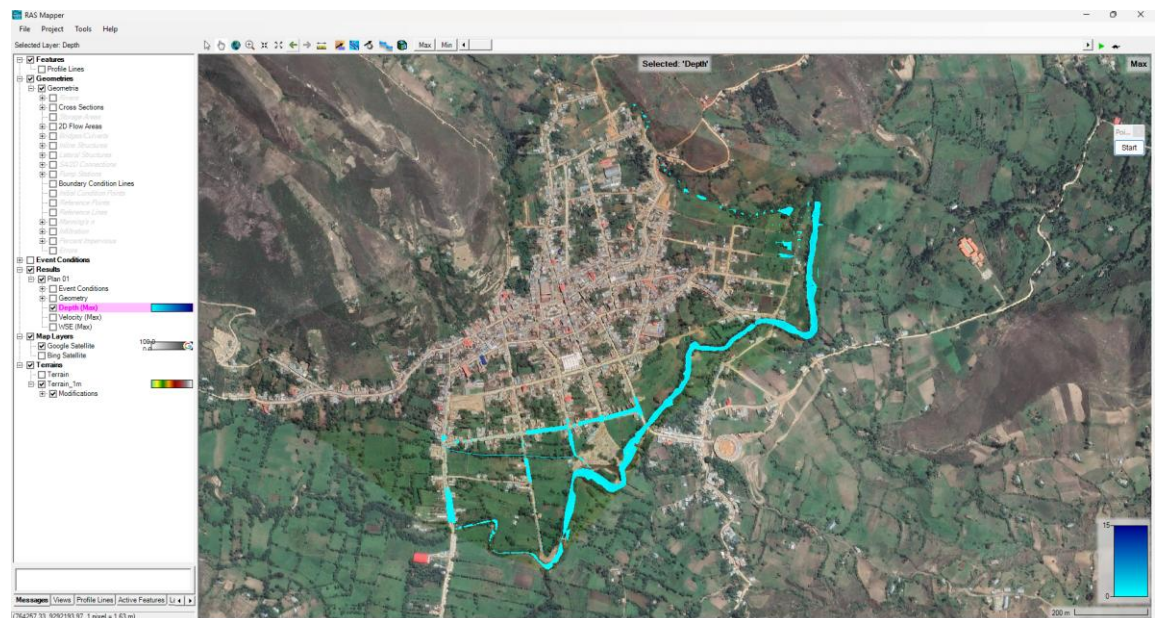


Figura 179

Mapa de áreas críticas con problemas de escorrentía en la ciudad de Tacabamba, con sistema de drenaje



4.2. Contrastación de hipótesis

4.2.1. Datos para el análisis

Para la investigación se han recolectado los datos de caudal de diseño y caudal de capacidad hidráulica de las cunetas diseñadas en el sistema de drenaje de la ciudad de Tacabamba.

Tabla 181

Resumen de caudales de diseño y capacidad en el sistema de drenaje de la ciudad de Tacabamba

Subcuenca	Punto control	SL (m/m)	Q diseño (m ³ /s)	Cuneta	Ancho (m)	Profundidad (m)	Q capacidad (m ³ /s)	¿Cumple CE.040?
1	P-1	0.137	0.14	Triangular	0.25	0.25	0.141	Sí
1	P-3	0.099	0.309	Rectangular	0.3	0.35	0.525	Sí
1	P-5	0.007	0.029	Rectangular	0.3	0.35	0.140	Sí
1	P-7	0.022	0.026	Rectangular	0.3	0.35	0.248	Sí
1	P-11	0.146	0.212	Rectangular	0.3	0.35	0.638	Sí
1	P-9	0.213	0.187	Rectangular	0.3	0.35	0.770	Sí
1	P-10	0.213	0.031	Rectangular	0.3	0.35	0.770	Sí
2	P-13	0.066	1.546	Rectangular	0.3	0.4	1.575	Sí
2	P-14	0.07	1.486	Rectangular	0.3	0.4	1.518	Sí
2	P-17	0.064	1.887	Rectangular	0.65	0.5	1.988	Sí
2	P-18	0.064	1.647	Rectangular	0.65	0.5	1.988	Sí
2	P-11	0.004	0.153	Rectangular	0.3	0.25	1.699	Sí
2	P-12	0.004	0.09	Rectangular	0.3	0.3	0.876	Sí
2	P-15	0.004	1.712	Rectangular	0.5	0.6	1.878	Sí
2	P-16	0.07	1.536	Rectangular	0.5	0.6	1.784	Sí
2	P-21	0.004	0.249	Triangular compuesta	0.4	0.9	0.724	Sí
2	P-22	0.004	0.17	Triangular compuesta	0.35	0.65	0.989	Sí
3	P-23	0.042	0.051	Rectangular	0.3	0.5	0.520	Sí
3	P-24	0.01	0.051	Rectangular	0.3	0.5	0.254	Sí
3	P-25	0.065	0.149	Rectangular	0.3	0.5	0.647	Sí
3	P-26	0.047	0.14	Rectangular	0.3	0.5	0.551	Sí
3	P-27	0.066	0.438	Rectangular	0.3	0.5	0.652	Sí
3	P-28	0.056	0.242	Rectangular	0.3	0.5	0.601	Sí
3	P-29	0.04	0.04	Rectangular	0.25	0.45	0.341	Sí
3	P-30	0.051	0.051	Rectangular	0.5	0.65	1.675	Sí

Subcuenca	Punto control	SL (m/m)	Q diseño (m3/s)	Cuneta	Ancho (m)	Profundidad (m)	Q capacidad (m3/s)	¿Cumple CE.040?
3	Jr. Tupac Amaru D-F (lado 1)	0.022	0.064	Triangular	0.35	0.25	0.080	Sí
3	Jr. Tupac Amaru F-G (lado 2)	0.022	0.069	Triangular	0.35	0.25	0.080	Sí
3	Av. Aviación D- E-F (lado 1)	0.009	0.111	Triangular	0.4	0.25	0.619	Sí
3	Av. Aviación F-G (lado 2)	0.011	0.093	Triangular	0.4	0.25	0.684	Sí
3	P-31	0.112	0.064	Triangular	0.3	0.45	0.277	Sí
3	P-32	0.112	0.299	Triangular	0.3	0.25	0.439	Sí
3	P-33	0.093	0.104	Triangular	0.35	0.45	0.323	Sí
3	P-34	0.093	0.482	Triangular	0.3	0.35	0.923	Sí
3	P-35	0.084	0.201	Triangular	0.35	0.5	0.344	Sí
3	P-36	0.084	0.52	Triangular	0.3	0.4	1.211	Sí
3	P-37	0.072	0.276	Triangular	0.35	0.55	0.352	Sí
3	P-38	0.072	0.906	Triangular	0.35	0.55	1.352	Sí
3	P-39	0.065	2.034	Triangular	0.6	0.8	2.181	Sí
3	P-40	0.065	1.097	Triangular	0.4	0.55	1.414	Sí
3	P-41	0.011	0.038	Triangular	0.25	0.15	0.186	Sí
3	P-42	0.011	0.038	Triangular	0.25	0.15	0.486	Sí
3	P-43	0.02	0.507	Triangular	0.4	0.5	0.507	Sí
3	P-44	0.02	0.243	Triangular	0.3	0.4	0.303	Sí
4	P-45	0.132	0.016	Rectangular	0.25	0.15	0.162	Sí
4	P-46	0.132	0.016	Rectangular	0.25	0.15	0.162	Sí
4	P-47	0.145	0.104	Rectangular	0.25	0.2	0.246	Sí
4	P-48	0.145	0.34	Rectangular	0.25	0.25	0.343	Sí
4	P-49"	0.077	0.693	Rectangular	0.4	0.35	0.702	Sí
4	P-50"	0.077	0.048	Rectangular	0.2	0.15	0.091	Sí
4	P-51	0.132	0.189	Rectangular	0.25	0.2	0.235	Sí
4	P-52	0.132	0.097	Rectangular	0.25	0.15	0.162	Sí
4	P-53	0.124	0.209	Rectangular	0.25	0.2	0.227	Sí
4	P-55	0.128	0.217	Rectangular	0.25	0.25	0.305	Sí
4	P-56	0.128	0.197	Rectangular	0.25	0.25	0.305	Sí
4	P-57	0.114	0.325	Rectangular	0.3	0.25	0.373	Sí
4	P-58	0.114	0.278	Rectangular	0.3	0.25	0.373	Sí
4	P-59	0.099	0.496	Rectangular	0.3	0.35	0.525	Sí
4	P-60	0.099	0.426	Rectangular	0.3	0.3	0.436	Sí
4	P-61	0.091	0.733	Rectangular	0.35	0.4	0.741	Sí
4	P-62	0.091	0.475	Rectangular	0.3	0.35	0.504	Sí
4	P-63	0.14	0.088	Rectangular	0.25	0.15	0.167	Sí
4	P-64	0.14	0.107	Rectangular	0.25	0.15	0.167	Sí

Subcuenca	Punto control	SL (m/m)	Q diseño (m3/s)	Cuneta	Ancho (m)	Profundidad (m)	Q capacidad (m3/s)	¿Cumple CE.040?
4	P-65	0.129	0.172	Triangular	0.35	0.35	0.288	Sí
4	P-66	0.129	0.136	Rectangular	0.25	0.15	0.161	Sí
4	P-67	0.13	0.282	Rectangular	0.25	0.25	0.307	Sí
4	P-68	0.13	0.214	Rectangular	0.25	0.25	0.307	Sí
4	P-69	0.123	0.482	Rectangular	0.3	0.3	0.486	Sí
4	P-70	0.123	0.3	Rectangular	0.25	0.25	0.987	Sí
4	P-71	0.106	0.708	Rectangular	0.35	0.4	0.800	Sí
4	P-72	0.106	0.484	Rectangular	0.3	0.35	0.543	Sí
4	P-73	0.088	1.282	Rectangular	0.45	0.5	1.377	Sí
4	P-74	0.088	0.135	Rectangular	0.25	0.2	0.192	Sí
4	JR. Lima	0.04	0.015	Triangular	0.2	0.3	0.056	Sí
4	JR. Lima	0.04	0.025	Triangular	0.2	0.3	0.056	Sí
4	JR. José Olaya	0.018	0.028	Triangular	0.25	0.35	0.063	Sí
4	JR. José Olaya	0.018	0.056	Triangular	0.25	0.35	0.063	Sí
4	JR. Dos de Mayo	0.01	0.069	Triangular	0.25	0.35	0.729	Sí
4	JR. Dos de Mayo	0.01	0.048	Triangular	0.25	0.35	0.729	Sí
4	JR. Tupac Amaru	0.021	0.055	Triangular	0.2	0.35	0.790	Sí
4	JR. Tupac Amaru	0.021	0.06	Triangular	0.2	0.35	0.790	Sí
4	AV. Aviación	0.025	0.076	Triangular	0.2	0.35	0.752	Sí
4	AV. Aviación	0.025	0.052	Triangular	0.2	0.35	0.052	Sí
5	P-75	0.135	0.088	Rectangular	0.2	0.15	0.121	Sí
5	P-76	0.135	0.172	Rectangular	0.25	0.2	0.237	Sí
5	P-77	0.098	0.139	Rectangular	0.25	0.15	0.140	Sí
5	P-78	0.098	0.342	Rectangular	0.3	0.25	0.346	Sí
5	P-79	0.116	0.277	Rectangular	0.3	0.25	0.377	Sí
5	P-80	0.116	0.465	Rectangular	0.3	0.3	0.472	Sí
5	P-81	0.123	0.333	Rectangular	0.3	0.35	0.585	Sí
5	P-82	0.123	0.49	Rectangular	0.3	0.45	0.788	Sí
5	P-83	0.125	0.425	Rectangular	0.3	0.3	0.490	Sí
5	P-84	0.125	0.563	Rectangular	0.3	0.35	0.590	Sí
5	P-85	0.115	0.674	Rectangular	0.35	0.5	1.086	Sí
5	P-86	0.115	3.001	Rectangular	0.55	0.9	4.245	Sí
5	P-87	0.061	0.974	Rectangular	0.4	0.6	1.195	Sí
5	P-88	0.061	3.955	Rectangular	0.65	0.9	3.972	Sí
5	P-91	0.2	0.071	Rectangular	0.2	0.15	0.147	Sí
5	P-92	0.2	0.148	Rectangular	0.25	0.15	0.200	Sí
5	P-93	0.157	0.31	Rectangular	0.25	0.25	0.337	Sí
5	P-94	0.157	0.587	Rectangular	0.3	0.35	0.661	Sí
5	P-95	0.149	0.503	Rectangular	0.3	0.3	0.535	Sí
5	P-96	0.149	0.625	Rectangular	0.3	0.35	0.644	Sí
5	P-97	0.144	0.661	Rectangular	0.35	0.35	0.793	Sí

Subcuenca	Punto control	SL (m/m)	Q diseño (m3/s)	Cuneta	Ancho (m)	Profundidad (m)	Q capacidad (m3/s)	¿Cumple CE.040?
5	P-98	0.144	0.944	Rectangular	0.35	0.4	1.932	Sí
5	P-99	0.139	0.793	Rectangular	0.35	0.5	1.194	Sí
5	P-100	0.139	1.04	Rectangular	0.4	0.5	1.455	Sí
5	P-101	0.13	0.866	Rectangular	0.35	0.4	0.886	Sí
5	P-102	0.13	1.224	Rectangular	0.4	0.45	1.241	Sí
5	P-115	0.032	0.079	Rectangular	0.25	0.2	0.116	Sí
5	P-115"	0.032	0.079	Rectangular	0.25	0.2	0.116	Sí
5	P-118	0.111	0.226	Rectangular	0.25	0.25	0.284	Sí
5	P-119	0.111	0.071	Rectangular	0.25	0.2	0.215	Sí
5	P-117	0.068	0.243	Rectangular	0.25	0.3	0.277	Sí
5	P-116	0.082	0.092	Rectangular	0.25	0.2	0.185	Sí
5	P-120	0.063	0.074	Rectangular	0.2	0.15	0.082	Sí
5	P-121	0.054	0.046	Rectangular	0.2	0.15	0.076	Sí
5	P-122	0.091	0.44	Rectangular	0.3	0.35	0.504	Sí
5	P-123	0.084	0.117	Rectangular	0.25	0.15	0.130	Sí
5	P-124	0.091	0.487	Rectangular	0.3	0.35	0.504	Sí
5	P-125	0.086	0.16	Rectangular	0.25	0.2	0.189	Sí
5	P-126	0.093	0.603	Rectangular	0.3	0.45	0.685	Sí
5	P-127	0.09	0.291	Rectangular	0.3	0.25	0.332	Sí
5	Jr. Unión	0.03	0.023	Triangular	0.25	0.2	0.044	Sí
5	Jr. Arenales	0.013	0.044	Triangular	0.3	0.2	0.074	Sí
5	Jr. Lima	0.031	0.051	Triangular	0.3	0.2	0.058	Sí
5	Jr. Dos de Mayo	0.047	0.137	Triangular	0.35	0.25	0.147	Sí
5	Av. Aviación (H-I)	0.017	0.148	Triangular	0.35	0.2	0.153	Sí
6	P-103	0.032	0.021	Rectangular	0.2	0.2	0.084	Sí
6	P-104	0.032	0.021	Rectangular	0.2	0.2	0.084	Sí
6	P-105	0.087	0.106	Rectangular	0.2	0.2	0.139	Sí
6	P-106	0.087	0.342	Rectangular	0.25	0.35	0.376	Sí
6	P-107	0.113	0.212	Rectangular	0.25	0.25	0.286	Sí
6	P-108	0.113	0.409	Rectangular	0.25	0.25	0.486	Sí
6	P-109	0.103	0.318	Rectangular	0.25	0.3	0.341	Sí
6	P-110	0.103	0.476	Rectangular	0.3	0.35	0.536	Sí
6	P-113	0.106	0.424	Rectangular	0.3	0.3	0.451	Sí
6	P-114	0.106	0.543	Rectangular	0.3	0.35	0.543	Sí
6	P-111	0.205	0.179	Rectangular	0.25	0.25	0.386	Sí
6	P-112	0.073	0.082	Rectangular	0.25	0.25	0.230	Sí
7	P-128	0.084	0.191	Rectangular	0.25	0.25	0.247	Sí
7	P-129	0.084	0.127	Rectangular	0.25	0.2	0.187	Sí
7	P-130	0.08	0.286	Rectangular	0.25	0.3	0.300	Sí
7	P-131	0.08	0.443	Rectangular	0.3	0.35	0.472	Sí

Subcuenca	Punto control	SL (m/m)	Q diseño (m ³ /s)	Cuneta	Ancho (m)	Profundidad (m)	Q capacidad (m ³ /s)	¿Cumple CE.040?
7	P-132	0.126	0.348	Rectangular	0.25	0.3	0.377	Sí
7	P-133	0.126	0.507	Rectangular	0.3	0.35	0.593	Sí
7	P-134	0.104	0.416	Rectangular	0.25	0.3	0.442	Sí
7	P-135	0.104	0.653	Rectangular	0.3	0.4	0.661	Sí
7	P-136	0.046	0.095	Rectangular	0.25	0.2	0.139	Sí
7	P-137	0.046	0.054	Rectangular	0.25	0.2	0.139	Sí
7	P-138	0.116	0.231	Rectangular	0.25	0.25	0.290	Sí
7	P-139	0.116	0.098	Rectangular	0.25	0.2	0.220	Sí
7	P-140	0.053	0.293	Rectangular	0.25	0.35	0.293	Sí
7	P-141	0.053	0.143	Rectangular	0.25	0.25	0.196	Sí
7	P-142	0.074	0.168	Rectangular	0.25	0.2	0.176	Sí
7	P-143	0.074	0.069	Rectangular	0.25	0.2	0.176	Sí
7	P-144	0.063	0.222	Rectangular	0.25	0.3	0.267	Sí
7	P-145	0.1	0.201	Rectangular	0.25	0.25	0.269	Sí
7	P-146	0.061	0.382	Rectangular	0.3	0.35	0.412	Sí
7	P-147	0.514	0.236	Rectangular	0.25	0.25	0.611	Sí
7	P-148	0.145	0.061	Rectangular	0.25	0.2	0.246	Sí
7	P-149	0.087	0.092	Rectangular	0.25	0.2	0.191	Sí
7	P-150	0.084	0.202	Rectangular	0.25	0.25	0.247	Sí
7	Jirón 4 – eje 16–15 (ramal)	0.118	0.029	Triangular	0.25	0.2	0.087	Sí
7	Jirón 4 – eje 17–16 (ramal)	0.004	0.051	Triangular	0.35	0.25	0.054	Sí
7	Jirón 5 – eje 16–15 (ramal)	0.137	0.034	Triangular	0.3	0.2	0.122	Sí
7	Jirón 2 – eje 16–15 (ramal)	0.01	0.038	Triangular	0.3	0.2	0.043	Sí
7	Jirón 1 – eje 16–15 (ramal)	0.019	0.039	Triangular	0.3	0.2	0.045	Sí

4.2.2. Análisis inferencial

El análisis inferencial se ha realizado en el programa Minitab 22, para determinar si se acepta o rechaza la hipótesis (H1 hipótesis alternativa y Ho hipótesis nula), donde, H1 se acepta cuando el valor p (probabilidad) es menor al nivel de significancia 0.05, para nivel de confianza del 95%, caso contrario se acepta Ho. Siendo

así, se ha verificado que los datos no siguen tendencia normal y se ha aplicado la prueba Mann-Whitney, determinando que el valor p es menor a 0.05, y por ende se acepta H1.

- H1: El modelamiento hidrológico e hidráulico mejora significativamente el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios técnicos establecidos en la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \geq Q_{diseño}$).
- Ho: El modelamiento hidrológico e hidráulico no mejora el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios de la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \leq Q_{diseño}$).

Figura 180

Prueba de normalidad del caudal

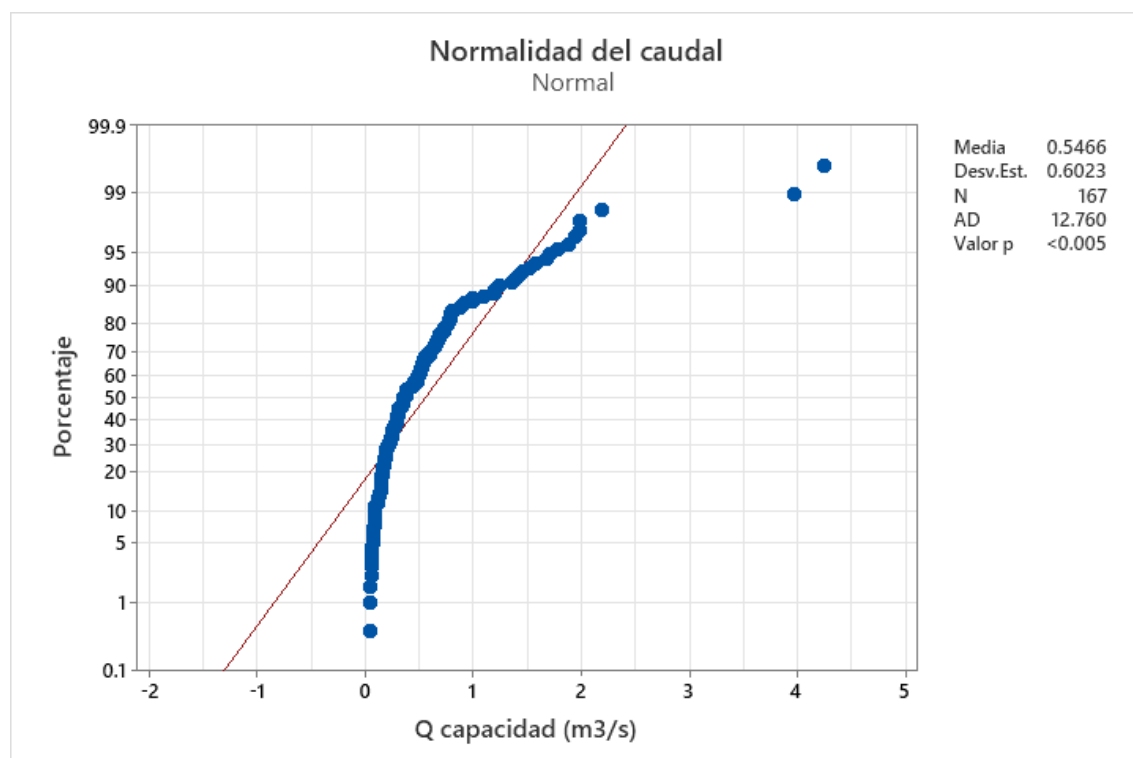


Tabla 182*Prueba Mann-Whitney del caudal de capacidad y diseño del sistema de drenaje* η_1 : mediana de Q capacidad (m^3/s) η_2 : mediana de Q diseño (m^3/s)

Hipótesis nula	$H_0: \eta_1 - \eta_2 = 0$	
Hipótesis alterna	$H_1: \eta_1 - \eta_2 > 0$	
Método	Valor W	Valor p
No ajustado para empates	32335.00	0.000
Ajustado para empates	32335.00	0.000

4.2.3. Análisis descriptivo

El análisis de los (total de subcuencas urbanas evaluadas) puntos de control del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba muestra un comportamiento altamente favorable en el cumplimiento de la norma CE.040 “Drenaje pluvial”. En todos los casos, el caudal de capacidad hidráulica (Q_{cap}) resultó mayor o igual al caudal de diseño ($Q_{\text{diseño}}$), lo que evidencia que las secciones propuestas, tanto rectangulares como triangulares y triangulares compuestas, poseen dimensiones suficientes para evacuar los caudales de escorrentía generados durante eventos pluviales de diseño. Las pendientes longitudinales medidas en campo, aun cuando presentan variabilidad entre subcuencas urbanas (0.004–0.213 m/m), son adecuadas para favorecer una descarga eficiente en cada sección. Asimismo, la adaptación geométrica de las cunetas en función del aporte hidrológico permitió alcanzar valores de capacidad significativamente superiores al requerimiento mínimo, especialmente en las zonas críticas donde originalmente se registraban mayores acumulaciones de agua (por ejemplo, P-38, P-39, P-86 y P-88). En conjunto, la estadística descriptiva muestra un cumplimiento del 100 % en los puntos de control analizados, lo que evidencia una mejora sustancial en la capacidad hidráulica observada en el sistema previo al modelamiento.

4.2.4. Inferencia

A partir del análisis descriptivo realizado, se observa que el modelamiento hidrológico e hidráulico permitió ajustar geométricamente las secciones de drenaje de modo que todas las subcuencas urbanas evaluadas cumplen los criterios mínimos establecidos en la norma CE.040 ($Q_{cap} \geq Q_{diseño}$). Los resultados muestran una tendencia inequívoca: el diseño optimizado incrementó el porcentaje de cumplimiento del sistema al 100 %, lo que constituye una mejora significativa respecto a la condición previa, en la que se presentaban fallas hidráulicas en múltiples puntos críticos. Por consiguiente, con base en la evidencia obtenida, se respalda la hipótesis de investigación que sostiene que el modelamiento hidrológico e hidráulico mejora significativamente la capacidad del sistema de drenaje pluvial, garantizando su funcionalidad ante eventos de lluvia extrema y reduciendo el riesgo de acumulación de escorrentía superficial.

4.3. Discusión

La distribución de caudales obtenida con el Método Racional en los puntos de control de la subcuenca urbana 1, con valores que oscilan aproximadamente entre 0.026 m³/s y 0.309 m³/s, refleja el comportamiento típico de una cuenca urbana de pequeña escala, donde la combinación de pendientes longitudinales y áreas impermeables condiciona la concentración de escorrentía, coherente con lo descrito por Basumatary et al. (2024), quienes en Kokrajhar calcularon coeficientes de escorrentía entre 0.62 y 0.68, tiempos de concentración de 9.38 a 28.34 min e intensidades de 7.78 a 10.31 mm/h, obteniendo caudales pico entre 0.15 y 0.43 m³/s para microcuencas de tamaño comparable y justificando el diseño de cunetas rectangulares con profundidades de hasta 0.77 m y anchos de 1.50 m; en Tacabamba, los caudales máximos de la subcuenca urbana 1 se ubican dentro del mismo orden de magnitud, pero requieren secciones

menores debido a intensidades de lluvia y áreas aportantes más reducidas. Esta coherencia también se observa al contrastar con Chuquimango y Guevara (2025), quienes, para 11.38 ha en José Leonardo Ortiz, determinaron intensidades de 12.43 mm/h y caudales circundantes entre 0.006 y 0.051 m³/s, dimensionando cunetas de 0.30 m de base por 0.40 m de altura; en Tacabamba, los caudales mínimos de la subcuenca urbana 1 son comparables con este rango inferior, mientras que los valores próximos a 0.30 m³/s se acercan a los caudales máximos hallados por Basumatary et al. (2024), lo que explica la necesidad de combinar secciones rectangulares de mayor altura y, en algunos subcuencas urbanas, complementar con elementos de captación puntual para evitar acumulaciones superficiales. A nivel nacional, Rengifo y Córdova (2024) diseñaron en Santa Rosa de Cumbaza cunetas rectangulares de 0.90 m por 0.80 m para intensidades de 60.26 mm/h y periodos de retorno de 25 años, y Durand y Mena (2025) plantearon profundidades de 1.40 m en Piura frente a escenarios más severos asociados a crecidas del río; esto confirma que, en contextos con lluvias más intensas o interacción con cauces mayores, el incremento de la sección hidráulica es indispensable, mientras que en Tacabamba, con caudales de menor magnitud, se justifican secciones más compactas siempre que la verificación hidrodinámica confirme que la lámina de agua se mantiene por debajo del borde superior. La experiencia internacional advierte, además, sobre los riesgos de subdimensionamiento y falta de integración hidro–hidráulica: Diémé et al. (2025) modelaron en Dakar desbordes de 1 a 12 m³/s para Tr de 10 años y hasta 18 m³/s para Tr de 100 años, concluyendo que el sistema pluvial se sobrecarga aun con eventos moderados; de forma similar, Mulu et al. (2025) identificaron en Dessie conductos donde el caudal generado supera la capacidad hasta en 1.98 m³/s y Egop y Umeadi (2025) mostraron que, con un coeficiente de escorrentía de 0.72 y un caudal pico de 7.46 m³/s, el área hidráulica requerida para las cunetas debía

aumentar en 881% respecto al diseño original. Estos resultados refuerzan la importancia de que, en Tacabamba, los caudales calculados para la subcuenca urbana 1 no se analicen de forma aislada, sino que siempre se contrasten con la capacidad de las secciones propuestas, para evitar repetir situaciones de subdimensionamiento como las reportadas en Nigeria y Etiopía. Desde la perspectiva del modelamiento, Ventocilla (2022) demuestra en Chupaca que el uso exclusivo del Método Racional incrementa la incertidumbre y que el desempeño del drenaje mejora cuando primero se realiza un modelamiento hidrológico detallado y luego el diseño hidráulico; aunque en Tacabamba se ha optado por el Método Racional debido a la escala de la cuenca y a la disponibilidad de información, la comparación con este antecedente respalda la necesidad de complementar el cálculo de caudales con verificaciones hidráulicas en software especializado, tal como también recomiendan Zhang et al. (2024) al optimizar redes de alcantarillado mediante simulación y análisis estructural del sistema. Finalmente, los antecedentes regionales confirman que, cuando los caudales de diseño no se armonizan con la capacidad de las cunetas, se generan zonas críticas de inundación: Saavedra y Burga (2025) encontraron que solo el 14.63% de las calles de Lajas cuentan con drenaje operativo y que 8.55 ha presentan acumulaciones mayores a 20 cm; Oblitas et al. (2023) determinaron un caudal máximo de 0.87 m³/s en la Av. Inca Garcilazo y recomendaron cunetas de 0.55 m × 0.25 m, mientras que Castañeda (2022) reportó hasta 89% de inundación en Cajamarca antes de rediseñar las secciones de drenaje; en contraste, en Tacabamba, los caudales moderados de la subcuenca urbana 1 permiten proponer secciones rectangulares y triangulares semejantes a las recomendadas por estos autores, con la finalidad de garantizar que los caudales calculados de 0.026 a 0.309 m³/s sean evacuados sin generar láminas significativas de acumulación ni reproducir los escenarios críticos documentados en otras ciudades.

El diseño de las secciones de cunetas para la ciudad de Tacabamba mostró que la capacidad hidráulica propuesta respondió de manera coherente tanto a los caudales de diseño obtenidos mediante el método racional como a las restricciones geométricas de las vías urbanas, evitando desbordamientos para el periodo de retorno adoptado. Las cunetas rectangulares presentaron dimensiones comprendidas entre 0.20×0.25 m y 0.65×1.00 m, mientras que las cunetas triangulares convencionales alcanzaron anchos superficiales entre 0.25 m y 0.40 m y profundidades entre 0.20 m y 0.30 m. Estas secciones permitieron conducir caudales pico del orden de décimas de metro cúbico por segundo en las subcuencas urbanas menos cargadas, hasta valores superiores a 3.00 m³/s en los corredores principales, ubicándose dentro de los rangos reportados en la literatura internacional, nacional y regional para sistemas pluviales urbanos de escala similar.

Los estudios de Diémé et al. (2025) y Mulu et al. (2025) evidenciaron que gran parte de los sistemas pluviales existentes en Dakar y Dessie presentan sobrecargas y desbordes cuando son sometidos a tormentas de diseño de 10, 25, 50 o 100 años, registrándose excedencias de 1 a 12 m³/s e incluso diferencias de hasta 1.98 m³/s entre los caudales generados y la capacidad de los conductos. En Tacabamba, en cambio, el diseño de las cunetas se planteó a partir de los caudales de proyecto y se verificó que las secciones propuestas poseen capacidad hidráulica suficiente en los puntos de control evaluados, de modo que el escenario de subdimensionamiento descrito por estos autores se aborda de manera preventiva. La experiencia de Diémé et al. y de Mulu et al. también confirmó la importancia de integrar análisis hidrológicos y modelos hidráulicos para localizar puntos críticos, criterio que se replicó en Tacabamba mediante la combinación del modelamiento hidrológico, el análisis de la capacidad de las cunetas y la verificación de los puntos de descarga hacia el río Tuspon con HEC-RAS.

Los resultados de Egop y Umeadi (2025) y de Basumatary et al. (2024) reforzaron esta interpretación. En el campus universitario de Rivers State, el incremento del coeficiente de escorrentía hasta 0.72 condujo a un caudal pico de 7.46 m³/s y permitió constatar que el área hidráulica existente de 1.10 m² resultaba insuficiente frente al área requerida de 9.69 m², lo que obligó a plantear secciones de mayor capacidad o complementarlas con tuberías y alcantarillas. De manera similar, Basumatary et al. identificaron en Kokrajhar que las cunetas existentes no podían evacuar caudales entre 0.15 y 0.43 m³/s debido a discontinuidades y obstrucciones, por lo que recomendaron secciones rectangulares de hasta 1.50 m de ancho y 0.77 m de profundidad, con caudales máximos del orden de 1.01 m³/s. Frente a estos escenarios, el diseño para Tacabamba se situó en un rango intermedio. En las subcuencas urbanas con caudales pequeños y medios se adoptaron secciones de 0.20 × 0.25 m, 0.25 × 0.35 m, 0.30 × 0.35 m y 0.30 × 0.40 m. Únicamente en los sectores críticos, donde se concentraron los mayores caudales acumulados, se proyectaron cunetas de 0.55 × 0.80 m, 0.60 × 1.00 m y 0.65 × 1.00 m. Esto permitió mantener dimensiones constructivamente viables sin alcanzar las secciones extremas reportadas por Egop y Umeadi, garantizando al mismo tiempo que el área hidráulica resultara compatible con los caudales calculados y evitando el déficit de capacidad que motivó los rediseños en dichos estudios.

Por otro lado, el trabajo de Dawson (2025), así como las investigaciones de Cho (2024) y de Zhang et al. (2024), demostraron que la forma de la sección transversal y la configuración del sistema desempeñan un papel determinante en el control de las velocidades, el retardo del desborde y la resiliencia frente a lluvias extremas. Dawson observó que las secciones asimétricas y las variaciones de ancho, combinadas con coberturas vegetales, reducen la escorrentía hasta en un 69% y retrasan el desborde

hasta 10 h, mientras que Cho optimizó el diámetro de los túneles profundos para estabilizar el flujo y Zhang et al. propusieron sistemas híbridos centralizados y descentralizados para disminuir los volúmenes de desborde. Aunque el contexto de Tacabamba no requirió túneles profundos ni canales azul-verde de gran escala, la lógica desarrollada por estos autores se reflejó en la decisión de no uniformizar las cunetas y, en cambio, adoptar secciones rectangulares, triangulares y compuestas según la subcuenca, el caudal y la pendiente. De esta manera, se buscó controlar la velocidad, reducir el riesgo de erosión del fondo y aprovechar de manera eficiente el espacio lateral disponible, en concordancia con el enfoque de optimización estructural y de resiliencia hidráulica planteado en dichos antecedentes.

En el ámbito nacional, los trabajos de Rengifo y Córdova (2024), Chuquimango y Guevara (2025), Durand y Mena (2025), Arrieta y Panez (2025), Licas (2024) y Ventocilla (2022) confirmaron que el uso del método racional, el empleo de curvas IDF y la verificación hidráulica de cunetas, drenes y tuberías mediante programas especializados constituyen procedimientos recurrentes en el diseño del drenaje pluvial urbano en el Perú. Rengifo y Córdova diseñaron cunetas rectangulares de 0.90×0.80 m para Santa Rosa San Juan de Cumbaza, mientras que Chuquimango y Guevara propusieron cunetas de 0.30×0.40 m para caudales de 0.006 a $0.051 \text{ m}^3/\text{s}$ en José Leonardo Ortiz, con dimensiones cercanas a las de varias secciones adoptadas en Tacabamba para caudales de menor y mediana magnitud. Arrieta y Panez, por su parte, mostraron que los caudales conjuntos de $2.00\text{--}2.30 \text{ m}^3/\text{s}$ requieren secciones capaces de transportar dichos volúmenes sin desbordar, lo cual guarda correspondencia con los sectores de Tacabamba, donde se proyectaron cunetas de 0.55×0.80 m, 0.60×1.00 m y 0.65×1.00 m para los caudales críticos, lo que asegura que el sistema propuesto posea capacidad suficiente durante eventos de lluvia intensa.

Los estudios de Durand y Mena (2025), Licas (2024) y Ventocilla (2022) aportaron, además, el componente de modelamiento hidrológico e hidráulico mediante herramientas como SWMM, SEWERUP y otros programas de simulación, lo que demostró que la aplicación aislada del método racional, sin una verificación integral del sistema, incrementa la incertidumbre. En Tacabamba se mantuvo la misma lógica metodológica: se partió del modelamiento hidrológico para determinar los caudales de diseño, se dimensionaron las cunetas mediante la ecuación de Manning y se verificaron los puntos de descarga en el cauce receptor mediante simulaciones hidráulicas. Este procedimiento redujo la probabilidad de que el sistema quedara subdimensionado, como ocurrió en varios de los casos analizados por Licas o Ventocilla.

En relación con los antecedentes regionales, los trabajos de Saavedra y Burga (2025), Oblitas et al. (2023), Benavides y Chávez (2023) y Castañeda (2022) permitieron contrastar directamente la realidad de Tacabamba con otras ciudades de la provincia de Chota y de la región Cajamarca. Saavedra y Burga identificaron que solo el 14.63% de las calles de Lajas cuentan con drenaje operativo y que el 61.32% carece de infraestructura pluvial, lo que genera zonas críticas con acumulaciones superiores a 0.20 m de agua. Su propuesta incluyó cunetas rectangulares de hasta 0.30×0.65 m y triangulares de 0.35×0.35 m, similares en orden de magnitud a varias secciones definidas para las vías principales y los ramales de Tacabamba. De manera análoga, Oblitas et al. concluyeron que, en la Av. Inca Garcilazo de la Vega de Chota, las cunetas existentes resultaban insuficientes frente a un caudal de $0.87 \text{ m}^3/\text{s}$ y plantearon cunetas de 0.55×0.25 m, dimensión comparable con las propuestas en algunos sectores de Tacabamba donde la combinación de caudal y pendiente exigió secciones mayores que 0.30×0.40 m, pero inferiores a las dimensiones máximas de 1.00 m de altura.

Los resultados de Benavides y Chávez (2023) y de Castañeda (2022) reforzaron la idea de que, al analizar el comportamiento hidráulico de sistemas existentes conforme a la norma CE.040, se detectan con frecuencia altos porcentajes de inundación y la necesidad de rediseñar las cunetas. Benavides y Chávez reportaron caudales de 42.472 a 74.705 m³/s y áreas afectadas con láminas de agua de hasta 0.35 m, mientras que Castañeda identificó que el sistema evaluado presentaba un 89% de inundación en las subcuencas urbanas analizadas en Cajamarca y propuso cunetas con tirantes de 0.20 m y canales internos de 0.40 × 0.30 m para incrementar la capacidad de conducción. Frente a estos hallazgos, el proyecto de Tacabamba se situó en una condición distinta: en lugar de diagnosticar un sistema ya colapsado, se diseñó un sistema nuevo cuyas secciones se ajustaron a los caudales calculados y a las pendientes reales de las vías. De este modo, el comportamiento hidráulico esperado se alineó desde la etapa de diseño con los criterios establecidos en la CE.040, sin partir de una condición de sobrecarga estructural como la observada en las demás ciudades.

La verificación hidráulica del sistema de drenaje pluvial propuesto para la ciudad de Tacabamba, mediante modelamiento computacional en HEC-RAS, confirma que el diseño no solo es capaz de evacuar los caudales de proyecto, sino que además mejora significativamente el comportamiento global de la escorrentía urbana frente a un evento de $T_r = 10$ años. Los resultados muestran que, sin sistema de drenaje, las alturas de la lámina de agua en las zonas críticas oscilan entre 6 y 21 cm, con máximos de 18 a 21 cm en intersecciones como Jr. Washington, Jr. Dos de Mayo, Jr. 7 de Julio y Av. Aviación, evidenciando riesgo de encharcamiento prolongado y de afectación del tránsito. Con la incorporación de las cunetas y conducciones diseñadas, estas alturas se reducen a rangos de 0.0 a 2.4 cm, eliminándose por completo la acumulación en puntos como P-11, P-13, P-14, P-15, P-50, P-56 y P-133, y disminuyendo de 13 a 1.80 cm en

P-40, de 18 a 2.40 cm en P-86 y de 21 a 2.10 cm en P-88. Este comportamiento se complementa con la reducción del tiempo de evacuación del agua pluvial, que pasa de 45–70 minutos sin drenaje a 12–20 minutos con el sistema propuesto, y con la disminución del área afectada por escorrentía excesiva de 26.60 ha (34.95 % del área urbana) a 5.80 ha (7.62 %), lo que representa una reducción aproximada del 78.20 %.

El modelamiento hidrológico–hidráulico empleado en Tacabamba sigue la misma lógica conceptual que la planteada por Diémé et al. (2025) y Mulu et al. (2025), quienes utilizaron modelos combinados para identificar sobrecargas y desbordes en Dakar y Dessie. En dichos estudios, incluso para Tr de 10 años, se reportan sobrecargas de 1–12 m³/s y situaciones en las que el caudal generado supera la capacidad de los conductos de hasta 1.98 m³/s, lo que evidencia sistemas subdimensionados. En Tacabamba, en contraste, el uso de HEC-RAS para simular el escenario sin drenaje permite cuantificar previamente la magnitud de las láminas de agua (hasta 21 cm) y el tiempo de evacuación (hasta 70 minutos), y la verificación del sistema propuesto demuestra que las secciones diseñadas son suficientes para evitar estos desbordes bajo Tr = 10 años, llevando las profundidades residuales a valores inferiores a 2.4 cm y reduciendo de forma importante los tiempos de vaciado. Es decir, se aprovecha el mismo enfoque de integración de modelos hidrológicos e hidráulicos descrito por Diémé y Mulu, pero aplicado a un sistema nuevo, lo que permite partir de un escenario de riesgo elevado y demostrar, mediante simulación, su mitigación efectiva.

Los estudios de Egop y Umeadi (2025) y de Basumatary et al. (2024) refuerzan esta lectura al mostrar que, cuando la red de drenaje está subdimensionada o presenta discontinuidades y obstrucciones, se generan acumulaciones importantes y zonas de inundación recurrentes. En el campus de Rivers State University, Egop y Umeadi concluyen que el área hidráulica actual (1.10 m²) es insuficiente frente a los 9.69 m²

requeridos, y que el sistema existente no puede evacuar adecuadamente un caudal pico de 7.46 m³/s. De manera similar, Basumatary et al. evidencian que en Kokrajhar los caudales pico entre 0.15 y 0.43 m³/s, sumados a una red poco densa y obstruida, generan escorrentía excesiva y la necesidad de rediseñar las cunetas para descargas de hasta 1.01 m³/s. En Tacabamba, el modelamiento con HEC-RAS permite comprobar que, una vez implementado el sistema, las zonas que inicialmente mostraban láminas superiores a 10–20 cm dejan de comportarse como “cuencos” de acumulación y que el agua encuentra un camino hidráulico definido hacia las cunetas y descargas, reduciendo la afectación espacial de 26.60 ha a 5.80 ha.

Por otro lado, las investigaciones de Dawson (2025), Cho (2024) y Zhang et al. (2024) introducen con fuerza el enfoque en el desempeño y la resiliencia del sistema frente a eventos pluviales, más allá del cumplimiento puntual del caudal de diseño. Dawson, trabajando con canales sintéticos en 3D y HEC-RAS 2D, muestra que la modificación de la sección transversal, la rugosidad y la geometría puede retrasar el tiempo de desborde entre 5.75 y 10 horas y reducir la escorrentía pluvial hasta un 69%. En Tacabamba no se evalúa explícitamente el tiempo de inicio del desborde, pero sí el tiempo de evacuación completa del agua superficial, que disminuye de 45–70 minutos a 12–20 minutos con el sistema propuesto, lo que constituye un indicador directo de mejora en la resiliencia operativa: el sistema no solo evacúa el caudal, sino que lo hace en un plazo mucho menor, reduciendo la exposición de la población al peligro. De forma análoga, Cho demuestra que el diseño adecuado de túneles profundos, optimizando los diámetros y las condiciones de entrada, mejora la estabilidad hidráulica del sistema frente a caudales de hasta 281.6 m³/s, mientras que Zhang et al. analizan configuraciones centralizadas y descentralizadas para alcanzar un esquema híbrido con mayor resiliencia y menores volúmenes de desborde. En la escala de Tacabamba, esta

lógica se traduce en un trazado de cunetas y descargas que distribuye la esorrentía a través de varios ramales y reduce el área efectivamente inundada en casi un 80%, lo cual es coherente con la búsqueda de sistemas urbanos de drenaje más robustos frente a eventos extremos, aun cuando el horizonte de diseño sea $Tr = 10$ años.

Los antecedentes nacionales ratifican la pertinencia de emplear el modelamiento computacional como herramienta para verificar la capacidad y el funcionamiento. Durand y Mena (2025), Licas (2024) y Ventocilla (2022) destacan que la simulación hidráulica en programas como SWMM o SEWERUP, o en modelos específicos de alcantarillado, permite identificar subcuencas urbanas críticas, sobrecargas y la necesidad de elementos complementarios (estanques de retención, compuertas, nuevos buzones) para reducir el riesgo de inundación. Durand y Mena demuestran que, en la zona de Talarita, el sistema antiguo presenta deficiencias en varias subcuencas urbanas y que solo mediante el rediseño y la verificación simulada se mejora la capacidad de drenaje, mientras que Ventocilla establece que el diseño del sistema pluvial se vuelve más confiable cuando se realiza primero un modelamiento hidrológico detallado y luego se valida hidráulicamente el comportamiento. Esta misma filosofía se aplica en Tacabamba: no solo se dimensionan cunetas a partir de caudales de diseño, sino que también se evalúa su desempeño global mediante HEC-RAS, cuantificando tres indicadores clave —altura de lámina, tiempo de evacuación y área afectada— antes y después de la intervención. De este modo, se evita la situación descrita por Licas, en la que parte de la red supera su capacidad hidráulica durante eventos pluviales, al no haber sido evaluada de manera integral desde el inicio.

Asimismo, estudios como los de Rengifo y Córdova (2024), Chuquimango y Guevara (2025) y Arrieta y Panez (2025) coinciden en que los sistemas de drenaje pluvial adecuadamente diseñados y verificados permiten reducir significativamente las

áreas afectadas por la escorrentía superficial. Rengifo y Córdova concluyen que las cunetas de 0.90×0.80 m diseñadas en Santa Rosa San Juan de Cumbaza cumplen con la normatividad y disminuyen la escorrentía; Chuquimango y Guevara señalan que la implementación de cunetas, sumideros y colectores en el sector Ramiro Prialé evitaría las inundaciones recurrentes; y Arrieta y Panez evidencian que sus estrategias de optimización y mantenimiento pueden reducir en torno al 40% las áreas afectadas por la escorrentía superficial en Yanacancha. En Tacabamba, la reducción del área urbana afectada del 34.95% al 7.62% (equivalente a una disminución del 78.20%) se ubica incluso por encima de las mejoras reportadas en algunos de estos antecedentes, lo que sugiere que el sistema propuesto tiene un impacto altamente significativo en la mitigación del riesgo de inundación urbana, al menos para el periodo de retorno analizado.

La comparación con los antecedentes regionales es particularmente significativa porque se realiza en contextos climáticos, topográficos y urbanos similares. Saavedra y Burga (2025) muestran que, en Lajas, antes de la intervención, 8.55 ha y siete zonas críticas se ven afectadas por acumulaciones superiores a 20 cm de agua, y que, con su propuesta de red interconectada, el área afectada se reduce del 40.71% al 5.86%, es decir, una disminución del 85.61%. En Tacabamba, la reducción del 34.95% al 7.62% del área urbana comprometida se aproxima a dicha magnitud de mejora, y las alturas iniciales de lámina de 18–21 cm en puntos como P-86 o P-88 presentan un patrón similar al descrito en Lajas. Ambos casos coinciden en que la simulación hidráulica del sistema propuesto es clave para demostrar la efectividad de las cunetas, los ramales y las descargas planteadas. De igual manera, Oblitas et al. (2023) y Castañeda (2022) evidencian en Chota y Cajamarca que los sistemas existentes generan tiempos de concentración cortos y caudales significativos (0.87 m³/s en la Av. Inca Garcilazo, 89

% de inundación en las subcuencas urbanas evaluadas por Castañeda), concluyendo que es necesario redimensionar las cunetas y modificar la estructura de conducción para reducir los niveles de inundación. En Tacabamba, el modelamiento confirma que el sistema diseñado evita justamente esta situación de “*casi colapso*”, ya que, en lugar de diagnosticar un drenaje fallido, verifica que las obras propuestas mantienen alturas residuales pequeñas, tiempos de evacuación cortos y una extensión del área inundada considerablemente menor.

Finalmente, los resultados de Benavides y Chávez (2023) sobre el sector 2 de Chota, donde se identifican áreas afectadas con niveles de agua de hasta 0.35 m y se valida la pertinencia de la norma CE.040 para periodos de retorno de 50 años, refuerzan la importancia de que los sistemas pluviales sean evaluados bajo criterios normativos y de desempeño hidrodinámico. En Tacabamba, el hecho de que la lámina residual se mantenga, tras la implementación del sistema, en rangos de 0.0–2.4 cm y que el tiempo de evacuación no supere los 20 minutos para un Tr de 10 años indica que el sistema propuesto cumple con las exigencias de la CE.040 para ese horizonte de diseño y muestra un comportamiento resiliente frente a eventos de lluvia intensa. En conjunto, la comparación con los antecedentes internacionales, nacionales y regionales permite concluir que el modelamiento computacional en HEC-RAS ha sido fundamental para verificar que el sistema de drenaje pluvial diseñado para Tacabamba no solo es hidráulicamente funcional, sino que también contribuye de manera eficaz a la reducción de alturas de inundación, tiempos de exposición y área afectada, alineándose con las mejores prácticas contemporáneas en gestión de drenaje urbano y mitigación de riesgos por inundaciones pluviales.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

El modelamiento hidrológico e hidráulico de la cuenca urbana de Tacabamba permitió comprender de manera integral el comportamiento de la escorrentía pluvial y diseñar un sistema de drenaje acorde con las exigencias técnicas de la norma CE.040. La integración de los procesos de estimación de caudales, dimensionamiento de secciones y verificación hidrodinámica del flujo confirmó que la respuesta de la cuenca ante eventos de diseño puede controlarse eficazmente mediante una red de cunetas y conducciones ajustada a la topografía, las áreas aportantes y las condiciones de impermeabilización urbana. Siendo las conclusiones específicas:

- 1) El análisis hidrológico realizado con el Método Racional permitió determinar que los caudales de diseño para un periodo de retorno de 10 años en la cuenca urbana de Tacabamba presentan una alta variabilidad espacial, con valores máximos finales que alcanzan 3.955 m³/s en la subcuenca urbana 5, 2.715 m³/s en la subcuenca urbana 3 y 1.887 m³/s en la subcuenca urbana 2, debido al aporte adicional de microcuencas y a la combinación de pendientes significativas con áreas aportantes extensas. En contraste, las subcuencas urbanas 1, 6 y 7 registran caudales menores, entre 0.309 m³/s y 1.069 m³/s, asociados a superficies de contribución más reducidas. Estos resultados confirman que los sectores con mayores caudales corresponden a zonas críticas del corredor vial y constituyen la base técnica para definir la capacidad requerida del sistema de drenaje pluvial en cada subcuenca.
- 2) El sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba se diseñó conforme a los criterios geométricos, hidráulicos y normativos establecidos en la CE.040 “Drenaje pluvial”, considerando siete subcuencas urbanas con condiciones diferenciadas de pendiente, acumulación de escorrentía, disponibilidad de espacio y aportes externos

provenientes de la cuenca urbana. Las cunetas rectangulares presentaron dimensiones comprendidas entre 0.20×0.25 m y 0.65×1.00 m, mientras que las cunetas triangulares convencionales, dimensionadas mediante la fórmula de Izzard, alcanzaron anchos superficiales entre 0.25 m y 0.40 m y profundidades entre 0.20 m y 0.30 m; asimismo, en la subcuenca urbana 2 se incorporaron secciones triangulares compuestas debido a las restricciones geométricas existentes. La mayor demanda hidráulica se registró en el punto P-88 de la subcuenca urbana 5, con un caudal de $3.955 \text{ m}^3/\text{s}$ y una cuneta rectangular de 0.65×1.00 m; adicionalmente, en el punto P-39 de la subcuenca urbana 3 se condujo un caudal acumulado de $2.715 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante una sección de 0.60×1.00 m, debido al aporte de la microcuenca. El diseño se complementó con parrillas metálicas para cunetas de 0.30 m a 0.90 m de ancho, tapas de concreto armado de 0.15 m para tránsito vehicular, tapas parabólicas de 0.10 m para tránsito peatonal, un badén compuesto con capacidad de $5.33 \text{ m}^3/\text{s}$ frente a un caudal de diseño de $1.01 \text{ m}^3/\text{s}$ y una alcantarilla TMC de 48" con capacidad hidráulica de $2.73 \text{ m}^3/\text{s}$ frente a un caudal de diseño de $2.41 \text{ m}^3/\text{s}$. Finalmente, la verificación de los puntos de descarga mediante HEC-RAS evidenció que los caudales evacuados no generan desbordamientos en el río Tuspon para el periodo de retorno evaluado, por lo que el sistema propuesto garantiza la continuidad hidráulica y la evacuación segura de las aguas pluviales urbanas.

- 3) La verificación hidráulica del sistema de drenaje pluvial mediante el modelamiento en HEC-RAS demostró que el diseño propuesto garantiza un funcionamiento eficiente y resiliente frente a eventos de lluvia extrema. Las láminas de agua que, sin drenaje, alcanzaban entre 6 y 21 cm se redujeron a valores entre 0.0 y 2.4 cm, eliminándose por completo la acumulación en múltiples puntos críticos como P-11, P-13, P-14, P-15, P-50, P-56 y P-133. Asimismo, el tiempo de evacuación del flujo

superficial disminuyó de 45–70 min a 12–20 min, y el área urbana afectada por escorrentía se redujo de 26.60 ha (34.95%) a 5.80 ha (7.62%), lo que representa una disminución del 78.20 %. Estos resultados confirman que el sistema diseñado evacúa eficazmente los caudales pluviales de un evento de retorno de 10 años, mitigando el riesgo de inundaciones y asegurando la operatividad del drenaje urbano en Tacabamba.

5.2. Recomendaciones

Dado que los caudales presentan una alta variabilidad espacial y que las subcuencas urbanas 3, 5 y 2 concentran los mayores aportes (entre 1.887 y 3.955 m³/s), se recomienda implementar un programa de monitoreo pluviométrico y de escorrentía en estos sectores, incorporando estaciones de medición y registros de caudal que permitan actualizar periódicamente los parámetros hidrológicos y anticipar incrementos futuros asociados al crecimiento urbano.

Considerando que el diseño del sistema cumple con la CE.040, se recomienda que la Municipalidad de Tacabamba priorice la ejecución por etapas, comenzando por las subcuencas urbanas de mayor demanda hidráulica (subcuencas urbanas 3 y 5), garantizando una construcción adecuada y el mantenimiento permanente para conservar la capacidad útil de las cunetas y evitar obstrucciones que reduzcan su rendimiento.

Dado que el modelamiento muestra reducciones significativas en la lámina de agua (de 21 cm a 2.4 cm) y en el área inundada (de 26.60 ha a 5.80 ha), se recomienda complementar la implementación del sistema con un plan de gestión de riesgos pluviales que incluya limpieza periódica, control de residuos, educación comunitaria y la actualización del modelo hidráulico en escenarios de Tr mayores, a fin de asegurar la resiliencia del sistema ante eventos extremos futuros.

REFERENCIAS

- AASHTO. (2018). *A policy on geometric design of highways and streets (7th ed.)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Acosta, P. M., & Sierra, L. X. (2013). Evaluación de métodos de construcción de curvas IDF a partir de distribuciones de probabilidad y parámetros de ajuste. *Revista Facultad de Ingeniería*, 22(35), 25-33.
http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0121-11292013000200003
- Aguilar, B., Cando, B., Cepeda, A., & Rivera, M. (2018). *Realizar una investigación sobre los tipos de alcantarillas existentes, especificando normas, dimensiones, características y sus usos comunes*. Universidad Central del Ecuador.
<https://www.studocu.com/ec/document/universidad-central-del-ecuador/instalaciones-sanitarias/grupo-3-tipos-de-alcantarillas/5141435>
- Akan, A. O., & Houghtalen, R. J. (2003). *Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality: Engineering applications and computer modeling*. John Wiley & Sons.
- ANA. (2010). *Manual: criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. Autoridad Nacional del Agua (ANA).
https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/manual-disenos-1_0_2.pdf
- Andina. (23 de Abril de 2019). *Chota, torrencial lluvia afecta a viviendas, animales menores y sembrados*. Adina Radio: <https://web.facebook.com/watch/?v=2228523587236706>
- Antillón, N. (2019). *Diseño de cunetas que cumplan con el área hidráulica y seguridad vial*. [Tesis doctoral, Universidad Autónoma de Chihuahua].
<http://repositorio.uach.mx/id/eprint/209>
- Arrieta, O. Y., & Panez, L. L. (2025). *Optimización del sistema de drenaje pluvial y estrategias de mantenimiento para reducir las inundaciones en las principales avenidas del Distrito de Yanacancha, en Cerro de Pasco, en el año 2024*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Daniel Alcides Carrion].
<http://repositorio.undac.edu.pe/handle/undac/5361>
- Azú, M. (2024). *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial Milagro Norte, colector calle Noruega, del Cantón Milagro provincia del Guayas*. [Tesis de grado, Universidad

- Laica, Vicente, Rocafuerte, de Guayaquil].
<http://repositorio.ulvr.edu.ec/bitstream/44000/7246/1/T-ULVR-5511.pdf>
- Basumatary, S., Swargiary, D., & Hubballi, R. (2024). Prevention of Flash Floods in the Town of Kokrajhar Through Efficient Drainage Network Design. *The holistic approach to environment*, 14(2), 49-56. <https://doi.org/10.33765/thate.14.2.2>
- Benavides, Y. L., & Chávez, D. (2023). *Evacuación de aguas de escurrimiento superficial mediante redes de drenaje pluvial en el sector 2 de la ciudad de Chota, 2022*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].
<http://hdl.handle.net/20.500.14142/448>
- Brunner, G. W. (2016). *HEC-RAS river analysis system: 2D modeling user's manual (Version 5.0)*. U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Cárdenas, M. G. (2017). *Análisis del drenaje superficial en vías urbanas a partir de un modelo hidrodinámico bidimensional*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Colombia].
https://www.researchgate.net/publication/325905176_Analisis_del_drenaje_superficial_en_vias_urbanas_a_partir_de_un_modelo_hidrodinamico_bidimensional
- Castañeda, L. R. (2022). *Influencia de la estructura de conducción de drenaje pluvial en la Av. San Martín de Porres y Jr. Historia de la ciudad de Cajamarca, 2022*. [Tesis de licenciatura, Universidad Privada del Norte]. <https://hdl.handle.net/11537/33628>
- Castillo, C. C., Ramos, I. A., Cruz, J. C., Llenque, J. M., & Olivos, L. E. (2024). *Caudales de diseño*. [Universidad César Vallejo].
<https://www.studocu.com/pe/document/universidad-cesar-vallejo/mecanica-de-fluidos/inf-caudales-de-diseno-g3/104845666>
- Chanson, H. (2021). *Control hidráulico en canales abiertos; control aguas arriba y aguas abajo*. La biblioteca.
- Chiarito, E., Zimmerann, E., & Méndez, S. (2018). Metodologías para la estimación del coeficiente de escorrentía en áreas urbanizadas mediante teledetección. *CUADERNOS del CURIHAM*, 24, 25-36.
<https://cuadernosdelcuriham.unr.edu.ar/index.php/CURIHAM/article/view/126>
- Cho, Y. J. (2024). Optimal design of deep stormwater drainage tunnels to address urban flooding in Korea. *Scientific Reports*, 14(1), 1-10. <https://doi.org/10.1038/s41598-024-76471-1>
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulics*. McGraw-Hill.
- Chow, V. T., Maidment, D., & Mays, L. (1998). *Applied Hydrology*. McGraw-Hill.
https://ponce.sdsu.edu/Applied_Hydrology_Chow_1988.pdf

- Chuquimango, D. D., & Guevara, D. E. (2025). *Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial Urbano del Sector Ramiro Priale, del Distrito de José Leonardo Ortiz, Provincia de Chiclayo*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12893/14866>
- CONAGUA. (2019). *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*. Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). <https://www.gob.mx/conagua/documentos/biblioteca-digital-de-mapas>
- Coronel, K. (2021). *Evaluación de la red de drenaje pluvial en el distrito de Yauyucan, provincia de Santa Cruz, departamento de Cajamarca 2019*. [Tesis de grado, Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo]. <http://hdl.handle.net/20.500.12423/3629>
- Cuti, K. (2018). *Drenaje pluvial urbano en la localidad de Espinar, Provincia de Espinar, Region Cusco*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/5759>
- Dawson, C. (2025). Advancing blue-green infrastructure design with synthetic 3D drainage channels: A scenario-based flood model in Nova Scotia, Canada. *Nature-Based Solutions*, 7(1), 1-13. <https://doi.org/10.1016/j.nbsj.2025.100238>
- Díaz, A., Guevara, E., & Rosales, J. (2020). Modelo de estimación del coeficiente de rugosidad de Manning en función de la granulometría en el río Santa, sector Recuay–Carhuaz, Áncash, Perú. *Ingeniería*, 27(3), 328-342. <https://doi.org/10.54139/revinguc.v27i3.292>
- Díaz, E. (2023). *Delimitación de áreas inundables en los sectores 2 y 5, tramo puente Cementerio – puente Chota, microcuenca del río Chotano, Chota, 2021*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].
- Diémé, L. P., Bouvier, C., Bodian, A., & Sidibé, A. (2025). Modelling urban stormwater drainage overflows for assessing flood hazards: application to the urban area of Dakar (Senegal). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 25(3), 1095-1112. <https://doi.org/10.5194/nhess-25-1095-2025>
- Durand, J. E., & Lorenzo, J. R. (2025). *Diseño hidráulico de sistemas de drenaje pluvial en la zona de Talarita en el distrito de Castilla de la ciudad de Piura*. [Tesis de grado, Universidad de Piura].
- Egop, S. E., & Umeadi, V. N. (2025). Assessment and Design of Existing Storm Drain and Culvert in the Rivers State University Main Campus. *Assessment*, 1(1), 1-8. https://www.researchgate.net/profile/Samuel-Egop-2/publication/387995452_Assessment_and_Design_of_Existing_Storm_Drain_and_C

- ulvert_in_the_Rivers_State_University_Main_Campus/links/67862a382be36743a5d56df2/Assessment-and-Design-of-Existing-Storm-Drain-and-
- Federal Highway Administration. (2001). *Urban drainage design manual: HEC-22 (2nd ed., Publication No. FHWA-NHI-02-004)*. U.S. Department of Transportation.
- Gaspari, F. J., Senisterra, G. E., & Marlats, R. M. (2007). Relación precipitación - escorrentía y número de curva bajo diferentes condiciones de uso del suelo Cuenca modal del sistema serrano de La Ventana, Argentina. *Revista de la Facultad de Ciencias Agrarias*, 39(1), 21-28. <https://www.redalyc.org/pdf/3828/382837653003.pdf>
- Gayathri, D., & Dwarakish, G. D. (2015). A Review on Hydrological Models. *Aquatic procedia*, 4, 1001-1007. <https://doi.org/10.1016/j.aqpro.2015.02.126>
- Grajales, T. (2000). *Tipos de investigación*. Efaind. <https://cmappublic2.ihmc.us/rid=1RM1F0L42-VZ46F4-319H/871.pdf>
- Gutiérrez, J., Vargas, V., Romero, M., Plácido de la Cruz, J. M., Aguirre, M. D., & Silva, H. T. (2011). Periodos de retorno de lluvias torrenciales para el estado de Tamaulipas, México. *Investigaciones geográficas*, 76, 20-33. https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0188-46112011000300003&script=sci_arttext
- Hernández-Sampieri, R., & Mendoza, C. (2018). *Metodología de la investigación. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta · Parte 1. Las rutas cuantitativa, cualitativa y mixta*. McGrawHill Education. <https://doi.org/https://virtual.cuautitlan.unam.mx/rudics/?p=2612>
- INDECI. (2021). *Deslizamiento en el distrito de Tacabamba - Cajamarca*. Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). <https://portal.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2021/12/REPORTE-COMPLEMENTARIO-N%C2%BA-8163-31DIC2021-DESLIZAMIENTO-EN-EL-DISTRITO-DE-TACABAMBA-CAJAMARCA-4.pdf>
- iSWMTM Technical Manual. (2014). *Hydraulics: 1.0 Streets and closed conduits, 2.0 Storage design, 3.0 Open channels, culverts, and bridges, 4.0 Energy dissipation*. iSWMTM Technical Manual.
- Licas, D. (2024). *Modelado hidráulico y capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado sanitario del distrito de Canayre - Ayacucho -2021*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga].

- Machuca, Y. (8 de mayo de 2021). Cajamarca: lluvias afectan viviendas y cultivos en Chota. *La República*. <https://larepublica.pe/sociedad/2021/05/08/cajamarca-lluvias-afectan-viviendas-y-cultivos-en-chota-lrnd>
- Mays, L. W. (2010). *Water resources engineering (2nd ed.)*. John Wiley & Sons.
- McCuen, R. H. (2005). *Hydrologic analysis and design (3rd ed.)*. Pearson Prentice Hall.
- MPCH. (2018). *Plan de desarrollo urbano PDU 2017-2027 Chota*. Municipalidad Provincial de Chota (MPCH).
- MTC. (2018). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).
- Mulu, G. F., Nigussie, A. B., Amognehegn, A. E., Gebergzabhair, T. Y., Tekle, G., & Abebe, S. (2025). Performance Evalution of Urban Stormwater Drainage System. A Case Study of Dessie Town, Ethiopia. *KeAi Chinese Roots Global Impact*, 1(1), 1-30. https://papers.ssrn.com/sol3/papers.cfm?abstract_id=5115573
- MVCS. (2024). Norma CE.040 Drenaje pluvial R.M. N° 431-2024-Vivienda. En Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, *Reglamento Nacional de Edificaciones* (págs. 1-36). Instituto de la Construcción y Gerencia (ICG).
- Oblitas, F. E., Rojas, A. M., Burga, G., Lozano, D., Llanos, L. I., & Orbegoso, L. A. (2023). Análisis hidráulico del drenaje pluvial en la Av. Inca Garcilazo de la Vega, Cuadras 1-6, Chota, Cajamarca. *Revista Ciencia Nor@ndina*, 6(1), 15-27. <https://doi.org/10.37518/2663-6360X2023v6n1p15>
- Ortiz, O. (2004). Evaluación Hidrológica. Red Latinoamericana de Micro Hidroenergía. *HIDRORED, Red latinoamericana de micro hidroenergía*, 1, 1-16.
- Ortiz-Vera, O. (2015). Similitud Hidráulica de Sistemas Hidrológicos Altoandinos y Transferencia de Información Hidrometeorológica. *Tecnología y ciencias del agua*, 6(4), 25-44.
- Parra-Domínguez, M. L., & Briceño-Rodríguez, I. I. (2013). Aspectos éticos en la investigación cualitativa. *Revista De Enfermería Neurológica*, 12(3), 118–121. <https://doi.org/10.37976/enfermeria.v12i3.167>
- Pérez, R. (2013). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras*. Ecoe Ediciones. https://books.google.com.pe/books?id=Gtw3DgAAQBAJ&pg=PA366&dq=dise%C3%B1o+de+cunetas&hl=es&newbks=1&newbks_redir=0&sa=X&ved=2ahUKEwinkp2l2aiLAXv4IrkGHRJSNmQQ6AF6BAGKEAM#v=onepage&q=dise%C3%B1o%20de%20cunetas&f=false

- Ponce, V. (1989). *Engineering Hydrology – Principles and Practices*. Prentice-Hall.
- Prieto, A. (2018). *Propuesta metodológica para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial aplicado al caso de estudio en la colonia Cumbres III del municipio de Aguascalientes, Aguascalientes, utilizando el software de modelación numérica Storm Water Management Model*. [Tesis para obtener el grado de maestro en Ingeniería Civil con especialidad Ambiental, Universidad Autónoma de Aguascalientes]. <http://hdl.handle.net/11317/1580>
- Quijano, J. E. (2014). *Parámetros morfométricos, geomorfológicos y correlación estructural en cinco cuencas hidrográficas de la Cuenca Amagá*. [Tesis de grado para optar el título de Geólogo, Universidad EAFIT].
- Ramos, D. M. (2021). *"Dimcunet" programa de cálculo para el dimensionamiento de las cunetas de recolección de aguas lluvias, en vías urbanas y carreteras*. [Tesis de grado, Universidad EAFIT].
- Rengifo, G. J., & Córdova, A. (2024). *Diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial del C.P. Santa Rosa San Juan de Cumbaza, Tarapoto, provincia San Martín*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Martín]. <https://repositorio.unsm.edu.pe/backend/api/core/bitstreams/c2531ef2-b78a-4b0e-bdb2-b252dfad235d/content>
- Rojas, P. C., & Humpiri, V. H. (2016). *Evaluación, diseño y modelamiento del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Juliaca con la aplicación del software SWMM*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/2975>
- Rojas, S. (2018). *Cálculo de precipitaciones y caudales de diseño de sistema de drenaje pluvial urbano en zonas de Huancavelica, Junín y Ayacucho*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/10192>
- RPP. (26 de Marzo de 2018). *Granizada sorprendió a la provincia de Chota después de larga sequía*. Radio Programas del Perú.
- Saavedra, L. F., & Burga, E. (2025). *Evaluación de las redes de evacuación de las aguas pluviales de la ciudad de Lajas, Chota, 2023*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota]. <https://repositorio.unach.edu.pe/handle/20.500.14142/952>
- Santisteban, E. J. (2019). *Diseño hidráulico del canal L-02 Huabal, en el distrito de Mórrope, Lambayeque–2018*. [Tesis de grado, Universidad César Vallejo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/64709>

- Thakali, R., Kalra, A., Ahmad, S., & Qaiser, K. (2018). Management of an urban stormwater system using projected future scenarios of climate models: A watershed-based modeling approach. *Open Water Journal*, 5(2), 1-10.
- Torres, J. M. (2017). *Diseño Hidráulico y Modelamiento en HEC-RAS del Canal de Concreto y de Obras de Arte del Proyecto Carpintero – Tramo Km 0+000 al Km 5+000*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/623042/Torres_SJ.pdf;jsessionid=2604C14F7FE8E9580143A0E940710686?sequence=5
- Tucci, C. E. (2001). *Hidrologia: ciência e aplicação* (2.^a ed., 2.^a reimpr.). Editora da Universidade/UFRGS; Associação Brasileira de Recursos Hídricos.
- Ventocilla, K. (2022). *Modelamiento Hidrológico para el Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje Pluvial Mediante SEWERUP en el Centro del Distrito de Chupaca*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Los Andes]. <https://hdl.handle.net/20.500.12848/3579>
- Villón Béjar, M. (2006). *Hidrología estadística*. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Editorial Taller de publicaciones del Instituto. Lima- Perú.
- Wang, Y., Chen, A. S., Fu, G., Djordjević, S., Zhang, C., & Savić, D. A. (2018). An integrated framework for high-resolution urban flood modelling considering multiple information sources and urban features. *Environmental Modelling & Software*, 107, 85-95. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2018.06.010>
- Wasser World. (01 de mayo de 2020). *La importancia del drenaje pluvial*. Facebook: https://web.facebook.com/wasserworld/photos/a.1497545887210616/1917549615210239/?type=3&_rdc=1&_rdr
- Yañez, E. P. (2014). *Eficiencia del sistema de drenaje pluvial en el Jr. Angamos y Jr. Santa Rosa*. [Tesis de grado para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Privada del Norte]. <https://hdl.handle.net/11537/4916>
- Zhang, Y., Wang, E., & Gong, Y. (2024). A structural optimization of urban drainage systems: An optimization approach for mitigating urban floods. *Water*, 16(12), 1-21. <https://doi.org/10.3390/w16121696>
- Zhou, Y., Shen, D., Huang, N., Guo, Y., Zhang, T., & Zhang, Y. (2019). Urban flood risk assessment using storm characteristic parameters sensitive to catchment-specific drainage system. *Science of the Total Environment*, 659, 1362-1369. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.01.004>

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia

Tesis: “Modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba, Chota, 2023”

Autor(es): Jeyler Noyvel Sanchez Cabrera y Roxana Saucedo Cabrera

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología
¿Cómo el modelamiento hidrológico e hidráulico permite diseñar un sistema de drenaje pluvial eficiente y conforme a los criterios técnicos de la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) para la ciudad de Tacabamba?	Objetivo general Modelar hidrológica e hidráulicamente la cuenca urbana de la ciudad de Tacabamba para diseñar un sistema de drenaje pluvial que cumpla los criterios técnicos establecidos en la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024). Objetivos específicos ☐ Determinar los caudales de diseño para el periodo de retorno de 10 años mediante el análisis hidrológico de la cuenca urbana, como base para el diseño del sistema de drenaje pluvial en la ciudad de Tacabamba. ☐ Diseñar el sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba conforme a los criterios geométricos, hidráulicos y normativos establecidos en la CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024). ☐ Verificar hidráulicamente la capacidad y funcionamiento del sistema de drenaje pluvial propuesto mediante modelamiento computacional, garantizando su desempeño y resiliencia frente a eventos de lluvia extrema.	Conforme a Hernández-Sampieri y Mendoza (2018), los estudios descriptivos no requieren necesariamente de hipótesis, aunque pueden incluir proposiciones que aborden problemas descriptivos. En este contexto, la investigación plantea la siguiente hipótesis: H1: El modelamiento hidrológico e hidráulico mejora significativamente el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios técnicos establecidos en la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \geq Q_{diseño}$). H0: El modelamiento hidrológico e hidráulico no mejora el porcentaje de subcuencas urbanas del sistema de drenaje pluvial que cumplen los criterios de la norma CE.040 “Drenaje pluvial” (MVCS, 2024) en la ciudad de Tacabamba ($Q_{cap} \leq Q_{diseño}$).	VI Modelamiento hidrológico e hidráulico	Modelamiento hidrológico	Área urbana de la microcuenca atendida por el sistema de drenaje. Precipitación de diseño para periodos de retorno de 2, 5 y 10 años. Caudales máximos de diseño Q_2 , Q_5 y Q_{10} obtenidos del modelo hidrológico.	Enfoque: Cuantitativo Tipo: Aplicado Nivel: Descriptivo Diseño: No experimental La muestra estuvo conformada por toda el área urbana de Tacabamba, equivalente a 76.10 ha, delimitadas según el plano catastral de la Municipalidad Distrital de Tacabamba. Esta área concentró los sectores con mayores problemas de acumulación de agua debido a las precipitaciones intensas, el crecimiento urbano desordenado y la ausencia de un sistema de drenaje pluvial interconectado. Por ello, la muestra representó el espacio crítico donde se realizó el diagnóstico y diseño del sistema de drenaje pluvial. La ciudad de Tacabamba para la investigación se dividió en siete subcuencas urbanas de estudio.
					Coeficiente de escorrentía, curva número u otro parámetro de escorrentía adoptado en el modelo.	
				Modelamiento hidráulico	Tirante normal o máximo en las secciones críticas simuladas. Velocidad media del flujo en las subcuencas urbanas modelados.	
					Caudal de capacidad de las cunetas y colectores (Q_{cap}) obtenido del modelo hidráulico.	
				Cobertura y configuración del sistema de drenaje	Longitud total de cunetas, colectores y demás conducciones proyectadas.	
				Diseño geométrico del sistema de drenaje	Dimensiones de las cunetas Dimensiones de las alcantarilla	
					Dimensiones de los badénos	
				Desempeño del sistema	Porcentaje de subcuencas urbanas que cumplen $Q_{cap} \geq Q_{diseño}$.	
					Profundidad máxima de lámina de agua en los puntos críticos de la vía urbana simulada.	
					Tiempo de evacuación del agua pluvial después de lluvia	
					Extensión afectada por escorrentía	

Anexo 2. Panel fotográfico

Fotografía 1. Instalación de la estación total en la Plaza Principal de Tacabamba	Fotografía 2. Orientación de la estación total hacia la avenida principal del distrito
	
La imagen muestra la estación total correctamente montada sobre el trípode durante la calibración inicial del equipo. En este punto se realizó la verificación de nivelación y orientación, previo al levantamiento de puntos clave en la zona central.	Se observa la alineación del instrumento hacia un punto de referencia ubicado en la vía principal. En esta fase se efectuaron lecturas longitudinales para determinar pendientes naturales y obtener perfiles hidráulicos preliminares.
Fotografía 3. Levantamiento topográfico en un pasaje urbano de Tacabamba	Fotografía 4. Registro de datos en zona con pendiente pronunciada
	
La estación total se encuentra instalada en una calle estrecha del casco urbano, desde donde se registraron cotas y ejes de circulación que presentan variaciones altimétricas significativas.	La fotografía evidencia el levantamiento en una vía inclinada, representativa de la topografía irregular del distrito.

Fotografía 5. Estación total orientada hacia subcuena urbana vial con conectividad rural	Fotografía 6. Levantamiento de una intersección con drenaje deficiente
	
En la imagen se aprecia el equipo apuntando hacia un sector donde confluyen zonas urbanas y rurales. Se realizaron mediciones asociadas al aporte de escorrentía externa hacia el núcleo urbano	Se observa el equipo ubicado cerca de una rejilla pluvial existente. Este punto fue estudiado debido a la acumulación frecuente de escorrentía, registrándose cotas detalladas del entorno inmediato.
Fotografía 7. Toma de datos en vía sin pavimento	Fotografía 8. Instalación del equipo en una calle de pendiente descendente
	
. La fotografía evidencia la participación del personal técnico en una zona con superficie de suelo natural. Estas mediciones fueron necesarias para identificar aportes provenientes de áreas no consolidadas.	La estación total fue ubicada estratégicamente para captar variaciones altimétricas cada pocos metros. Esta información permitió definir riesgo de acumulación de agua durante lluvias intensas.

Fotografía 9. Levantamiento en sector pavimentado con edificaciones antiguas	Fotografía 10. Integrante del equipo técnico durante el levantamiento altimétrico
	
Se muestra el registro de datos, donde se evaluaron pendientes, anchos de vía y niveles de cunetas existentes para su incorporación al modelo hidráulico.	Se observa a un miembro del equipo junto a la estación total en una zona elevada del distrito. Desde este punto se captaron lecturas de control necesarias para el cierre de polígonos.
Fotografía 11. Registro topográfico en ladera con fuerte pendiente natural	Fotografía 12. Instalación de estación total en zona agrícola periurbana
	
La imagen muestra la inspección de un sector rural con topografía abrupta, donde se evaluaron las cotas del terreno para identificar rutas naturales de escorrentía.	Se observa al operador junto al equipo topográfico en un área con vegetación densa. En este punto se recolectaron datos altimétricos para complementar el modelo de aportes adyacentes.

Fotografía 13. Levantamiento en vía afirmada del sector urbano	Fotografía 14. Observación de pendientes pronunciadas en subcuena urbana erosionado
	
La estación total está ubicada sobre una vía sin pavimentar, desde donde se midieron pendientes longitudinales y transversales necesarias para definir potenciales zonas de acumulación de agua.	Se aprecia el equipo orientado hacia una vía con erosión superficial. Esta subcuena urbana fue de interés debido a su comportamiento durante lluvias intensas y su contribución a volúmenes de escorrentía.
Fotografía 15. Medición en superficie pavimentada con acceso peatonal	Fotografía 16. Levantamiento de topografía en zona rural con vista a cerros circundantes
	
En este punto se registraron niveles de plataformas y veredas para evaluar la interacción entre drenaje superficial y escurrimiento hacia las vías principales.	La fotografía presenta la estación total operando en una vía afirmada con un entorno natural dominante.

Fotografía 17. Registro altimétrico en vía pavimentada durante condiciones de nubosidad



El equipo se orienta hacia una calle con pavimento rígido, donde se midieron cotas precisas para caracterizar la pendiente vial y su capacidad de conducción de escorrentía durante eventos de lluvia.

Fotografía 18. Operadora realizando lecturas en zona vial no pavimentada



La imagen muestra a una integrante del equipo técnico realizando lecturas con mira en una vía rural. Estos datos fueron empleados para definir perfiles longitudinales que alimentan el modelo hidrológico del estudio.

Fotografía 19. Punto de control cercano a la Plaza de Armas de Tacabamba



Se observa un sector urbanizado con edificaciones modernas y tradicionales. En este punto se efectuaron mediciones detalladas para integrar la topografía del centro urbano al modelo hidráulico.

Fotografía 20. Levantamiento topográfico en zona ribereña con abundante vegetación



La estación total se encuentra instalada en las inmediaciones de un cauce natural. Este sector fue fundamental para definir los aportes de escorrentía externa y analizar la interacción entre drenaje natural y urbano.

Anexo 3. Documentación técnica del análisis hidrológico e hidráulico

El presente anexo reúne los insumos técnicos y las bases de cálculo empleados en el desarrollo del estudio de modelamiento hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje pluvial de la ciudad de Tacabamba. Se compilan los archivos originales procesados en formato Excel, que contienen los resultados de cada etapa del análisis, desde la caracterización geomorfológica hasta el dimensionamiento de las estructuras de drenaje.

El Anexo 3 incorpora los siguientes componentes:

- 1) Parámetros geomorfológicos de las microcuencas consideradas en el estudio, incluyendo área, perímetro, pendiente media, longitud de los cauces y coeficientes morfométricos relevantes.
- 2) Análisis de la estación meteorológica Chota aplicado a la cuenca urbana, con el procesamiento de series de precipitación, curvas IDF y estimación de intensidades máximas para distintos periodos de retorno.
- 3) Análisis de la estación Chota para las microcuencas aportantes, abarcando el preprocesamiento de datos, distribución temporal de tormentas y cálculo de caudales generados fuera del casco urbano.
- 4) Diseño de las cunetas y verificación hidráulica, considerando la capacidad de conducción, análisis de caudales circundantes y cumplimiento de criterios de sección, pendiente y velocidad establecidos por la normativa aplicable.
- 5) Diseño del badén y la alcantarilla, incluyendo el cálculo del caudal de diseño, verificación de carga hidráulica, tipo de control (aguas arriba o aguas abajo) y evaluación del desempeño de la estructura frente a eventos extremos.

La versión digital de todos los archivos se encuentra disponible para consulta en el siguiente enlace:

 https://drive.google.com/drive/folders/1fBf2lniAcwazmB-zGpFcom_ZwtOlHzTs?usp=drive_link

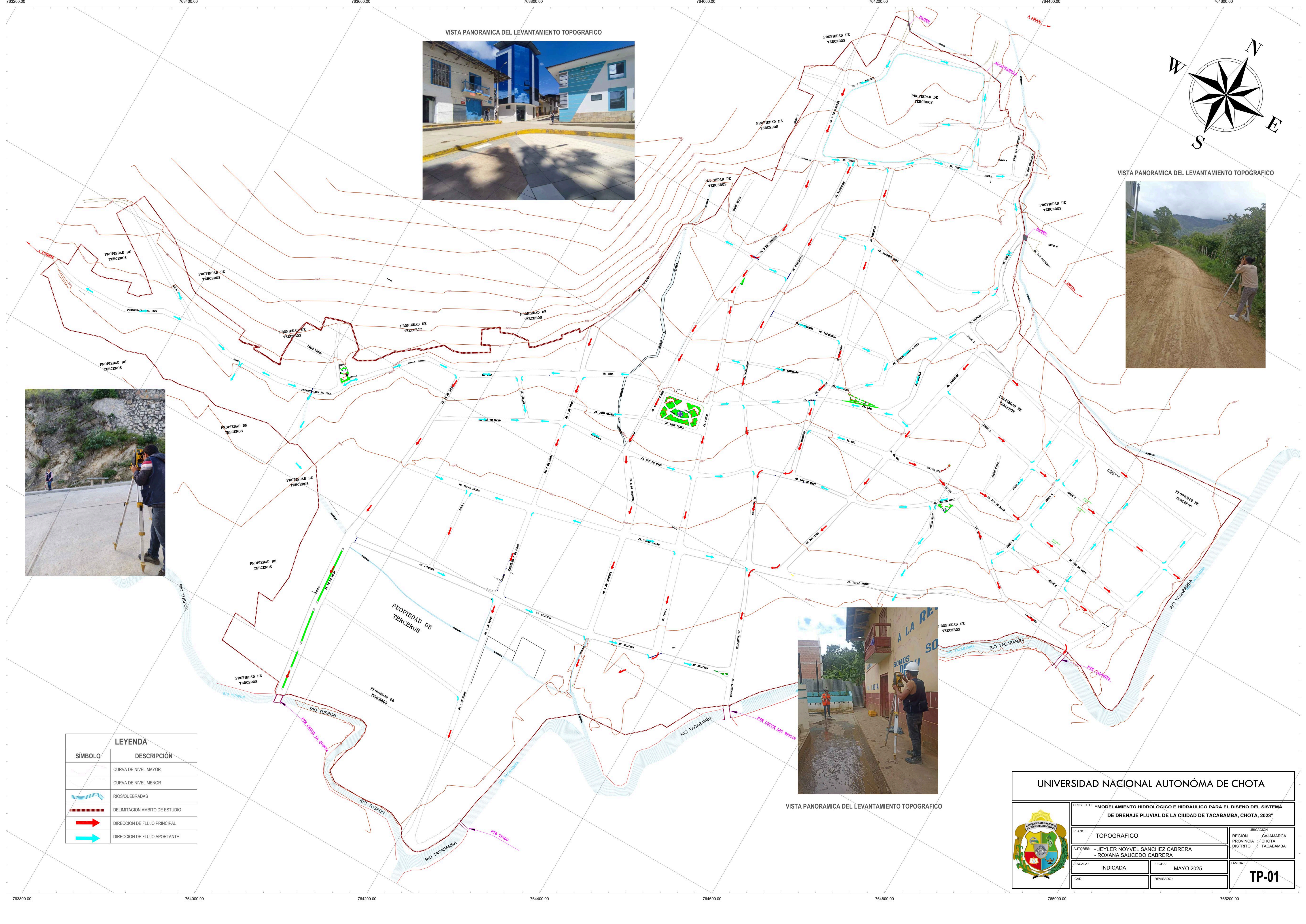
O en el QR



Para consultas o solicitudes adicionales sobre los archivos electrónicos, el autor del estudio pone a disposición el siguiente correo institucional:

 jeilersc29@gmail.com

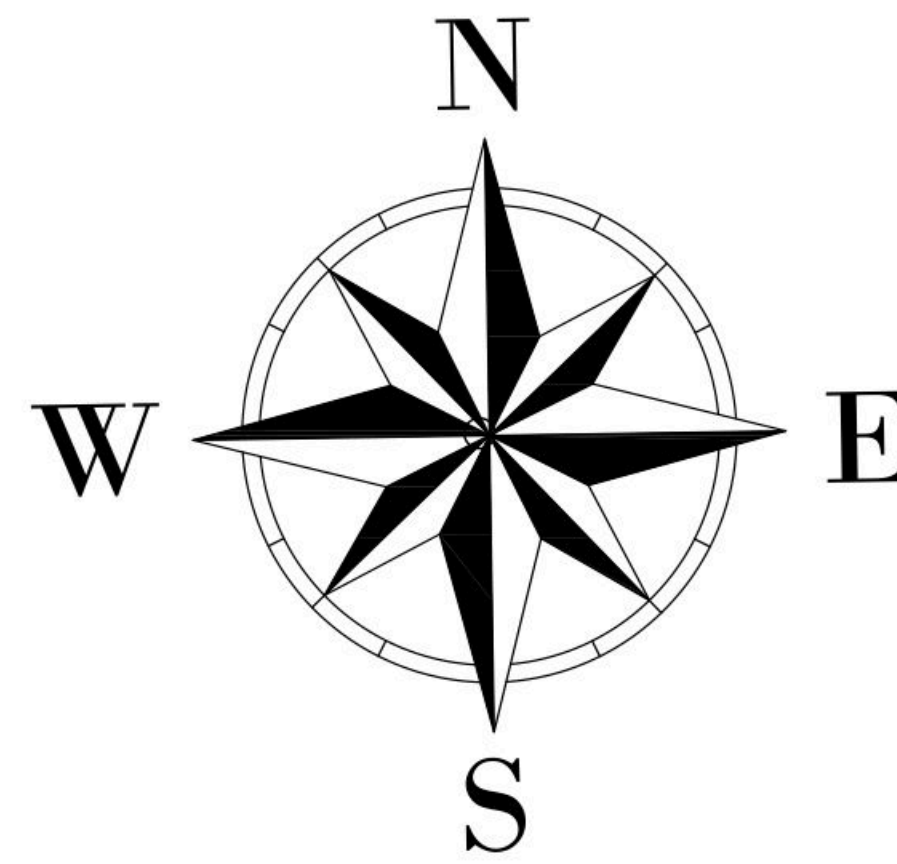
Anexo 4. Planos

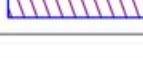
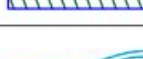


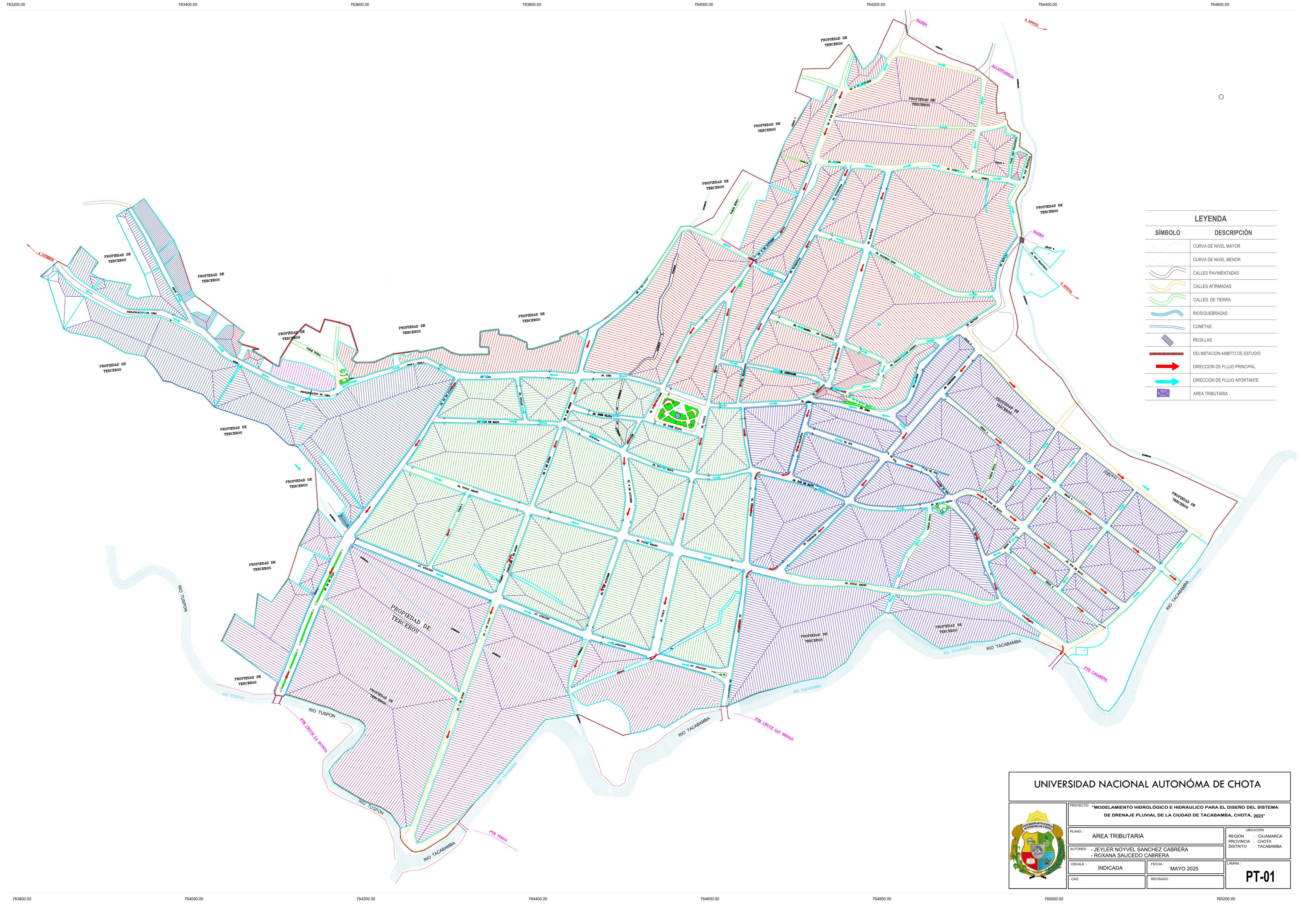
LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CURVA DE NIVEL MAYOR
	CURVA DE NIVEL MENOR
	RIOS/QUEBRADAS
	DELIMITACION AMBITO DE ESTUDIO
	DIRECCION DE FLUJO PRINCIPAL
	DIRECCION DE FLUJO APORTANTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"	
PLANO: TOPOGRAFICO	UBICACIÓN: REGION : CAJAMARCA, PROVINCIA : CHOTA, DISTRITO : TACABAMBA
AUTORES: - JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA - ROXANA SAUCEDO CABRERA	
ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2025
CAD:	REVISADO:
LÁMINA: TP-01	



LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	SECTOR 01
	SECTOR 02
	SECTOR 03
	SECTOR 04
	SECTOR 05
	SECTOR 06
	SECTOR 07
	RIOS/QUEBRADAS
	CUNETAS
	REGILLAS
	DELIMITACION AMBITO DE ESTUDIO
	DIRECCION DE FLUJO PRINCIPAL
	DIRECCION DE FLUJO APORTANTE



LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CURVA DE NIVEL MAYOR
	CURVA DE NIVEL MENOR
	CALLES PAVIMENTADAS
	CALLES AFIRMADAS
	CALLES DE TIERRA
	RIOS/QUEBRADAS
	CUNETAS
	REGILLAS
	DELIMITACION AMBITO DE ESTUDIO
	DIRECCION DE FLUJO PRINCIPAL
	DIRECCION DE FLUJO APORTANTE
	AREA TRIBUTARIA



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"

PLANO: AREA TRIBUTARIA

AUTORES: - JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA
- ROXANA SAUCEDO CABRERA

ESCALA: INDICADA

CAD:

UBICACIÓN

REGION : CAJAMARCA
PROVINCIA : CHOTA
DISTRITO : TACABAMBA

FECHA: MAYO 2025

REVISADO:

LÁMINA: PT-01



LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CURVA DE NIVEL MAYOR
	CURVA DE NIVEL MENOR
	CALLES PAVIMENTADAS
	CALLES AFIRMADAS
	CALLES DE TIERRA
	RIOS/QUEBRADAS
	CUNETAS
	REGILLAS
	DELIMITACION AMBITO DE ESTUDIO
	DIRECCION DE FLUJO PRINCIPAL
	DIRECCION DE FLUJO APORTANTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"

PLANO: DIRECCION DEL FLUJO

AUTORES: - JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA
- ROXANA SAUCEDO CABRERA

ESCALA: INDICADA

CAD:

UBICACION

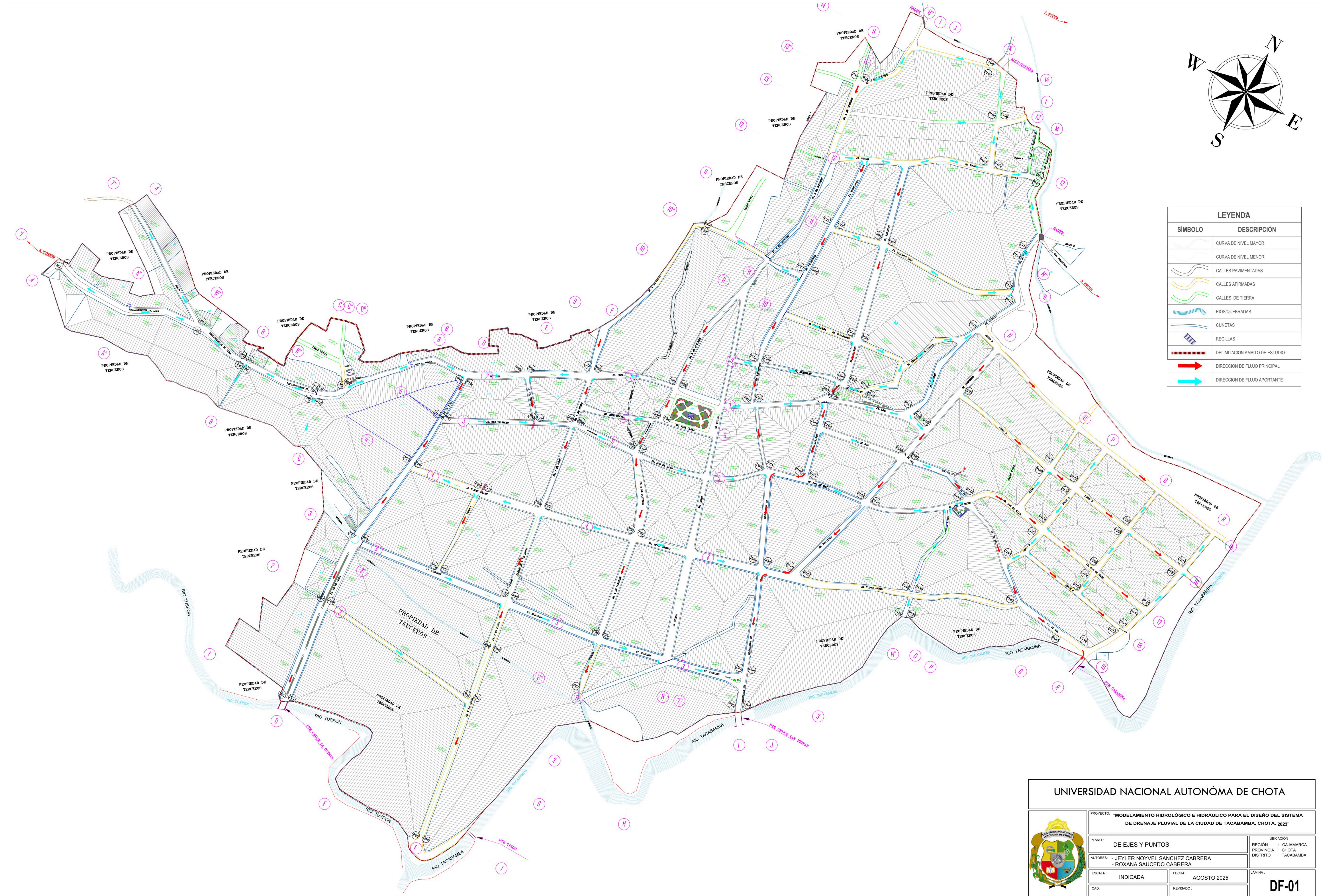
REGION : CAJAMARCA
PROVINCIA : CHOTA
DISTRITO : TACABAMBA

FECHA: MAYO 2025

REVISADO:

LAMINA:

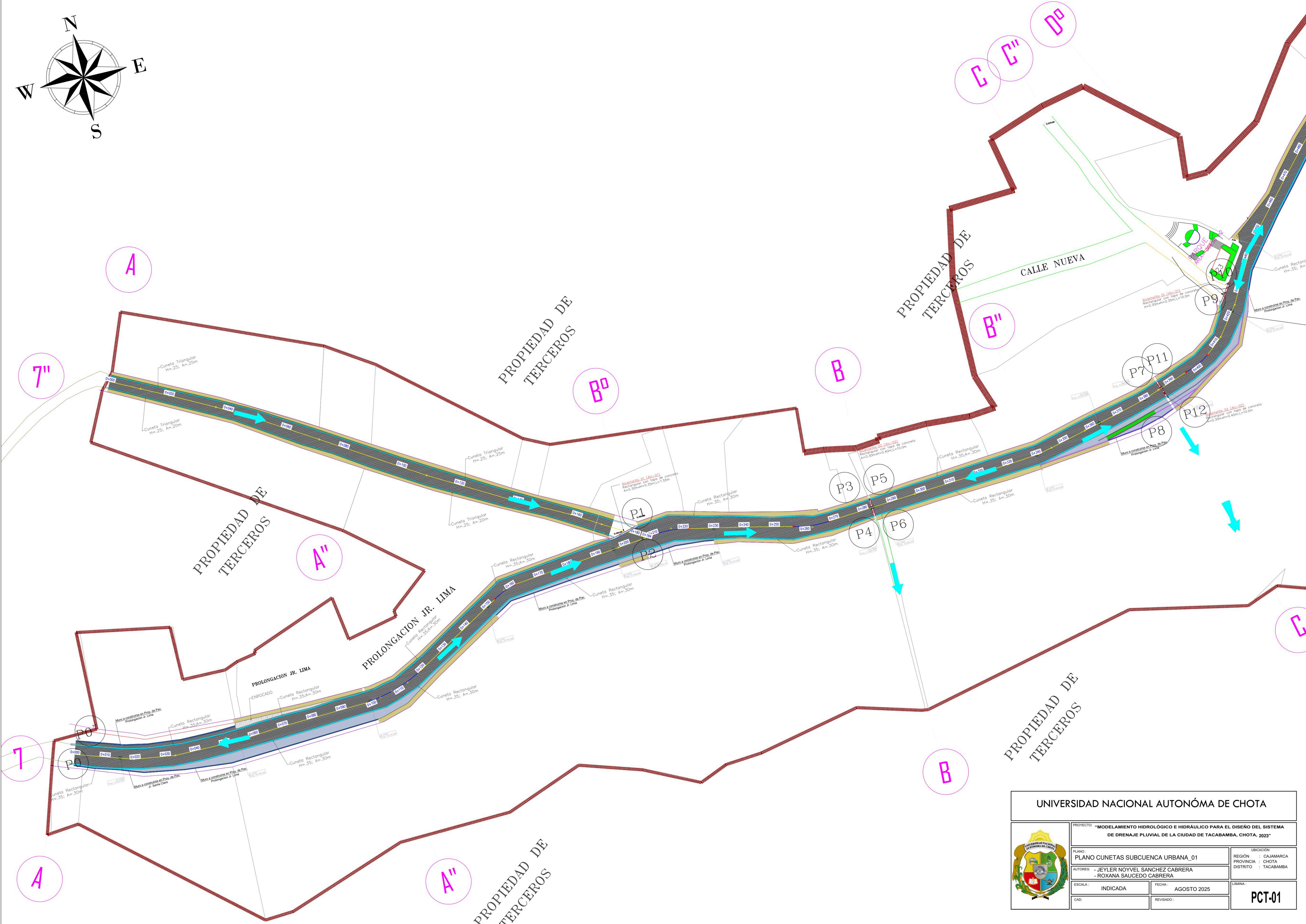
DF-01



LEYENDA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
	CURVA DE NIVEL MAYOR
	CURVA DE NIVEL MENOR
	CALLES PAVIMENTADAS
	CALLES AFIRMADAS
	CALLES DE TIERRA
	RIOS/QUEBRADAS
	CUNETAS
	REGILLAS
	DELIMITACION AMBITO DE ESTUDIO
	DIRECCION DE FLUJO PRINCIPAL
	DIRECCION DE FLUJO APORTANTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"	
PLANO: DE EJES Y PUNTOS	UBICACIÓN: REGION : CAJAMARCA, PROVINCIA : CHOTA, DISTRITO : TACABAMBA
AUTORES: - JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA, - ROXANA SAUCEDO CABRERA	
ESCALA: INDICADA	FECHA: AGOSTO 2025
CAD:	REVISADO:
LÁMINA: DF-01	







UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"

PLANO: PLANO CUNETAS SUBCUENCA URBANA_02

AUTORES: JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA
ROXANA SAUCEDO CABRERA

ESCALA: INDICADA

CAD:

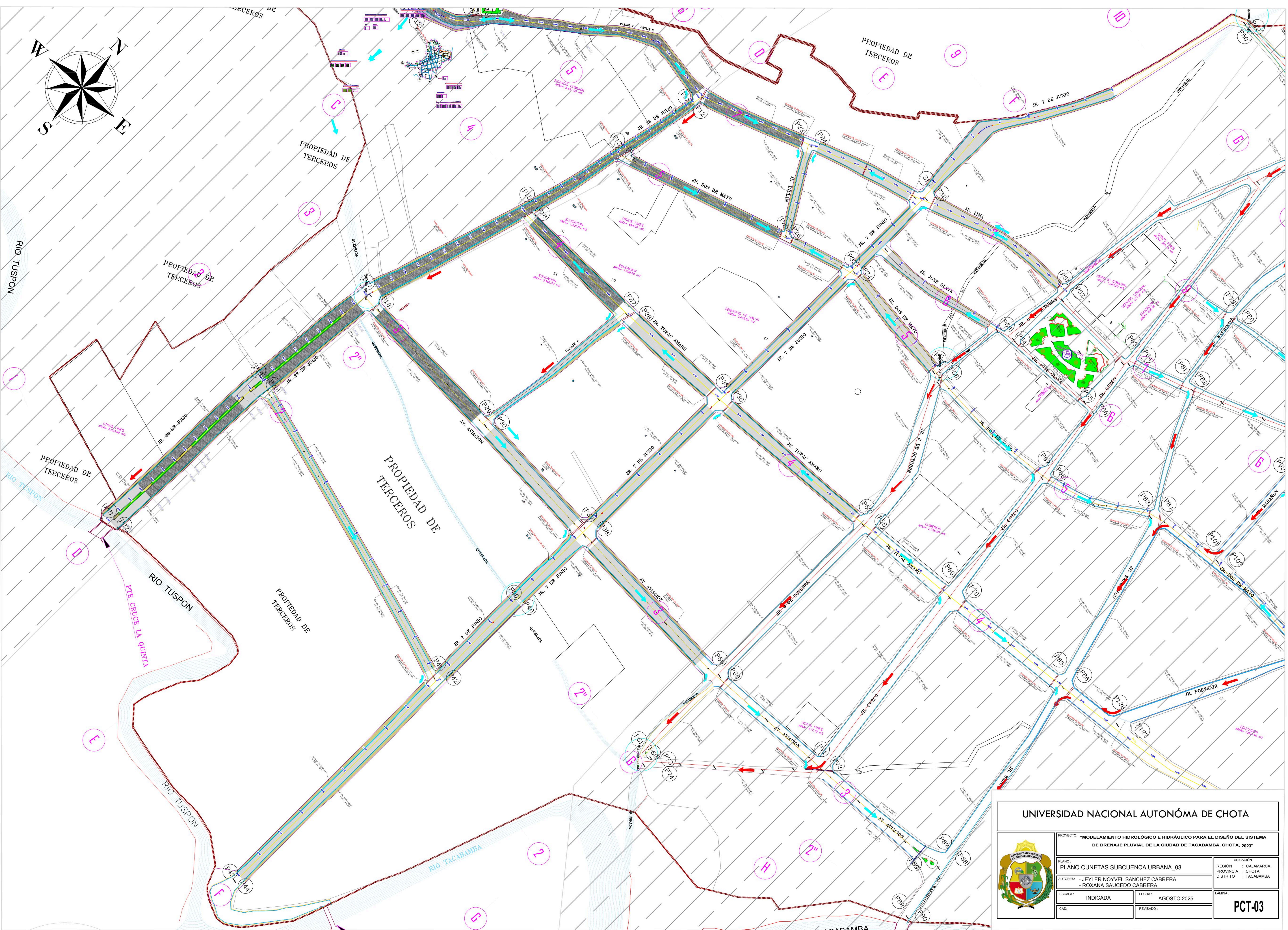
UBICACIÓN

REGIÓN : CAJAMARCA
PROVINCIA : CHOTA
DISTRITO : TACABAMBA

FECHA: AGOSTO 2025

REVISADO:

LÁMINA: PCT-02





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"

PLANO: PLANO CUNETAS SUBCUENCA URBANA_03

AUTORES: JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA
ROXANA SAUCEDO CABRERA

ESCALA: INDICADA

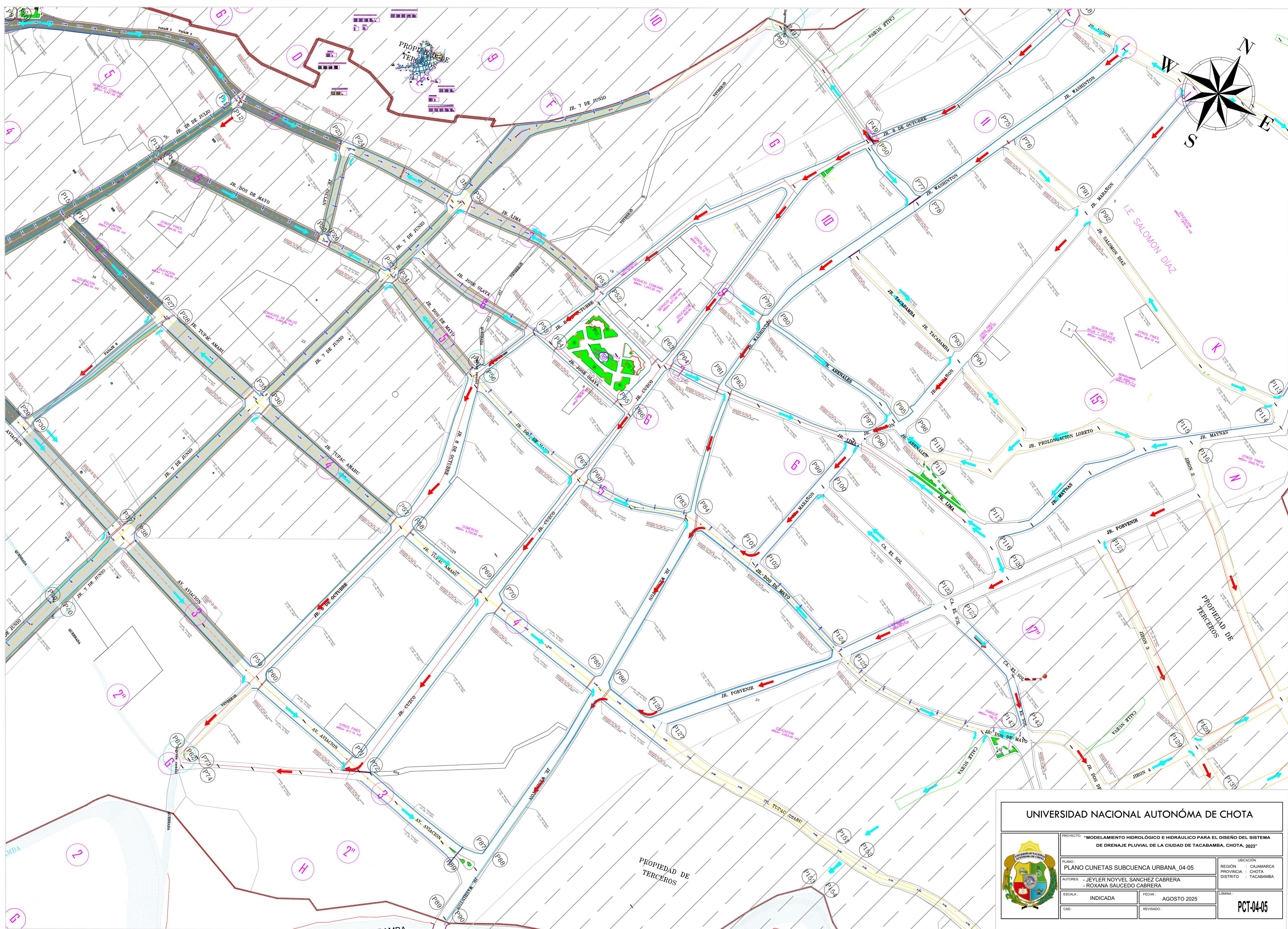
CAD:

FECHA: AGOSTO 2025

REVISADO:

UBICACIÓN: REGIÓN : CAJAMARCA
PROVINCIA : CHOTA
DISTRITO : TACABAMBA

LÁMINA: **PCT-03**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

PROYECTO:	"MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"
-----------	---

PLANO : PLANO CUNETAS SUBCUENCA URBANA_04-05

AUTORES: - JEYLER NOYVEL SANCHEZ CABRERA
- ROXANA SAUCEDO CABRERA

ESCALA : INDICADA

FECHA: AGOSTO 2025

CAD:

	REVISADO -
--	------------

UBICACIÓN

REGIÓN : CAJAMARCA
PROVINCIA : CHOTA
DISTRITO : TACABAMBA

MINA : **PCT-04-05**



PROYECTO: "MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE PLUVIAL DE LA CIUDAD DE TACABAMBA, CHOTA, 2023"			
PLANO: PLANO CUNETAS SUBCUENCA URBANA_06		UBICACIÓN: REGION : CAJAMARCA PROVINCIA : CHOTA DISTRITO : TACABAMBA	
AUTORES: - JEYLER NOVVEL SANCHEZ CABRERA - ROXANA SAUCEDO CABRERA			
ESCALA : INDICADA		FECHA: AGOSTO 2025	
CAD:		REVISADO :	
		LÁMINA : PCT-06	

