



**UNIVERSIDAD LATINA DE COSTA RICA
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Licenciatura en Ingeniería Civil
Proyecto de Graduación

**PROPUESTA DE MEJORA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
PLUVIAL DE LAS AVENIDAS TOMÁS GUARDIA Y JUAN
SANTAMARÍA DEL CANTÓN CENTRAL DE ALAJUELA A PARTIR DEL
DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL.**

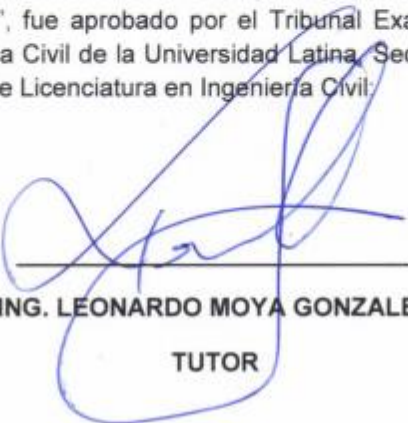
Luis Andrés Moreno Mora

Heredia, 5 de septiembre de 2017.



TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: "PROPUESTA DE MEJORA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DE LAS AVENIDAS TOMÁS GUARDIA Y JUAN SANTAMARÍA DEL CANTÓN CENTRAL DE ALAJUELA A PARTIR DEL DIAGNÓSTICO DEL ESTADO ACTUAL", fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.



ING. LEONARDO MOYA GONZALEZ

TUTOR



ING. MARCO ANTONIO HERNÁNDEZ ARGUEDAS

LECTOR



ING. ERICK GUSTAVO CRUZ PADILLA

REPRESENTANTE DE RECTORÍA

COMITÉ ASESOR

ING. LEONARDO MOYA GONZALEZ

TUTOR

ING. MARCO ANTONIO HERNÁNDEZ ARGUEDAS

LECTOR

ING. ERICK GUSTAVO CRUZ PADILLA

REPRESENTANTE DE RECTORÍA



**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR TUTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD PROYECTO DE GRADUACIÓN.**

Heredia, 05 septiembre de 2017

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Proyecto de Graduación bajo el título Propuesta de Mejora del Sistema de Alcantarillado Pluvial de las avenidas Tomás Guardia y Juan Santamaría del Cantón Central de Alajuela a Partir del Diagnóstico del Estado Actual, por parte del estudiante: Luis Andrés Moreno Mora como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

Ing. Leonardo Moya González.



**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL PROFESOR LECTOR DEL
TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN MODALIDAD PROYECTO DE GRADUACIÓN.**

Heredia, 05 de septiembre, de 2017

Sres.
Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación
SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, modalidad Proyecto de Graduación bajo el título Propuesta de Mejora del Sistema de Alcantarillado Pluvial de las avenidas Tomás Guardia y Juan Santamaría del Cantón Central de Alajuela a Partir del Diagnóstico del Estado Actual, por parte del estudiante: Luis Andrés Moreno Mora como requisito para que el citado estudiante pueda optar por la Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,


Ing. Marco Hernández Arguedas

A quien le interese:

Yo, Mariela María Solís González, cédula de identidad 2-666-796, licenciada en Filología Española y perteneciente al Colegio de Licenciados y Profesores en Letras, Filosofía, Ciencias y Artes, leí y corregí el proyecto de graduación denominado:

**PROPUESTA DE MEJORA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL
DE LAS AVENIDAS TOMÁS GUARDIA Y JUAN SANTAMARÍA DEL CANTÓN
CENTRAL DE ALAJUELA A PARTIR DEL DIAGNÓSTICO DEL ESTADO
ACTUAL**

Dicho documento fue realizado por el estudiante Luis Andrés Moreno Mora, cédula de identidad 1-1449-0431, con el fin para optar por el título de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad Latina de Costa Rica. Por este motivo, se revisó y corrigió la construcción de párrafos, los vicios del lenguaje, la ortotipografía, la sintaxis y otros aspectos relacionados con el campo filológico. Por lo tanto, considero que está listo para ser presentado.

Se suscribe ante ustedes, cordialmente,



Mariela María Solís González
Cédula de identidad: 2-666-796
Carné: 56521



"Carta Autorización del autor(es) para uso didáctico del Trabajo Final de Graduación"

Vigente a partir del 31 de Mayo de 2016

Instrucción: Complete el formulario en PDF, imprima, firme, escanee y adjunte en la página correspondiente del Trabajo Final de Graduación.

Yo (Nosotros):

*Escriba Apellidos, Nombre del Autor(a). Para más de un autor separe con *; **

Luis Andres Moreno Mora.

De la Carrera / Programa: Licenciatura en Ingeniería Civil.

autor (es) del (de la) *(Indique tipo de trabajo):*

titulado: Proyecto de Graduación.

Propuesta de Mejora del Sistema de Alcantarillado Pluvial de las Avenidas Tomás Guardia y Juan Santamaría del Cantón Central de Alajuela a Partir del Diagnóstico del Estado Actual .

Autorizo (autorizamos) a la Universidad Latina de Costa Rica, para que exponga mi trabajo como medio didáctico en el Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación (CRAI o Biblioteca), y con fines académicos permita a los usuarios su consulta y acceso mediante catálogos electrónicos, repositorios académicos nacionales o internacionales, página web institucional, así como medios electrónicos en general, internet, intranet, DVD, u otro formato conocido o por conocer; así como integrados en programas de cooperación bibliotecaria académicos dentro o fuera de la Red Laureate, que permitan mostrar al mundo la producción académica de la Universidad a través de la visibilidad de su contenido.

De acuerdo con lo dispuesto en la Ley No. 6683 sobre derechos de autor y derechos conexos de Costa Rica, permita copiar, reproducir o transferir información del documento, conforme su uso educativo y debiendo citar en todo momento la fuente de información; únicamente podrá ser consultado, esto permitirá ampliar los conocimientos a las personas que hagan uso, siempre y cuando resguarden la completa información que allí se muestra, debiendo citar los datos bibliográficos de la obra en caso de usar información textual o paráfrasis de esta.

La presente autorización se extiende el día *(Día, fecha)* martes, 05 del mes Septiembre del año 2017 a las 4:00 pm . Asimismo declaro bajo fe de juramento, conociendo las consecuencias penales que conlleva el delito de perjurio: que soy el autor(a) del presente trabajo final de graduación, que el contenido de dicho trabajo es obra original del (la) suscrito(a) y de la veracidad de los datos incluidos en el documento. Eximo a la Universidad Latina; así como al Tutor y Lector que han revisado el presente, por las manifestaciones y/o apreciaciones personales incluidas en el mismo, de cualquier responsabilidad por su autoría o cualquier situación de perjurio que se pudiera presentar.

Firma(s) de los autores *Según orden de mención al inicio de esta carta:*

Agradecimientos.

A mi profesor Lector: Marco Hernández Arguedas por toda la ayuda brindada durante el tiempo de la elaboración del proyecto, por motivarme a ir más allá de lo que había desarrollado, e incluir más temas que al final hicieron más detallado el proyecto.

A mi profesor Tutor: Leonardo Moya González, quien con sus aportes y correcciones me ayudo a cuestionarme el porqué de los resultados obtenidos.

Dedicatoria.

Quiero dedicar este Proyecto de Graduación a mis Padres: Luis Moreno Moreno y María Elena Mora Duran, los cuales siempre me apoyaron en la parte moral y económica para concluir con éxito la carrera que emprendí hace ocho años.

Resumen.

El presente proyecto de graduación se realiza con el fin de presentar una propuesta de prediseño para el cantón central de Alajuela. Se efectúa para las avenidas Tomás Guardia y Juan Santamaría, desde la calle 7 hasta la calle 12.

El objetivo es elaborar un análisis del sistema de alcantarillado actual, donde se examina el estado actual de los cordones de caño, los canales, las rampas de acceso y los tragantes, para así determinar las razones por las que en la temporada de lluvias ocurren inundaciones.

Con ayuda de la Municipalidad de Alajuela se ejecuta un levantamiento topográfico de la zona en estudio para observar la capacidad del sistema de alcantarillado actual y examinar las secciones transversales de los canales para evaluar si cumplen con la demanda de caudal.

Para la revisión, se considera un periodo de retorno de 25 años y una intensidad de lluvia de 140 mm/h. Al evaluar el sistema actual se obtienen secciones que no están cumpliendo con la demanda de caudal, por lo tanto, se procede a realizar la propuesta de diseño. Se propone un sistema con tuberías de concreto, se diseñan pozos de registro en cada intersección de calles y avenidas, diámetros y profundidad de pozos, profundidad de tragantes y de diámetros de tuberías.

Tabla de Contenidos

INTRODUCCIÓN	21
Antecedentes.....	21
Planteamiento del Problema de Investigación.....	22
Objetivo General.....	22
Objetivos Específicos	22
Justificación	23
Alcance.....	23
Impacto.....	24
CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO	25
1.1 Marco Conceptual	25
1.1.1 Pozos de registro	26
1.1.2 Tragantes	28
1.1.3 Cordón y Caño	30
1.1.4 Tuberías	30
1.1.5 Canales	31
1.1.6 Método racional.....	32
1.1.7 Coeficiente de escorrentía	33
Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.	34
1.1.8 Intensidad de la lluvia.....	34
Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.	35
1.1.8.1 Tiempo de Concentración	37
1.1.9 Fórmula de Manning	38

	13
1.1.9.1 Coeficiente de rugosidad de Manning.....	39
Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.	40
1.1.9.2 Radio hidráulico	40
1.1.9.3 Pendiente Media	40
1.1.9.4 Área Hidráulica.....	41
1.1.10 Tirante hidráulico.....	41
1.1.11 Fuerza tractiva.....	41
1.1.12 Flujo uniforme.....	42
1.1 Marco Situacional.....	43
1.2.1 Clima de Costa Rica y Alajuela	43
1.2.2 Población y Lluvias.....	43
1.2.3 La Cultura en relación con el sistema de alcantarillado	44
1.2.4 Mantenimiento de la Red Pluvial	45
CAPÍTULO 2. MARCO METODOLÓGICO	46
2.1 Naturaleza y carácter del proyecto	46
2.2 Instrumentos para obtener los datos de entrada	46
2.2.1 Levantamiento de campo manual	46
2.2.2 Levantamiento topográfico	47
2.3 Procesamiento de datos.....	48
2.3.1 AutoCAD versión 2014:.....	48
2.3.2. Hojas de cálculo:.....	48
2.4 Evaluación del sistema de alcantarillado actual	48
2.5 Propuesta de diseño.....	49
CAPÍTULO 3. DESARROLLO DEL PROYECTO	51

3.1 Descripción geográfica	51
3.2 Ubicación hidrográfica de la zona de estudio	52
1.3 Estado actual del sistema de alcantarillado pluvial	52
3.3.1 Flujo del agua según pendiente.	52
3.3.2 Configuración general del sistema	53
3.3.3 Evaluación de los componentes del sistema.....	54
3.4 Levantamiento Topográfico	60
3.6 Revisión de Capacidad del Sistema Actual	62
3.6.1 Definición de Áreas Tributarias	62
3.6.3 Definición de periodo de retorno	66
3.6.4 Definición de Intensidad de lluvia	67
3.6.5 Análisis de avenida 3	72
3.6.6 Análisis de avenida 5	81
3.6 Propuesta de diseño	88
3.8.1 Ubicación de Pozos.....	90
3.8.2 Diámetro de tuberías	95
3.8.3 Revisión de tirante hidráulico	100
3.8.4 Revisión de la velocidad de diseño	101
3.8.5 Diseño de profundidad de tubería	103
3.8.5 Revisión de líneas de energía	103
3.8.6 Diámetro de pozos	107
3.8.7 Cordón y Caño	109
3.8.8 Tragantes	111
CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES	114
CAPÍTULO 5 RECOMENDACIONES	116

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
CAPÍTULO 6. ANEXOS	119
Anexo 1. Memoria de cálculo	119
6.1.1 Coeficientes de escorrentía para subcuencas 4, 6, 12, 14, 15 y 52.....	119
6.1.2 Coeficiente de escorrentía para subcuenca 1.	119
6.1.3 Coeficiente de escorrentía de la ruta más larga de estudio ...	119
Anexo 2. Tabla de propiedades geométricas de los tubos	122

Índice de Figuras.

Figura 1. Estructura tipo de pozo de registro	27
Figura 2. Posición de tragantes en puntos bajos	29
Figura 3. Detalle típico de tragante.....	29
Figura 4. Gráfico de Intensidad – Duración – Frecuencia para San José, Heredia y Alajuela.....	35
Figura 5. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia de la estación del Coco en Alajuela, elaborada en el año 1992.....	36
Figura 6. Zona de estudio.....	51
Figura 7. Flujo del agua de la zona de estudio.....	52
Figura 8. Cordón de Caño dañado.....	54
Figura 9. Alcantarilla con Basura.....	55
Figura 10. Canal con vegetación, evidencia el poco mantenimiento.....	56
Figura 11. Rampa de acceso que interfiere con el flujo de agua.....	57
Figura 12. Reducción de área transversal del canal.....	58
Figura 13. Reducción de área transversal del canal.....	58
Figura 14. Rampa para vehículos que obstruye el paso de caudal.....	59
Figura 15. Levantamiento topográfico en planta.....	60
Figura 16. Levantamiento topográfico: planta de calle 10 a calle 12	61
Figura 17. Levantamiento topográfico: planta de intersección de avenida 3 y calle 8, con su respectiva altura de referencia local.....	61
Figura 18. División del área de estudio de subcuencas y nodos	62
Ilustración 19. Determinación de coeficiente de escorrentía para zona de plazas de fútbol	65
Ilustración 20. Coeficiente de escorrentía para zona del parque y el cementerio	65
Figura 21. Definición de Ruta más Larga de la zona de estudio.....	67
Figura 22. Gráfico Intensidad – Duración – Frecuencia para la estación del Coco.....	71

Figura 23. Configuración del sistema de alcantarillado actual para la avenida 3.....	72
Figura 24. Distribución de caudales hacia cada cordón de caño.....	74
Figura 25. Unión entre el cordón de caño y el canal.....	75
Figura 26. Sección transversal de cada canal en longitud 0+62,72.....	76
Figura 27. Sección transversal de cada canal en longitud 3+52,64.....	77
Figura 28. Sección Transversal de cada canal en longitud 7+22,19.....	77
Figura 29 Capacidad. acidad Hidráulica de los canales de la avenida 3.	80
Figura 30. Zona de estudio de la avenida 5.....	81
Figura 31 . Distribución hacia cada cordón de caño	82
Figura 32. Distribución de cada caño en su respectivo canal	83
Ilustración 33. Sección transversal en cada canal en longitud 1+51,53..	84
Figura 34. Sección transversal en cada canal en longitud 5+35,15.....	84
Figura 35. Sección transversal en cada canal en longitud 9+13,89.....	85
Figura 36. Capacidad Hidráulica de los canales de la avenida 5.....	87
Figura 37. Propuesta de diseño.....	88
Figura 38. Recorrido de caudal luego de llegar a calle 12.....	89
Figura 39. Esquema del perfil que ejemplifica la propuesta.....	89
Figura 40. Distribución de pozos	91
Figura 41. Propuesta de ubicación de pozo.....	91
Figura 42. Pozo en avenida 3 y calle 8.....	92
Figura 43. Ingreso de caudales en el pozo de registro	93
Figura 44. Perfil de tubería de concreto.....	96
Figura 45. Detalle de la ubicación de tuberías.....	103
Figura 46. Pozo tipo.....	104
Figura 47. Referencia de ingreso de tubos al pozo	107
Figura 48. Sección de cordón de caño	110
Figura 49. Sección de cordón de caño	110
Figura 50. Ubicación de tragantes	111
Figura 51. Secciones tipo de Tragantes del AyA.	112

Índice de Tablas

Tabla 1. Diámetros de pozos pluviales	26
Tabla 2. Conexiones en pozos	27
Tabla 3. Especificación para tuberías según material	31
Tabla 4. Coeficientes de escorrentía	34
Tabla 5. Coeficiente de rugosidad de Manning.....	40
Tabla 6. Áreas de subcuencas	63
Tabla 7. Coeficientes de escorrentía para cada una de las subcuencas .	66
Tabla 8. Coeficientes de escorrentía para ruta más larga de estudio.....	68
Tabla 9. Caudales para las subcuencas de la avenida 3.....	73
Tabla 10. Distribución de caudal en cada canal de la avenida 3	75
Tabla 11. Características geométricas de las secciones transversales en cada cota de los canales de la avenida 3.....	78
Tabla 12. Valores de factores de sección para cada canal de la avenida 3 en cada cota.....	78
Tabla 13. Factor de sección necesario para transportar el caudal que pasa por cada canal en la cota respectiva.	79
Tabla 14. Caudales para cada subcuenca de la avenida 5.	81
Tabla 15. Caudal en cada uno de los canales de la avenida 5.....	83
Tabla 16. Datos geométricos de cada canal en cada cota de la avenida 5	85
Tabla 17. Factor de sección para cada canal en cada de la avenida 5 ...	86
Tabla 18. Factor de sección necesario para transportar el caudal que pasa por cada tramo.	87
Tabla 19. Caudales de salida en cada uno de los pozos propuestos para la avenida 3.....	94
Tabla 20. Caudales de salida en cada uno de los pozos propuestos para la avenida 5.....	94
Tabla 21. Diámetros nominales de tuberías ASTM 76	95

Tabla 22. Diámetros de tuberías de salida para cada pozo de registro de la avenida 3.....	98
Tabla 23. Diámetros de tuberías de salida para cada pozo de registro de la avenida 5.....	99
Tabla 24. Tirante hidráulico y velocidad de diseño para las tuberías de la avenida 3.....	101
Tabla 25. Tirante hidráulico y velocidad de diseño para las tuberías de la avenida 5.....	102
Tabla 26. Velocidad de diseño y líneas de energía para la tubería de avenida 3.....	105
Tabla 27. Velocidad de diseño y líneas de energía para la tubería de avenida 5.....	106
Tabla 28. Diámetros de pozos según ingreso de tuberías.....	107
Tabla 29. Diámetros de pozos para la avenida 3.....	108
Tabla 30. Diámetros de Pozos para la avenida 5	109
Tabla 31. Coeficiente de escorrentía de ruta más larga.	119

Índice de Ecuaciones

(Ecuación 1)	32
(Ecuación 2)	33
(Ecuación 3)	33
(Ecuación 4)	35
(Ecuación 5)	36
(Ecuación 6)	37
(Ecuación 7)	38
(Ecuación 8)	39
(Ecuación 9)	40
(Ecuación 10)	41
(Ecuación 11)	41
(Ecuación 12)	42

INTRODUCCIÓN

Antecedentes

La Municipalidad de Alajuela es la entidad a cargo de velar por el funcionamiento correcto del sistema de alcantarillado pluvial del cantón de Alajuela. Aun así, dicha institución no cuenta con toda la información necesaria para poder realizar con éxito esta tarea.

Actualmente, la Municipalidad de Alajuela, no cuenta con información del sistema de alcantarillado pluvial; no dispone de planos para saber la ubicación de las tuberías, la dimensión de canales, los tragantes ni los pozos de registro; tampoco maneja la información de demandas de caudal para realizar estudios que mejoren del sistema.

En las avenidas Juan Santamaría (avenida 3) y Tomás Guardia (avenida 7), empezando desde la calle 7 hasta la calle 12, en temporada de estación lluviosa, el sistema de alcantarillado pluvial no da abasto, el agua de lluvia se conduce sin control por las calles y las grandes cantidades de agua provocan inundaciones y molestias en los comercios de la zona.

El Instituto Meteorológico Nacional (IMN, por sus siglas en español) indica, en un estudio, que conforme avanza el efecto del cambio climático, debido al calentamiento global, la temperatura media ha aumentado 0,5 grados, lo que provoca que la intensidad de las precipitaciones aumente; debido a esto, los sistemas de alcantarillado pluvial deben diseñarse o rediseñarse para tales efectos de las precipitaciones. Es aquí donde nace la necesidad del analizar el sistema actual y buscar una solución pronta para este.

Planteamiento del Problema de Investigación

Este proyecto constará de una revisión del sistema de alcantarillado pluvial actual, donde se determinará si el problema se está dando porque los diámetros actuales de la tubería o secciones transversales de los canales no satisfacen la demanda de caudal o si el deterioro y lo obsoleto del sistema de alcantarillado es tal que no permite el flujo de agua como debería ser.

Objetivo General

Proponer mejoras al sistema de alcantarillado pluvial del sector oeste del centro de Alajuela a partir de su diagnóstico.

Objetivos Específicos

1. Identificar el estado actual del sistema de alcantarillado pluvial.
2. Definir el caudal de diseño a partir de la información histórica de precipitación y métodos matemáticos, como el método racional y la ecuación de Manning.
3. Chequear mediante métodos matemáticos las condiciones de operación de la red de alcantarillado actual y brindar conclusiones al respecto.
4. Proponer una mejora para el sistema de alcantarillado actual.

Justificación

Este proyecto va a traer una propuesta de mejora para la Municipalidad de Alajuela, para eliminar las inundaciones que se dan en la actualidad; además de prevenirlas a futuro, ya que se prevé aumento en la intensidad de lluvias conforme avanzan los años.

Asimismo, dotará de datos de precipitación, de intensidades, de caudales y de los estados de los elementos que conforman el sistema de alcantarillado actual, para el uso de la Municipalidad (estos datos no se tienen en la actualidad).

Este proyecto puede ser utilizado como documento de consulta para que otro profesional lo revise y utilice los datos como referencia a la hora de darle continuidad al proyecto.

Alcance

Esta investigación solo comprende la evaluación del sistema de alcantarillado pluvial de la avenida 5 (Juan Santamaría) y la avenida 3 (Tomás Guardia) del cantón central de Alajuela, iniciando en la calle 7 y terminado en la calle 12, tomando en cuenta, solamente: el estado físico de tragantes, el cordón y caño, los canales y las tuberías de paso entre calzadas.

El proyecto se hace con base en lo establecido en la «Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» y en la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y sistema pluvial de acueductos y alcantarillados*, del 2007 y 2016, respectivamente.

Además, se elabora mediante una compilación de datos de información hidrológica, topográfica y la utilización de herramientas computacionales y métodos analíticos.

La propuesta de mejora solo contempla el diseño hidráulico (diámetros de tuberías, pendientes, velocidades de diseño, diámetros y profundidades de pozos) y se hará con los reglamentos anteriormente mencionados.

Tanto el análisis del sistema actual, como la propuesta de diseño, toma en cuenta solo los caudales que se generen y afecten directamente a las avenidas en estudio. No contempla diseño estructural de elementos.

Impacto

Este proyecto será el inicio de una solución del problema que, con el pasar del tiempo y el crecimiento descontrolado de la ciudad de Alajuela, se ha venido incrementando; lo que evitará problemas en la infraestructura vial, congestionamientos, no circulación de los peatones por las aceras, afectaciones a los comercios y vecinos de la zona por las inundaciones ocasionadas en los momentos de precipitaciones.

CAPÍTULO 1. MARCO TEÓRICO

1.1 Marco Conceptual

Cuando se quiere desarrollar o evaluar un sistema de alcantarillado pluvial, se debe tomar en cuenta varios aspectos como la información de la población de estudio, la topografía de la zona y las características hidrológicas y meteorológicas, ya que estos influyen de manera directa el diseño pluvial.

Dentro de la información de la población, se debe tomar en cuenta el desarrollo comercial o habitacional del área de estudio, debido a que, a mayor área construida, menor área de filtración de las aguas en el suelo, esto implica que toda el agua de lluvia que vierte por las calles debe ser canalizada por un sistema para alcanzar una mejor evacuación.

Un mal diseño de un sistema de alcantarillado pluvial o un diseño obsoleto provocará inundaciones en las calzadas y aceras, destrucción del pavimento en las calzadas, grandes pérdidas económicas debido a las inundaciones en los comercios, incremento de enfermedades por estancamiento de aguas, mayor índice de criaderos, entre otros.

Un sistema de alcantarillado pluvial se define como: «Conjunto de líneas de tuberías o conductos (abiertos o cerrados) y obras accesorias que conducen las aguas provenientes de las precipitaciones (aguas de lluvia) hacia lugares naturales de disposición». (Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2016: p. 5).

Es necesario señalar los componentes básicos de un sistema de alcantarillado pluvial, los cuales se detallan a continuación:

1.1.1 Pozos de registro

Los pozos de registro son accesos verticales que permiten ingresar a las alcantarillas o tuberías desde el exterior para advertir el funcionamiento y estado físico de estas y proporcionarles mantenimiento. El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) establece que se deben construir pozos circulares de concreto en todo inicio e intersección de tuberías, cambios de dirección (sean verticales u horizontales), cambios de pendiente, cambios de diámetro, cambios de material y tramos rectos; de manera que la distancia entre dos pozos de registro que sean consecutivos en las vías públicas no exceda los 120 m.

Se establece en la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y sistema pluvial de acueductos y alcantarillados* (AyA, 2016) que el diámetro de estos pozos de registro debe ser en función de la profundidad de la tubería y del número de conexiones de cada uno. En la Tabla 1 se pueden observar las especificaciones según sus características:

Tabla 1. Diámetros de pozos pluviales

Diámetro interno del pozo (m)	Profundidad del pozo (m)	Espesor de pared del pozo (m)	Resistencia del concreto (kg/cm²)
1,2	hasta 5,0	0,12	210
1,6	más de 5,0 hasta 8,0	0,12	280
1,6	más de 8,0 hasta 10,0	0,2	280
2	más de 10,0 hasta 15,0	0,2	280
A criterio del diseñador	Más de 15,0		

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Asimismo, según el diámetro de la tubería del pozo, se establece una cantidad máxima de interconexiones. Véase la Tabla 2:

Tabla 2. Conexiones en pozos

Diámetro interno del pozo (m)	Cantidad de tubos interconectados al pozo	Rangos de diámetros de las tuberías (mm)
1,2	5	De 400 hasta 800 (inclusive)
1,6	5	más de 800 hasta 1200 (inclusive)
2	5	más de 1200 hasta 1800 (inclusive)

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

A continuación, se adjunta la imagen de una estructura interna a detalle de un pozo de registro. Véase Figura 1:

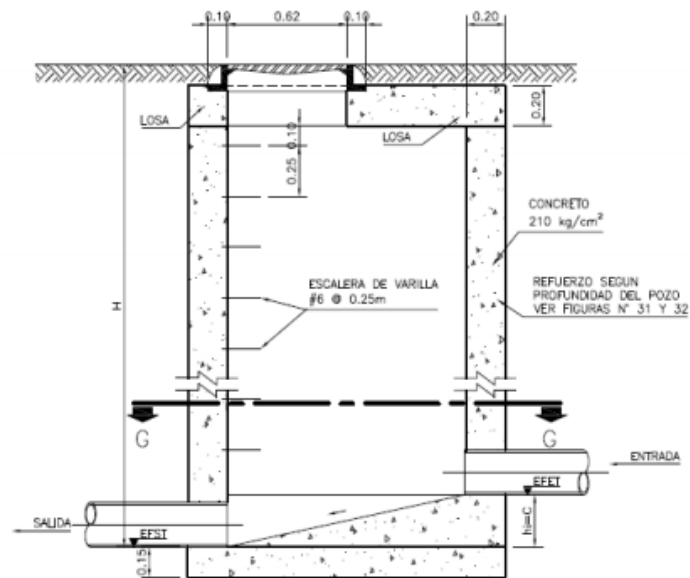


Figura 1. Estructura tipo de pozo de registro

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Como se nota en la figura 1, hay una diferencia de altura entre la tubería de entrada y la tubería de salida, y esta tiene relación con la energía que se genera debido al movimiento del fluido dentro de la tubería.

Esta energía se expresa matemáticamente de la siguiente manera:

$$\left(\frac{p}{\gamma}\right) + z + \frac{v^2}{2 * 9,8} \quad \text{(Ecuación 1)}$$

Esta ecuación se conforma de los siguientes valores:

$\left(\frac{p}{\gamma}\right)$ = Altura de la columna del fluido que viaja por la tubería.

Z = Energía potencial del fluido.

$\frac{v^2}{2 * 9,8}$ = Carga por velocidad.

Esto da como resultado la carga total del fluido.

Para el caso de los diseños hidráulicos, se debe tomar en cuenta la energía con la que llega el flujo a cada pozo. La línea de energía debe tender a bajar, si existiera un caso donde la energía no baja, sino que, en un tramo de dos pozos consecutivos, sube, la altura (diferencia entre tubería de entrada y de salida) debe disipar dicha energía.

1.1.2 Tragantes

Los tragantes son accesos que se encargan de tomar el agua que se encuentra en escorrentía superficial y viaja por el cordón de caño para transportarla a la tubería interna. Según especificaciones del AyA, la longitud total de caño entre tragantes no debe ser mayor a 120 m; además, en esquinas con punto bajo se deben colocar dos tragantes para evitar inundaciones, como se ilustra en la Figura 2.

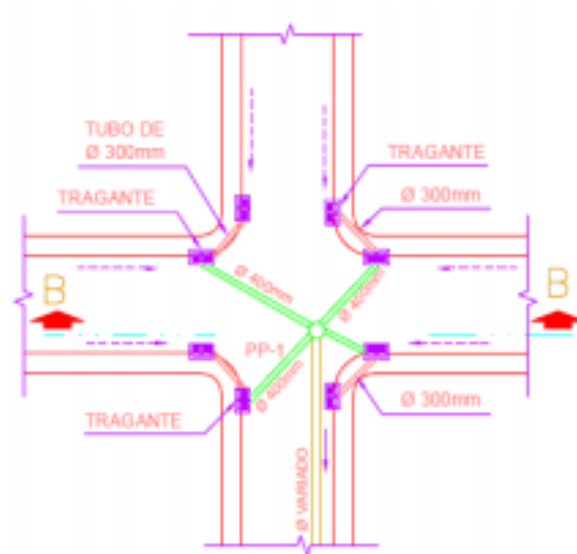


Figura 2. Posición de traganterías en puntos bajos

Fuente: Elaboración propia.

Se establece también que la profundidad mínima debe ser de 0,90 m del fondo del tragantería a la rasante. En la Figura 3, se muestra el tragantería prototipo, el cual tiene la siguiente configuración:

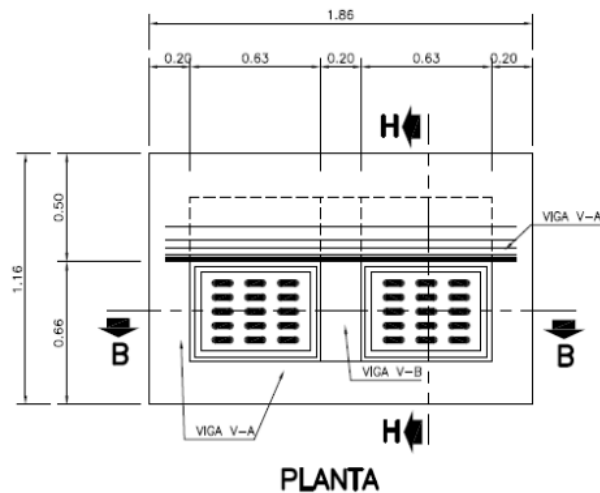


Figura 3. Detalle típico de tragantería.

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Los tragantes cuentan con una cámara o caja de almacenamiento, la cual debe de acabarse muy bien con repellos para evitar las filtraciones de agua. Estos se conectan entre ellos por medio de tuberías o por unión a pozos o por cámaras de registro.

1.1.3 Cordón y Caño

El cordón y el caño son elementos que toman el agua de las calzadas, producto del bombeo de estas, y las canalizan para llevarlas a los tragantes y, luego, a las tuberías internas. Deben, a su vez, recibir de forma directa las descargas pluviales que viene de casas u otras edificaciones semejantes. Según se establece en la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (AyA, 2016), de saneamiento y sistema pluvial, ambos cordones de caño deben recibir las aguas bombeadas de las calzadas; solo cuando la topografía no lo permita, un solo cordón recibirá las aguas como producto de que el bombeo se efectúe en una sola dirección.

1.1.4 Tuberías

Son conductos circulares encargados de transportar el caudal del agua. Deben ser de una sección circular de concreto, plástico, polietileno o hierro dúctil en los pasos descubiertos. Por reglamentación, deben ser colocadas por debajo de la tubería de agua potable y del sistema de alcantarillado sanitario, con una distancia mínima libre de 0,20 m por debajo del sanitario; además de ubicarse en los costados sur y este de las avenidas y calles, respectivamente.

En la Tabla 2, se puede ver donde se detalla el material permisible, las normas que deben cumplir, los diámetros nominales y los tipos de uniones, según lo establecido por el Instituto de Acueductos y Alcantarillados.

Tabla 3. Especificación para tuberías según material

Material	Tipo de tubería	Norma de Correspondencia	Designación (Cédula, SDR, rigidez, clase)	Norma de Referencia INTECO	Rango de diámetros Nominales (mm)	Tipo de unión
PVC	Tuberías de pared sólida	ASTMD 3034	SDR41, SDR35	INTE 16-01-02	100 a 375	Junta con empaque de hule
	Tuberías de doble pared corrugada externamente	ASTMF 949	PS46	RTCR 304: 1997	100 a 600	Junta con empaque de hule
	Tuberías de pared	ASTMF 2307	PS10	RTCR 304: 1997	450 a 1.500	Junta con empaque de hule
	perfilada	DIN 16961	Series 1, 2, 3 y 4	RTCR 232: 1994	100 a 1500	Junta cementada
PEAD	Tuberías de doble pared corrugada	AASHTO M 292 & M 294	Variable según diámetro	INTE 16-05-04	100 a 1.500	Junta con empaque de hule
Concreto	Sin refuerzo	ASTMC-14	Clase 1		100 a 900	Junta con empaque de hule
	Con refuerzo	ASTM C-76	Clases I, II, III, IV y V		300 a 3050	

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

1.1.5 Canales

Según La «Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» (AyA, 2007), se puede diseñar con canales abiertos en aquellos casos en los cuales el alcantarillado pluvial con tubería no pueda descargar en un cuerpo receptor con el mínimo de gradiente. Es decir, se diseña con canales cuando se tengan pendientes muy bajas que no permitan la correcta circulación del flujo de agua y generen que los sedimentos se acumulen y deban ser extraídos, esto se efectúa con mayor facilidad mediante un canal externo.

Estos canales deben tener una sección transversal de manera trapezoidal con revestimientos en sus paredes; además se establece, en la misma normativa, debe contar con una altura de lámina de agua máxima de 20 cm con una velocidad mayor a 6 m/s; en caso de que el canal lleve algún tipo de protección en la parte superior para evitar caídas o accidentes, la altura de lámina de agua no debe exceder los 60 cm y la velocidad máxima debe ser menor a 1.5 m/s.

1.1.6 Método racional

Para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial existen varios métodos para estimar el valor de escorrentía que se genera en una zona. Una de las metodologías más prácticas de utilizar se denomina «método racional». Este fue mencionado por primera vez por Emil Kuichling en 1880, cuando estaba determinando el escurrimiento pico para una alcantarilla de Nueva York. Su uso se recomienda para áreas menores a 1300 hectáreas (13 km²).

Este procedimiento efectúa una relación entre la lluvia media y la escorrentía que se genera. El supuesto que lleva a Kuichling a establecer el método fue el siguiente: la descarga máxima hecha en una cuenca de poca extensión, se dará cuando la totalidad de la superficie esté drenando, o sea, cuando el escurrimiento en la parte media y baja de la cuenca se acumule simultáneamente en la salida, dando con esto la máxima cantidad de volumen de agua.

Se expresó entonces para la estimación de un caudal máximo la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C \times i \times A}{360} \quad \text{(Ecuación 2)}$$

Donde:

C = Caudal máximo (m³/s).

I = Intensidad máxima de la lluvia (mm/h).

A = Área tributaria de la cuenca (hectáreas).

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

Se estudia a continuación cada uno de los componentes de la ecuación 1.

1.1.7 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía es la porción de precipitación que se convierte en caudal. Esta toma en cuenta varios factores como las pendientes; el tipo de suelo, sea un suelo tipo arenoso con una infiltración alta, un suelo de características limosas permitiendo una filtración media, o un suelo arcilloso de baja permeabilidad; y el uso de suelo que se dé en la zona de estudio.

Una manera rápida de calcular el coeficiente de escorrentía es a través de la siguiente ecuación:

$$C = \frac{V \text{ escorrentia superficial}}{V \text{ de precipitación}} \quad (\text{Ecuación 3})$$

Cuando la superficie de estudio se compone de varios tipos de suelo o existen usos de suelo distintos, el valor C de escorrentía se debe calcular como una media ponderada de la siguiente manera:

$$C = \frac{C1xA1 + C2xA2 + \dots + Cn \times An}{A1 + A2 + \dots + An} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Existe una manera más práctica de obtener el valor de escorrentía y es mediante tablas tabuladas que distintas organizaciones han hecho con base en estudios; como, por ejemplo, en la Tabla 3, según el AyA, se clasifican las zonas en comerciales, residencias, industriales, suelo como pastos, entre otras y para cada una de las estas condiciones se señala un respectivo coeficiente de escorrentía.

Tabla 4. Coeficientes de escorrentía

TIPO DE ÁREA O DESARROLLO	C
TIPO DE AREA	
Techos de edificios	0,80 - 0,95
Pavimentos de asfalto o concreto	0,70 - 0,95
Pavimentos de ladrillo	0,70 - 0,80
Suelos cubiertos de pasto:	
Pendientes de 2% o menos	0,05 - 0,10
Pendientes de 2 a 8%	0,10 - 0,16
Pendientes de 8% o más	0,16 - 0,20
Suelos arcillosos cubiertos de pasto	
Pendientes de 2% o menor	0,10 - 0,16
Pendientes de 2 a 8%	0,17 - 0,25
Pendientes de 8% o más	0,26 - 0,36
TIPO DE DESARROLLO	
Comercios urbanos	0,70 - 0,95
Oficinas comerciales	0,50 - 0,70
Casas unifamiliares	0,30 - 0,50
Condominios	0,40 - 0,60
Apartamentos	0,60 - 0,80
Residencias suburbanas (parcelas agrícolas)	0,25 - 0,40
Parques y cementerios	0,10 - 0,30

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

1.1.8 Intensidad de la lluvia.

Este valor depende de dos variables: el tiempo de concentración y el periodo de retorno.

La Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y sistema pluvial de acueductos y alcantarillados (AyA, 2016) establece la ecuación del Doctor Wilhelm-Gunter Varson para estimar esta intensidad de lluvia, la cual se expresa en la ecuación 5.

$$I = 209.844 - (38.73 \times \ln(\text{dur})) + (42.614 - (24.604 \times \ln(\ln(\text{dur})))) \times \ln(\text{tn})$$

(Ecuación 5)

Donde:

I = Intensidad de la lluvia (mm/h).

Dur = Tiempo de concentración (min).

Tn = Periodo de retorno (años).

Ln = Logaritmo natural.

Según la «Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» (2017), se debe usar la siguiente gráfica para las provincias de San José, Heredia y Alajuela:

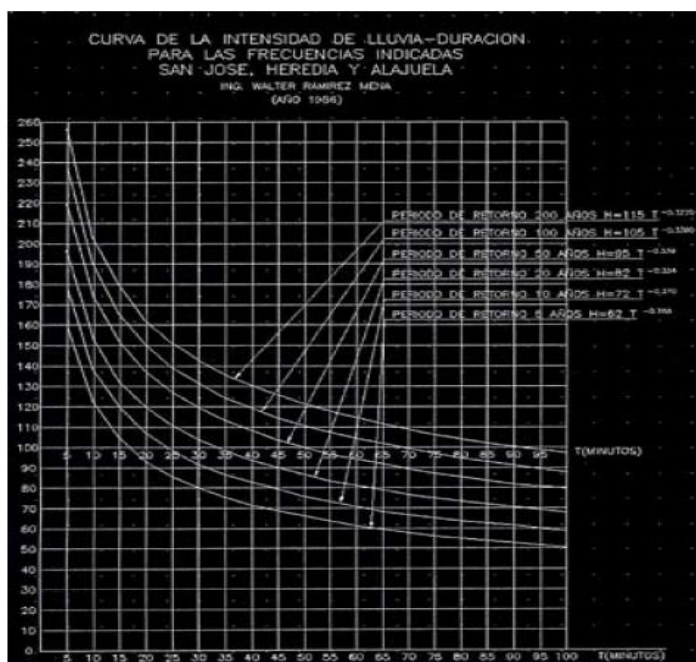


Figura 4. Gráfico de Intensidad – Duración – Frecuencia para San José, Heredia y Alajuela.

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Se utiliza la siguiente fórmula matemática para estimar la intensidad, según datos de mm de un pluviómetro:

$$i = \frac{p}{td} \quad \text{(Ecuación 6)}$$

Donde:

I = Intensidad de la lluvia (mm/h).

P = Profundidad de la lluvia (mm).

Td = Duración de la lluvia (min).

Además, en el año 1992, el doctor Winhelm Gunther Vahrson, junto con otros científicos, realiza un análisis de las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia de las diferentes zonas climáticas del país utilizando sus respectivas estaciones pluviográficas. De este estudio, el Doctor Vahrson obtiene la siguiente Grafica de la estación del Coco, ubicada en el Aeropuerto Juan Santamaría:

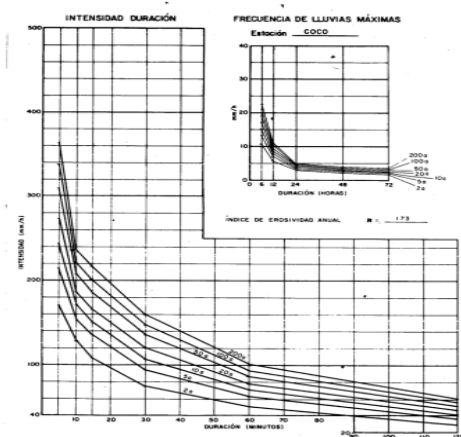


Figura 5. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia de la estación del Coco en Alajuela, elaborada en el año 1992.

Fuente: Análisis Probabilístico de Lluvias Intensas en Costa Rica 1992, Doctor Wilhelm Vahrson.

Se analizan a continuación los dos factores de los que depende la intensidad de la lluvia.

1.1.8.1 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración se refiere a cuánto tarda una gota de agua en recorrer la cuenca en estudio y consta de dos valores: el tiempo de entrada requerido para que el escurrimiento llegue al primer tragante y el tiempo de recorrido, el cual hace referencia al recorrido dentro de la tubería entre dos pozos que estén consecutivos.

El AyA menciona lo siguiente en relación con el tiempo de concentración de la lluvia:

El tiempo de concentración de la lluvia que debe considerarse para la determinación de la intensidad y el caudal de un alcantarillado pluvial debe ser como mínimo de 10 minutos, al inicio de cada ramal que tenga un pozo donde se realice un aporte de escorrentía (Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2016, pág. 11).

El tiempo de concentración es la variable más representativa dentro del método racional, por ello se debe seleccionar muy bien cuáles son las ecuaciones que se utilizan.

Para el tiempo de entrada se establece la ecuación 7, la cual es tomada de la Federal Aviation Administration. Esta ecuación ha sido utilizada en flujos superficiales de cuencas urbanas.

$$T_e = \frac{0.707 \times (1.1 - c) \times L \left(\frac{1}{2}\right)}{s^{1/3}} \quad \text{(Ecuación 7)}$$

Donde:

T_e = tiempo de entrada (minutos).

L = longitud máxima de flujo de escorrentía (metros).

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).

S = Pendiente promedio (m/m).

Para el tiempo de recorrido, se utiliza la siguiente expresión:

$$Tt = \frac{L}{60V} \quad \text{(Ecuación 8)}$$

Donde:

Tt = tiempo de recorrido (minutos).

L = Longitud libre (metros).

V = velocidad media de flujo (m/s).

Esta velocidad media, se estimará utilizando la velocidad a tubo lleno.

1.1.8.2 Periodo de retorno

El otro factor que se necesita para el cálculo de la intensidad de la lluvia es el periodo de retorno, este es el tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años.

Dependerá de la importancia de la obra y la vida útil que tenga. La frecuencia de intensas tormentas que se dan en la zona produce consecuencias económicas para la zona y para el costo inicial y anual a lo largo de la vida de la obra que se pretenda realizar.

1.1.9 Fórmula de Manning

Para obtener la dimensión de las tuberías con base en un caudal de diseño se emplea la fórmula del Ingeniero Robert Manning. Esta ecuación se ha convertido en las más utilizadas para flujo uniforme en canales abiertos.

Esta ecuación toma en cuenta varios factores, como la pendiente del canal, el radio hidráulico y el coeficiente de rugosidad del tubo.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \times S^{1/2}$$

(Ecuación 9)

Donde:

Q = Caudal máximo (m³/s).

A = Área hidráulica (m²).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional).

R = Radio hidráulico (m)

P = pendiente en m/m.

Seguidamente, se analizan cada uno de los componentes de la ecuación de Manning:

1.1.9.1 Coeficiente de rugosidad de Manning

Se puede definir como: «La resistencia al flujo en un canal determinado» (Ven te Chow, 1994, p. 99).

Acueductos y Alcantarillados establece la siguiente tabla para el diseño el coeficiente de rugosidad.

Tabla 5. Coeficiente de rugosidad de Manning.

Coeficiente de rugosidad n de Manning .

Material	n
Canales revestidos	
Hormigón en masa sin acabado	0.013 - 0.017
Hormigón en masa alisado	0.011 - 0.015
Hormigón proyectado con superficie plana	0.016 - 0.019
Hormigón proyectado con superficie ondulada	0.018 - 0.022
Fondo de hormigón alisado y laterales de:	
a) piedra tallada con mortero	0.015 - 0.017
b) piedra irregular con mortero	0.017 - 0.020
c) cantos rodados con cemento	0.020 - 0.025
d) rip-rap	0.020 - 0.030
Ladrillo	0.014 - 0.017
Amianto cemento	0.012 - 0.015
Asfalto liso	0.013
Asfalto rugoso	0.016
Plástico, vidrio	0.010
Madera	0.011 - 0.014

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

1.1.9.2 Radio hidráulico

El radio hidráulico es la relación que se da entre el área mojada y el perímetro mojado dentro de la tubería o canal. Para esto se presenta la siguiente ecuación:

$$R = \frac{S}{P} \quad \text{(Ecuación 10)}$$

Donde:

R = Radio hidráulico (m).

S = Superficie de la sección mojada (m²).

P = perímetro mojado dado (m).

1.1.9.3 Pendiente Media

Es el declive del terreno o su inclinación con respecto a su horizontal.

1.1.9.4 Área Hidráulica

Se puede definir como la sección transversal que ocupa el agua en una dirección perpendicular al flujo.

1.1.10 Tirante hidráulico

Para tuberías de alcantarillado pluvial el AyA, dentro de su reglamento, establece que el tirante hidráulico máximo debe ser de 0,85 veces el diámetro de la tubería y para canales debe ser de 20 cm. Se emplea la siguiente ecuación:

$$\frac{Y}{D} \leq 0.85 \quad \text{(Ecuación 11)}$$

Dónde:

D = diámetro interno del tubo (m).

Y = Profundidad hidráulica (m).

1.1.11 Fuerza tractiva

La fuerza tractiva es la fuerza presente en el fondo del tubo cuando este va al tubo lleno y se calcula de la siguiente manera:

$$Ft = \frac{P * D * S}{4} \quad \text{(Ecuación 12)}$$

Dónde:

P = Peso específico del agua 1000 kg/m³.

D = Diámetro del tubo (m).

S = Porcentaje de pendiente.

1.1.12 Flujo uniforme

Se establece que un flujo es uniforme cuando la profundidad es la misma en cada sección del canal, teniendo en cuenta que el término «canal abierto» se puede utilizar también para tuberías que no se diseñan a presión, pues estas siempre van a tener una superficie libre.

Una relación importante a considerar es la que se da entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. Esta relación la podemos obtener mediante el número de Froude, el cual se detalla en la siguiente ecuación:

(Ecuación 13)

$$F = \frac{V}{(g * L)^{0.5}}$$

Donde:

V = Velocidad media del flujo (m/s).

G = Aceleración de la gravedad (m/s²).

L = Longitud (m).

F = Numero de Froude (Adimensional).

Del resultado de esta ecuación se dan una caracterización del flujo en reacción a la gravedad y la inercia, de esta manera se establece:

- Flujo crítico cuando F es igual a 1.
- Flujo subcrítico cuando F es menor a 1.
- Flujo supercrítico cuando F es mayor a 1.

1.1 Marco Situacional

1.2.1 Clima de Costa Rica y Alajuela

La rama de la ingeniería que estudia el comportamiento del agua, la circulación de esta a nivel del suelo y de la atmósfera es la hidrología. Dentro de los temas que analiza está el ciclo hidrológico del agua, donde uno de sus componentes es la precipitación.

La precipitación es el agua que cae de la atmósfera en forma de lluvia, granizo o nieve, que para el caso de Costa Rica la más predominante es la lluvia. En los últimos años, debido al fenómeno del calentamiento global, en su repercusión con el aumento de la temperatura media, las estaciones climatológicas han sido muy extremas; por un lado, el periodo de verano presenta condiciones muy secas con temperaturas muy altas, por otro, el periodo de invierno manifiesta lluvias con mucha intensidad en tiempos cortos.

El clima de Costa Rica se caracteriza por tener dos estaciones muy marcadas, las cuales son las siguientes: estación seca, que comprende los meses de diciembre hasta abril, y la estación lluviosa, que abarca los meses de mayo a noviembre. Esta estación lluviosa genera grandes cantidades de agua que necesitan ser evacuadas de casas, parques, zonas verdes y calles para evitar inundaciones.

Para el caso de la provincia de Alajuela, se presenta una temperatura moderada debido a la altitud que tiene de 960 msnm. Se caracteriza por tener un clima tropical de montaña donde su temperatura máxima alcanza los 32 °C y una mínima de 11 °C, además esta zona tiene mucha influencia de la costa pacífica, esto provoca que sea mucho más seca que la zona de San José.

1.2.2 Población y Lluvias

Uno de los cambios que más tiene impacto en la hidrología de una zona es el crecimiento de la población; esto trae implicaciones directas en la cantidad de caudal que se genera y que hay que evacuar producto de las lluvias.

El cantón de Alajuela pasó por un proceso de crecimiento poblacional. Hace 50 años, toda la zona central estaba conformada de cafetales, había casas de habitación muy distanciadas una de la otra. Estas grandes cantidades de terreno provocaban que toda el agua de lluvia se condujera vía subterránea por filtración, por lo tanto, el sistema de alcantarillado que se necesitaba en esa época requería de muy poca capacidad de caudal.

Con el paso de los años y el crecimiento de la población y del comercio en la zona central de Alajuela, se fueron haciendo reparaciones y modificaciones en el sistema de alcantarillado pluvial, las que en su momento fueron de ayuda; pero este sistema actual y, principalmente, en las avenidas Tomás Guardia y Juan Santamaría, no se interviene hace más de 20 años.

El centro de Alajuela habitado por comercios y casas de habitación provoca que esa cantidad de agua que antes se filtraba, ahora, tenga que ser evacuada a través de cordones de caño y tuberías. Es así como podemos ver una deficiencia en el sistema de alcantarillado actual, que continúa siendo el mismo de hace más de 60 años.

1.2.3 La Cultura en relación con el sistema de alcantarillado

Uno de los males que tiene la sociedad, no solo en Alajuela sino a nivel de todo el país, es la tendencia a depositar la basura en las calles, sin medir las consecuencias. Por más publicidad que se haga en medios de comunicación y la conciencia que se quiera crear en las personas, este es un mal que continúa dando problemas en los periodos de invierno.

En temporadas de lluvias, se puede apreciar muchas alcantarillas y tuberías tapadas producto de la cantidad de basura que tienen en su interior; y la provincia de Alajuela no se escapa de esta tendencia. Muchos de los tramos de los canales que transportan el agua de lluvia contienen botellas plásticas o envolturas de alimentos, lo que genera taponés en las rampas para vehículos y hace que el agua que se conduce por el cordón de caño salga a la calzada.

1.2.4 Mantenimiento de la Red Pluvial

Otro punto importante para mencionar es que todo sistema de alcantarillado debe tener un plan de mantenimiento, este plan se debe elaborar con el fin de preservar el buen funcionamiento del sistema y de evitar molestias en los ciudadanos.

Estas revisiones se deben realizar cuando se está en época de verano, para que no haya mucho caudal conduciéndose por las tuberías, de forma que se puedan apreciar eficientemente. Además, al conducir poco caudal, hay arrastre de sedimentos, debido a que no se halla una corriente de agua que sea capaz de llevarlos, por lo tanto, estos deben ser sacados de las tuberías.

Para el caso del sistema en estudio, según la información recopilada de la Municipalidad de Alajuela, no existe un plan de mantenimiento del sistema de alcantarillado, de hecho, se pueden apreciar cordones de caños muy irregulares en su sección transversal, producto de vehículos que se parqueen sobre ellos y los deforman, se presenta vegetación creciendo en los canales que impide el tránsito normal del agua y la basura se quede pegada en ellos, dando como resultado tapones en los canales.

CAPÍTULO 2. MARCO METODOLÓGICO

Este proyecto lleva como finalidad analizar el sistema de alcantarillado pluvial existente para indicar cuáles son las causas de la producción de inundaciones en la zona de estudio en temporada de invierno. Una vez encontradas las causas, se procede a dar una propuesta para solucionar este problema.

2.1 Naturaleza y carácter del proyecto

La naturaleza de este proyecto es de tipo aplicada, ya que busca la solución de un problema para mejorar el proceso que, en este caso, es la evacuación de las aguas de lluvia. A su vez, este proyecto es de tipo cuantitativa, ya que todas las decisiones tomadas y diseños generados serán con criterio técnico del investigador.

Las investigaciones serán de campo, se harán observaciones del estado actual del sistema de alcantarillado, como tragantes, cordón y caño, tapas de pozos de registro, además la ubicación de cada uno para evaluar el estado actual del sistema de alcantarillado.

Este proyecto es en beneficio de la Municipalidad de Alajuela, debido a que, actualmente, existen muchos problemas de inundaciones en la zona central, en específico en la calle 12, Ismael Chaverri. Todas las aguas de las avenidas Juan Santamaría y Tomás Guardia llegan a esta calle, saturan las calzadas de agua y provocan muchos conflictos.

2.2 Instrumentos para obtener los datos de entrada

2.2.1 Levantamiento de campo manual

Se realiza un primer levantamiento de manera externa del sistema de alcantarillado actual, mediante un recorrido de todas las calles y avenidas correspondientes a la zona de estudio, para observar el estado físico del cordón y caño, los tragantes, las alcantarillas y los canales. Para ello, se necesita de lo siguiente:

- Croquis de los cuadrantes de estudio.
- Cámara fotográfica.
- Lapiceros de colores.

Actualmente, la Municipalidad de Alajuela no cuenta con información de ningún tipo sobre la red actual, llámese planos de diseño, especificaciones, ubicaciones ni estado actual; lo que nos indica que no se han hecho inspecciones periódicas.

Seguidamente, se busca información de carácter hidrológico que caracterice el cantón Central de Alajuela, en específico, datos de estudios previos sobre la estación pluviométrica que se encuentra en el aeropuerto Juan Santamaría.

2.2.2 Levantamiento topográfico

Con ayuda de personal de la Municipalidad de Alajuela, se realiza un levantamiento topográfico de la zona de estudio, el cual incluirá alturas de cada cuadrante, pozos (nivel de corona y fondo), cordón de caño y canales. Este levantamiento es realizado por el topógrafo: William Rodríguez Marín, de la Municipalidad de Alajuela.

A partir del levantamiento topográfico suministrado, se toman las alturas de los elementos para poder obtener las pendientes entre cada uno de ellos. Además, se conforman las áreas tributarias con sus respectivas medidas.

2.3 Procesamiento de datos

Para el procesamiento de datos, se utilizarán las siguientes herramientas

2.3.1 AutoCAD versión 2014:

Con esta herramienta dibujaremos las áreas tributarias para poder representar de manera gráfica la dirección del flujo del agua, las longitudes entre cada cuadrante y las configuraciones de los cordones de caño y canales, los pozos de registro y las pendientes entre tuberías.

Además, será presentado en formato DWG (AutoCAD) el levantamiento topográfico dado por la Municipalidad de Alajuela, donde se extraerán datos de alturas, secciones transversales de canales, distancias entre cuadrantes, entre otros.

2.3.2. Hojas de cálculo:

Se utilizarán tablas de Excel para calcular los valores de tiempo de concentración, intensidad de lluvia, caudal, áreas, diámetros de tuberías y de pozos, entre otros.

2.4 Evaluación del sistema de alcantarillado actual

En este apartado, se realiza la evaluación del sistema existente. A partir de un levantamiento inicial, se recorren cada una de las calles que conforman la zona de estudio y se toman fotografías del sistema existente, de las condiciones físicas de los elementos que se pueden observar y de la ubicación de tragantes, pozos, canales y demás elementos que conforman el sistema de alcantarillado.

Asimismo, se determina la dirección de los flujos de agua, según las pendientes (estas luego son confirmadas gracias al levantamiento topográfico), y las áreas tributarias de cada cuadrante, estas también se enumeran y se establece un valor de coeficiente de escorrentía para cada una de ellas.

Se estima la intensidad de la lluvia a partir del establecimiento del recorrido más largo de toda la zona de estudio (punto inicial y punto final), con la finalidad de tener el tiempo máximo que le toma a una gota de agua recorrer la cuenca. Cualquier otra gota que empiece en otro lugar inferior a este, tendrá un tiempo de concentración menor y, por ende, una intensidad menor.

De la ruta más larga, se obtiene la pendiente que hay desde el punto inicial, hasta el punto final; y mediante la Ecuación 7, mencionada en el Capítulo 1 de este documento, se establece el tiempo de concentración para la ruta más larga. Además, con ayuda de la Ecuación 6 y el gráfico de la figura 6, se obtiene la intensidad de lluvia para la ruta más larga.

Se procede a evaluar las subcuencas de cada avenida con el valor de la intensidad, obtenido anteriormente. Se utiliza la ecuación de Manning para tener el caudal que genera cada subcuenca y este se va distribuyendo en los elementos del sistema, sean canales o tuberías, para cuantificar el caudal que se añade en cada intersección de calle y/o avenida.

Con las secciones transversales dadas en el levantamiento topográfico de la Municipalidad de Alajuela, se procede a evaluar si la sección existente es capaz de soportar la demanda del caudal obtenida anteriormente. Para esto, de cada sección transversal dada por el topógrafo, se obtiene el valor de «factor de sección $AR^{\frac{2}{3}}$ » y se compara con el factor de Sección requerido para las condiciones de intensidad de lluvia y caudal actual. De esta manera se evalúa la capacidad del sistema de alcantarillado.

2.5 Propuesta de diseño

En esta sección, se presenta la propuesta de diseño, para lo cual, se establece el sistema que se va a utilizar.

Se toman como parámetros de diseño: La *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (AyA, 2016), y el «Reglamentación

técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» (AyA, 2007).

Lo primero que se hace es seleccionar el material de las tuberías, tomando como base diferentes factores: disponibilidad en el mercado, variedad de diámetros comerciales, apto para el manejo, entre otros.

Además, se establece la ubicación de los pozos de registro y se enumeran según el nodo donde se coloquen. Se distribuyen los valores de caudales de cada subcuenca hacia los pozos propuestos, con la finalidad de tener el caudal de salida de cada uno de ellos.

De cada diámetro comercial de la tubería seleccionada, se obtiene los valores correspondientes de: área, perímetro y radio hidráulico; con estos datos y el valor de la pendiente de cada tramo, se obtiene el diámetro necesario para transportar el caudal que sale de cada pozo.

Ahora bien, establecido el diámetro de tubería, se revisa que cumpla con tirante hidráulico y velocidad de diseño. Una vez dados los valores anteriores, se da el diámetro y la profundidad de cada uno de los pozos y se establecen los demás elementos, como tragantes y cordones de caño.

Se presenta la propuesta de diseño mediante dibujos de secciones y perfiles elaborados en AutoCAD, donde se muestra toda la información de los elementos que fueron tomados en cuenta en el sistema de alcantarillado.

CAPÍTULO 3. DESARROLLO DEL PROYECTO

Como ha sido mencionado en los capítulos anteriores, la zona de estudio comprende dos avenidas: avenida 3 y avenida 5, además, las calles de la 12 (calle del cementerio) hasta la 7, como se representa en la Figura 6 con líneas rojas.



Figura 6. Zona de estudio.

Fuente: Google Earth

Ambas avenidas están conformadas por un sistema de aguas pluviales a base de canales superficiales que llevan el agua recolectada hacia donde está el círculo verde (Figura 6).

3.1 Descripción geográfica

Alajuela es el cantón número uno de la provincia de Alajuela, se encuentra entre las coordenadas 10°09'54" latitud norte y 84°15'59" longitud oeste. Cuenta con un área del territorio de 388.43 km². En cuanto a sus límites, están los siguientes:

Norte: río Cuarto de Grecia.

Sur: Santa Ana, cantón de Mora.

Este: provincia de Heredia, Sarapiquí y Santa Bárbara.

Oeste: Atenas, Poás, Grecia, Valverde Vega.

3.2 Ubicación hidrográfica de la zona de estudio

Los aspectos hidrológicos más destacados para la zona de estudio están que el centro de Alajuela, además, se encuentran dentro de la Vertiente del Pacífico, la cual se caracteriza por tener ríos cortos, muy accidentados y profundos. Esta zona de estudio pertenece a la cuenca hidrográfica del Río Grande de Tárcoles, la cual recoge las aguas de gran parte del área metropolitana.

1.3 Estado actual del sistema de alcantarillado pluvial

Se realiza un primer recorrido por las calles que conforman la zona de estudio y se observan detalles que inciden de manera directa en la evacuación de las aguas.

3.3.1 Flujo del agua según pendiente.

Se efectúa un primer levantamiento manual con el fin de observar una dirección preliminar del flujo de agua, según las pendientes alcanzadas a analizar.

Se transcribe este levantamiento, donde se representan treinta y tres cuadrantes de estudio, once calles y dos avenidas de la siguiente manera:

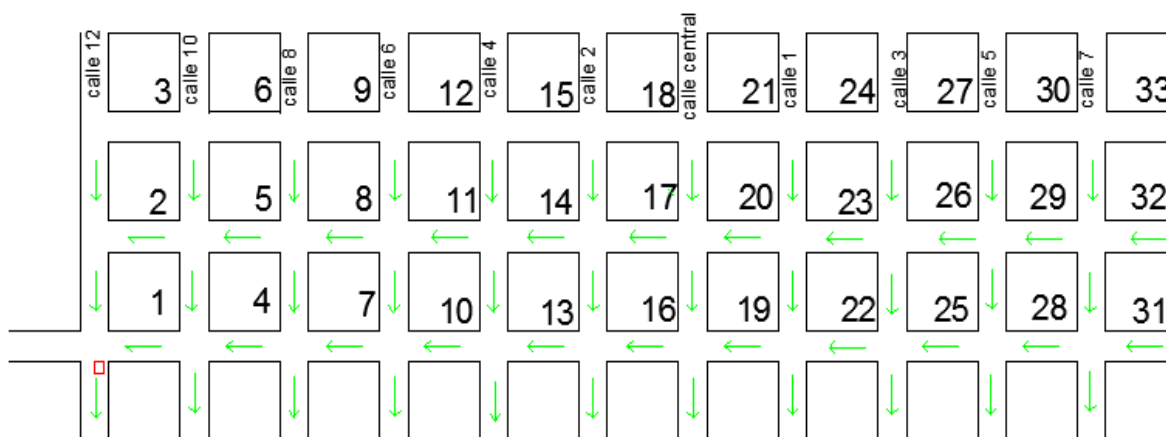


Figura 7. Flujo del agua de la zona de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

Las líneas verdes indican la dirección del flujo de agua según las pendientes observadas, estas direcciones luego serán respaldadas con el levantamiento

topográfico. Como se observa, el flujo sigue una misma dirección debido a la topografía de la zona en estudio.

Otro dato importante a tomar en cuenta es que el cuadrante 1 es un parque público y el cuadrante 8 y 32 son plazas de futbol; esto va a aportar valores de coeficiente de escorrentía distintos con respecto a los demás puntos evaluados, debido a que el resto de la zona de estudio presenta locales comerciales y casas de habitación.

3.3.2 Configuración general del sistema

Como se ha mencionado previamente, este sistema de alcantarillado tiene más de 50 años de haberse construido. En esa época, según comenta el ingeniero de la municipalidad, se optó por un sistema a base de canales externos y no de tuberías.

De esta manera, se representa la configuración del sistema en la Figura 7; este se compone, básicamente, de un cordón de caño en las calles, o sea, en dirección norte-sur (líneas azules), y de un canal en las avenidas, en dirección este-oeste (líneas rojas), el cual recolectará las aguas que se generen en cada calle.

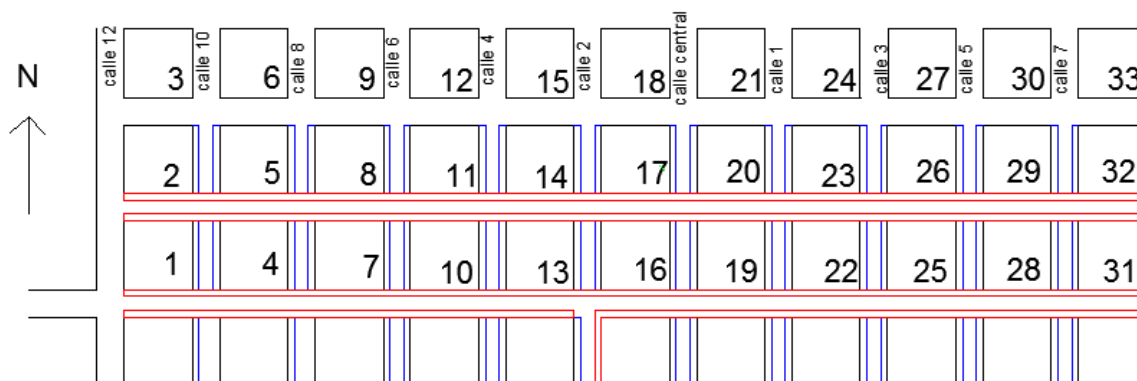


Figura 7. Configuración el sistema de alcantarillado actual.

Fuente: Elaboración propia.

Los canales (líneas rojas) pasan por debajo de la calzada por medio de una tubería en algunos tramos o por medio de una continuación del canal. En la calle 2 y el cuadrante 16, se da una situación muy relevante para la evaluación del sistema actual.

El canal de la acera inferior (canal sur) no atraviesa de lado a lado la zona de estudio (ver Figura 7, líneas rojas), sino que lleva su cauce hacia el sur; por lo tanto, se inicia, nuevamente, el conteo del caudal en el caño sur de la avenida 3, a partir de calle 2.

Al no haber tuberías de conducción de aguas pluviales, no hay pozos de registro, las tapas de pozos, que se encuentran en la calzada, en cada intersección, son de aguas servidas.

3.3.3 Evaluación de los componentes del sistema

Se pudo observar, en el recorrido hecho, que, físicamente, los componentes se encuentran en buen estado; aun así, hay tramos donde el cordón de caño, debido a los vehículos que se estacionan en los bordes de la calzada, está quebrado, tiene fisuras o desniveles, lo que provoca que el caudal pierda su dirección de flujo como se muestra en la Figura 8.



Figura 8. Cordón de Caño dañado.

Fuente: Levantamiento en campo.

Se observó que hay mucho sedimento de arena en los canales, debido a que, en épocas de verano, no hay un flujo de agua capaz de arrastrar la arena, y esto genera

que se acumule en sectores del canal conforme pasa el tiempo; por lo tanto, produce una obstrucción del paso del flujo de agua.

Abonado a esto, se encuentra basura en los canales, lo que también genera obstrucciones en las tuberías por las que pasa el caudal, por debajo de los cruces en las calles y las avenidas. Además, hay tramos en los canales con vegetación que, a su vez, deja ver el poco mantenimiento que se le da al sistema de alcantarillado.



Figura 9. Alcantarilla con Basura.

Fuente: Levantamiento en campo.



Figura 10. Canal con vegetación, evidencia el poco mantenimiento.

Fuente: Levantamiento en campo.

Otro detalle a tomar en cuenta es que, en cada esquina, existe una rampa para discapacitados, la cual se encuentra a nivel de la acera. Según la «Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» (AyA 2007), se establece que en los canales pueden existir estos accesos peatonales, siempre y cuando no dificulte el libre flujo del agua; pero, en este caso, hay tramos donde la rampa sí obstruye el libre paso del flujo.



Figura 11. Rampa de acceso que interfiere con el flujo de agua.

Fuente: Levantamiento de campo.

Se observa lo mencionado anteriormente en la Figura 11. La rampa de acceso para discapacitados está casi al mismo nivel que el cordón de caño, lo que produce que, cuando el caudal de agua aumenta por las precipitaciones, se desborda y se sale de su cauce hacia la calzada.

Existen dos tramos donde se da una condición muy importante. El canal viene con un área transversal, y se da una reducción de área de más de la mitad, por lo tanto, cuando hay presencia de lluvias, se produce un efecto de embudo, haciendo que se sobresalga el agua a la calzada. Según información de vecinos, esos embudos generan grandes problemas en estas calles porque el agua pierde su cauce.



Figura 12. Reducción de área transversal del canal.

Fuente: levantamiento de campo.



Figura 13. Reducción de área transversal del canal.

Fuente: levantamiento de campo.

Hay tramos donde por hacer accesos para automóviles en cocheras o establecimientos comerciales también se elaboran reducciones de áreas. Estos sistemas de parrillas para el paso vehicular dejan entrar mucha basura (como se aprecia en la

Figura 14). Como son cerrados, hace muy difícil o imposible la limpieza interna de estos, lo que genera que el caudal no pueda atravesarlos correctamente y se desborde a la calle. Además, la acumulación de sedimentos reduce en un 50% el área transversal como se aprecia en la figura.



Figura 14. Rampa para vehículos que obstruye el paso de caudal.

Fuente: Levantamiento de campo.

En el cuadrante 1, se encuentra el parque público. Este tiene una particularidad, ya que es el único sector de la zona de estudio que presenta una configuración actual (apegada a las normas de diseño del AyA), ubica tragantes al final de cada esquina y presenta cordones de caño en muy buenas condiciones.

En el cuadrante 6, se ubica la plaza de fútbol, esta tiene unas tuberías que drenan hacia la acera y luego al cordón de caño respectivo. Según se conversó con un ciudadano de la zona, la plaza aporta caudal al alcantarillado, debido a que las pendientes vienen negativas en sentido norte-sur.

3.4 Levantamiento Topográfico

Este levantamiento topográfico fue donado por la Municipalidad de Alajuela. De este, se obtienen las alturas de cada cuadrante (con un sistema de referencia local), las distancias entre cada cuadra y la configuración en planta de la calzada, cordón y caño y límite de propiedad.

Se da de la siguiente manera:

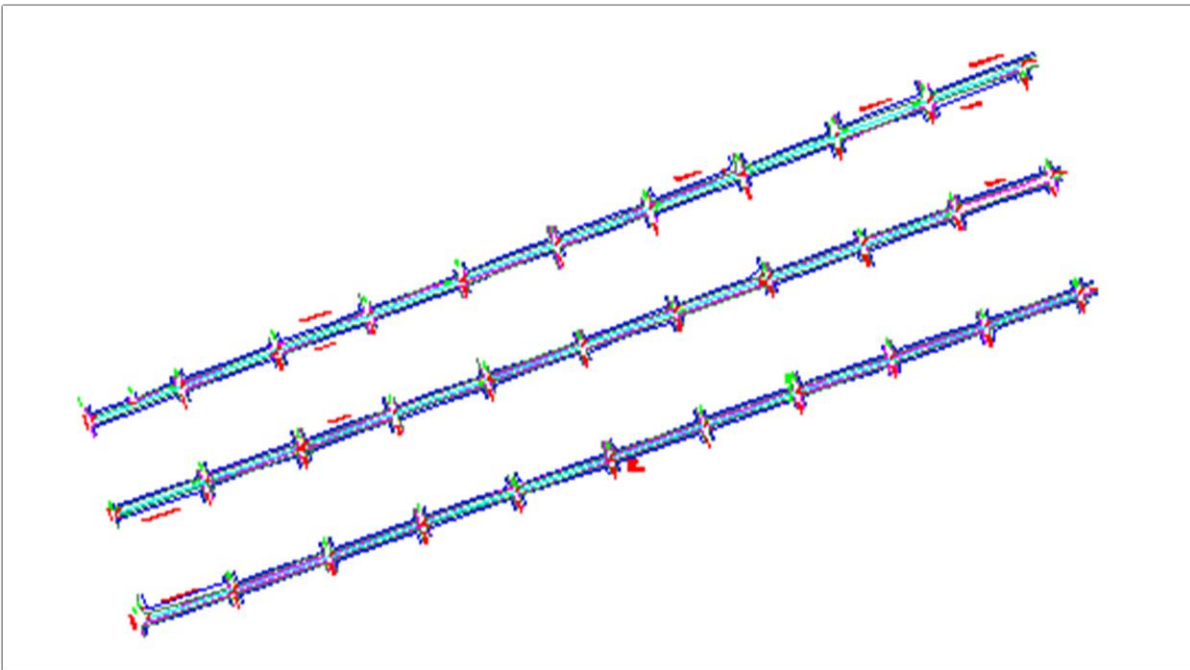


Figura 15. Levantamiento topográfico en planta.

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

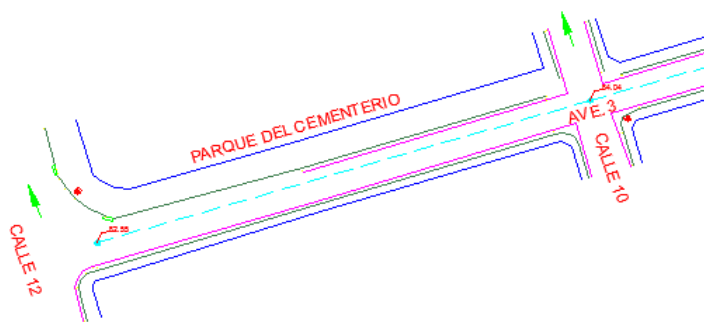


Figura 16. Levantamiento topográfico: planta de calle 10 a calle 12

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

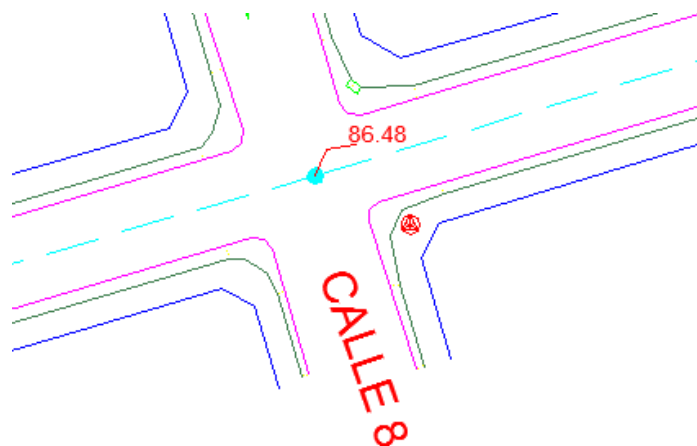


Figura 17. Levantamiento topográfico: planta de intersección de avenida 3 y calle 8, con su respectiva altura de referencia local.

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

3.6 Revisión de Capacidad del Sistema Actual

3.6.1 Definición de Áreas Tributarias

Se realizó la siguiente división del área de estudio en subcuencas:

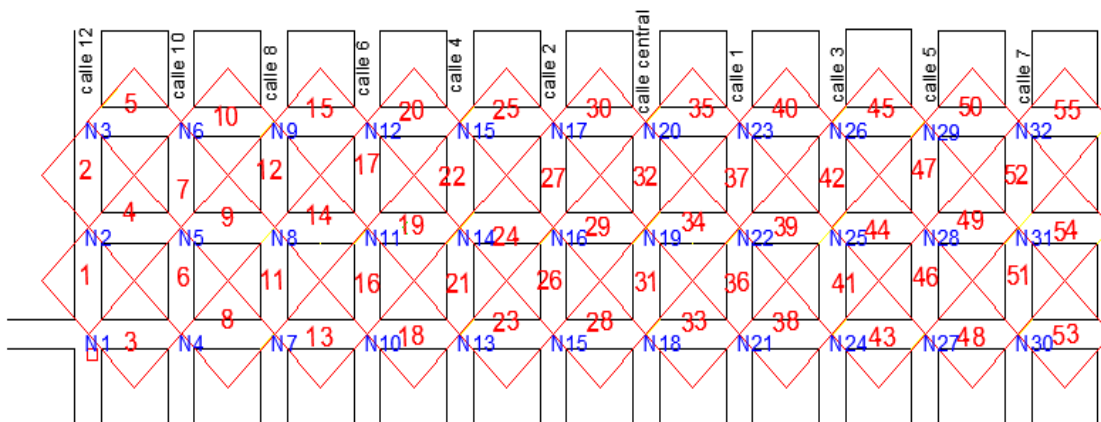


Figura 18. División del área de estudio de subcuencas y nodos

Fuente: Elaboración propia.

Se cuenta, de esta manera, con 55 subcuencas representadas en color rojo en la Figura 1 y, a su vez, se obtiene 32 nodos de estudio, en color azul. En estos nodos, des donde se cuantificará los caudales que se van añadiendo de cada subcuenca, según la ruta de estudio para la avenida 3 y avenida 5.

Con ayuda del levantamiento topográfico y la herramienta de dibujo AutoCAD, se obtiene el área en hectáreas para cada una de las subcuencas.

Se detalla la siguiente tabla de datos:

Tabla 6. Áreas de subcuencas

Subcuenca	Área (he)	Subcuenca	Área (he)
55	0,412	54	0,408
53	0,413	52	0,415
51	0,455	50	0,477
49	0,466	48	0,468
47	0,420	46	0,448
45	0,392	44	0,452
43	0,469	42	0,428
41	0,452	40	0,414
39	0,455	38	0,465
37	0,413	36	0,464
35	0,399	34	0,444
33	0,460	32	0,418
31	0,440	30	0,396
29	0,432	28	0,457
27	0,410	26	0,458
25	0,418	24	0,440
23	0,460	22	0,411
21	0,455	20	0,405
19	0,427	18	0,448
17	0,398	16	0,444
15	0,386	14	0,413
13	0,448	12	0,394
11	0,452	10	0,432
9	0,432	8	0,455
7	0,385	6	0,451
5	0,375	4	0,390
3	0,404	2	0,322
1	0,418		

Fuente: Elaboración propia.

Según la teoría, para poder usar con certeza el método de fórmula racional, se debe tener como máximo 1300 hectáreas; además se realiza la sumatoria de las áreas de todas las subcuencas. Se obtiene: 23,55 hectáreas.

3.6.2 Definición de coeficiente de escorrentía

Para este proyecto, se utilizarán tres valores de coeficientes de escorrentía; uno se usará para todas las subcuencas que están con comercios y construcciones; otro para la subcuenca 1, donde se haya en contacto la calzada, el parque público y el cementerio; y, por último, para las subcuencas donde se encuentran las plazas de fútbol.

En la Tabla 4, se establece que, para comercios, el coeficiente de escorrentía es de 0,7 a 0,9; y, para los parques y el cementerio, es de 0,1 a 0,3. Por lo tanto, según su definición, se trabaja con 0,9 para las subcuencas que están con comercios en su totalidad. Se establece el valor más alto, pues la mayoría de estos locales, tiendas y edificios, al ser edificaciones viejas, cuentan con pocas zonas verdes, patios u otro tipo de construcción que ayude a filtrar el agua de lluvia; por lo tanto, se considera que un 90% será caudal por evacuar.

Para los otros dos casos, se realizó un promedio según el área de la subcuenca que está siendo influida por las plazas de deportes. Se hizo de la siguiente manera:

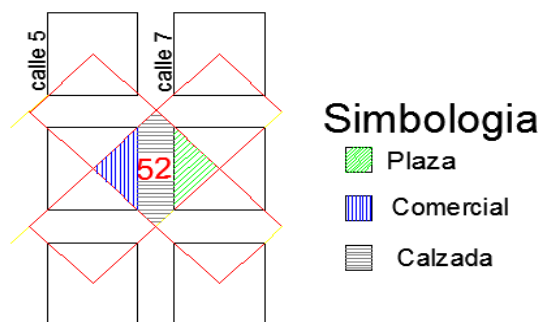


Ilustración 19. Determinación de coeficiente de escorrentía para zona de plazas de fútbol.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 19, se representa la subcuenca 52, en la cual, en color verde, según la simbología, se representa la plaza de fútbol. Por lo tanto, se toma un 15% del área ocupada por la plaza con un coeficiente de 0,30, y un 85% ocupado por la calzada y edificios con valor de 0,90. El coeficiente de escorrentía es de 0,81.

Se detalla la ecuación a continuación:

$$(0.15 \times 0.30) + (0.85 * 0.9) = 0.81$$

Este valor de coeficiente de escorrentía corresponde también a las subcuencas: 3, 4, 6, 12, 14, 15, 17 y 52. El mismo caso aplica para la subcuenca 1, como se muestra a continuación:

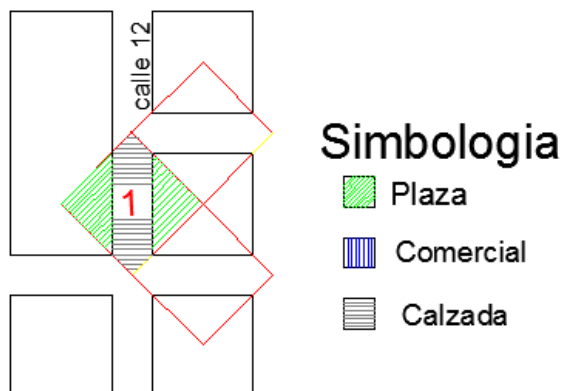


Ilustración 20. Coeficiente de escorrentía para zona del parque y el cementerio

Fuente: Elaboración propia.

Se puede ver, en la figura 20, que el área tributaria está siendo ocupada por el cementerio, el parque y la calzada. De esta manera, hay un 60% de calzada y 40% de zonas verdes, lo que hace que este valor sea: 0,66.

Se detalla a continuación:

$$(0.40 \times 0.30) + (0.60 * 0.9) = 0.66$$

Se elabora una tabla resumen de los valores para obtener lo siguiente:

Tabla 7. Coeficientes de escorrentía para cada una de las subcuencas

Área tributaria	Valor de Coeficiente de Escorrentía
3, 4, 6, 12, 14, 15, 17, 52	0.81
1	0.66
Cuencas restantes	0.9

Fuente: Elaboración propia.

3.6.3 Definición de periodo de retorno

Según la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (AyA, 2016), se establece un tiempo mínimo de periodo de retorno de 10 años.

En el año 2014, se construyó, en el sector del centro de Alajuela, un sistema de alcantarillado pluvial con tubería PED. Para este, se utilizó un periodo de retorno de 25 años. Por lo tanto, se utiliza este mismo valor para no variar el periodo de retorno con el sistema anteriormente construido. Además, como se mencionó el capítulo 1, el cambio climático está haciendo que cada año las lluvias sean de intensidad mayor, por lo tanto, ese aumento se quiere asumir con un periodo de retorno de 25 años.

3.6.4 Definición de Intensidad de Lluvia

Para la definición de la intensidad de la lluvia, según la metodología usamos dos valores: periodo de retorno y tiempo de concentración.

Para el tiempo de concentración, se toma en cuenta que este sistema actual es a base de canales abiertos, lo que deviene un flujo superficial; por lo tanto, según las definiciones de tiempo de entrada y tiempo de recorrido, para el caso de evaluar este canal, solo se utilizará el tiempo de entrada como tiempo de concentración final.

Se establece el tramo más largo de recorrido, es decir, el tramo donde una gota de agua tarda más tiempo en llegar al punto de control, siendo este el siguiente: del cuadrante 29 al 1. Se indica el recorrido con líneas verdes en la Figura 21.

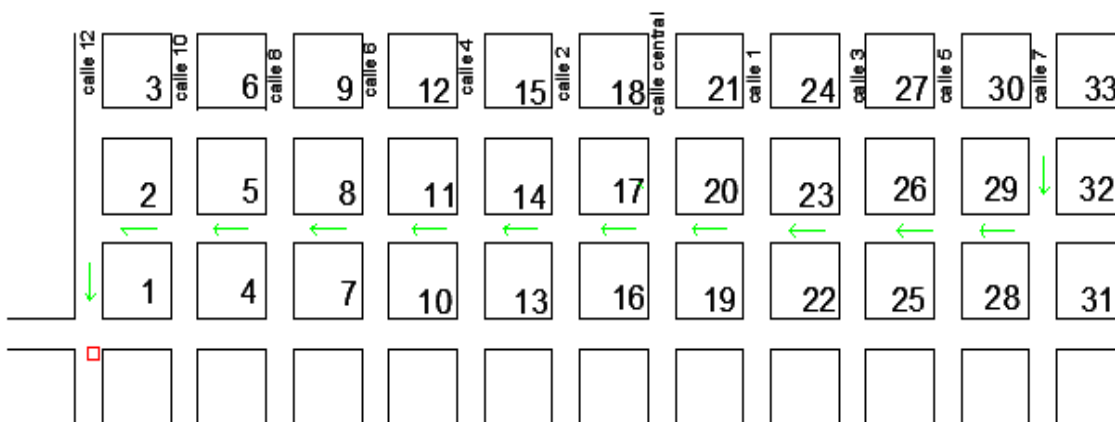


Figura 21. Definición de Ruta más Larga de la zona de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

Para este recorrido, se definen los datos de entrada para desarrollar la ecuación de Intensidad de la lluvia, los cuales son los siguientes:

1. Coeficiente de escorrentía.

Como esta ruta abarca varias subcuencas, y estas tienen coeficientes de escorrentía diferentes, se debe dar este valor como un promedio de toda la ruta.

Se presenta la siguiente tabla con todos los valores de coeficiente de escorrentía de las subcuencas que atraviesan la ruta más larga, para luego aplicar la fórmula 3.

Tabla 8. Coeficientes de escorrentía para ruta más larga de estudio

SUBCUENCA	ÁREA (HECTÁREAS)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.
52	0.415	0.81
49	0.466	0.90
44	0.452	0.90
39	0.455	0.90
34	0.444	0.90
29	0.432	0.90
24	0.440	0.90
19	0.427	0.90
14	0.413	0.81
9	0.432	0.90
4	0.390	0.81
1	0.418	0.66

Fuente: Elaboración propia.

Realizando la sumatoria de todas áreas se obtiene: 5,184 Hectáreas. La suma de cada área (Ai) por cada coeficiente (Ci) es: 4,45 (ver Anexo 1).

Por lo tanto, se aplica la ecuación 3 de la siguiente manera:

$$\frac{4.45}{5.14} = 0,86$$

Coeficiente de escorrentía promedio

0,86

2. Se establece la longitud de todo el recorrido de la ruta.

<i>Longitud total de recorrido (m)</i>	1133,70
--	---------

3. Obtenemos la pendiente promedio desde el punto de inicio hasta el punto final.

<i>Pendiente Promedio</i>	0,013
---------------------------	-------

Con estos datos, se calcula, con la fórmula 6, el tiempo de concentración.

$$T_e = 0,707 * (1,1 - 0,86) * \frac{1133,70^{0.5}}{0,013^{0,333}}$$

Se obtiene:

<i>Tiempo de concentración (min)</i>	24,26
--------------------------------------	-------

Este valor obtenido, de 24,26 minutos, corresponde a la ruta más larga de estudio, por lo tanto, es el máximo tiempo que tendrá una gota de agua en todo su recorrido; en otras palabras, cualquier gota de agua que inicie en otro punto de la cuenca que no sea el cuadrante 29 tendrá un tiempo de concentración menor.

Además, según la fórmula del método racional, el caudal es directamente proporcional a la Intensidad, por lo tanto, al tener el mayor tiempo de concentración de la cuenca, se tendrá la mayor intensidad para el periodo de retorno establecido, que dará el mayor caudal generado.

Se procede a calcular la intensidad de la lluvia, utilizando los siguientes dados:

Tiempo de concentración (min)	24,26
Periodo de Retorno (años)	25

Obtenemos, con la fórmula 4, el valor de intensidad de lluvia:

$$I = 209,844 - (38,73 * \ln(24,26) + (42,614 - (24,604 * \ln(\ln(24,26)))) * \ln(25)$$

<i>Intensidad de Lluvia (mm/h)</i>	<i>131,66</i>
------------------------------------	---------------

Este valor de 131,66 mm/h, según la ecuación de Varson, que es tomada de los reglamentos del AyA, representa la intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 25 años y un tiempo de concentración de 24,26 minutos para toda la provincia de Alajuela.

Debido, precisamente, a que este valor representa a toda la provincia, se estaría diciendo que es el mismo para San Carlos y para la Garita; pero se sabe que son zonas diferentes con condiciones de lluvias distintas. Por lo tanto, se procede a ver un método más preciso; el cual se tomó del doctor Wilhelm Gunter Varson, quien, en el año 1992, realizó un análisis de curvas Intensidad - Frecuencia - Duración de las diferentes regiones climáticas de Costa Rica.

Una de las estaciones que él reviso fue la estación del Coco, ubicada en el Aeropuerto Juan Santamaría, y, de este estudio, se obtuvo la siguiente gráfica:

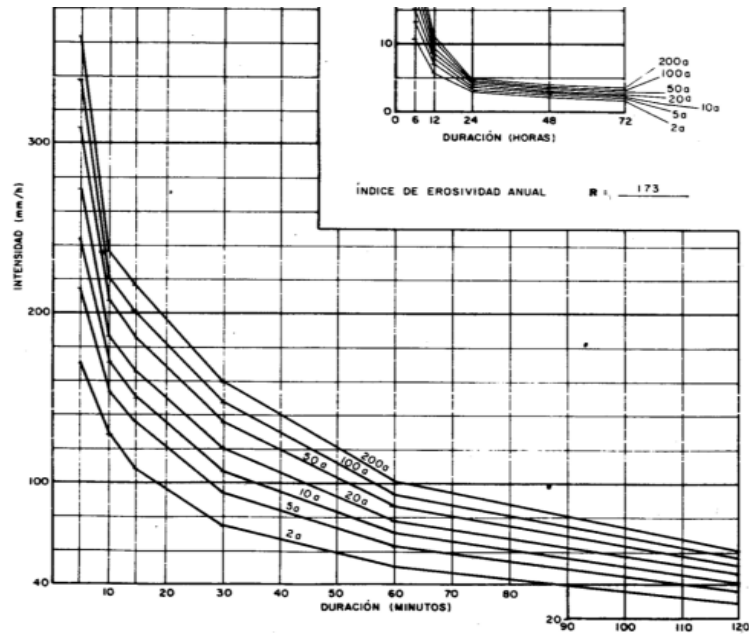


Figura 22. Gráfico Intensidad – Duración – Frecuencia para la estación del Coco

Fuente: Análisis Probabilístico de Lluvias Intensas en Costa Rica 1992, Doctor Wilhelm Vahrson.

De esta gráfica, utilizando el mismo periodo de retorno de 25 años y el mismo tiempo de concentración de 24,26 minutos, se tiene una intensidad de lluvia de:

Intensidad de lluvia (mm/h)

140

Este valor, a pesar de ser un estudio de los años noventa, muestra la intensidad, pero solo para los alrededores del Aeropuerto Juan Santamaría, por lo tanto, es más representativo para el centro de Alajuela que la ecuación propuesta en la norma del AyA.

Este valor de intensidad de lluvia es el que será utilizado para todas las subcuencas en estudio. Con esto se logra simular una lluvia constante y uniforme en toda la zona, lo cual es, un principio, para poder utilizar la ecuación del método racional.

Se procede a calcular, con el mismo valor de intensidad de lluvia, cuál es el caudal que se genera en cada subcuenca para luego evaluar si el área transversal de los canales cumple con la demanda de caudal.

3.6.5 Análisis de avenida 3

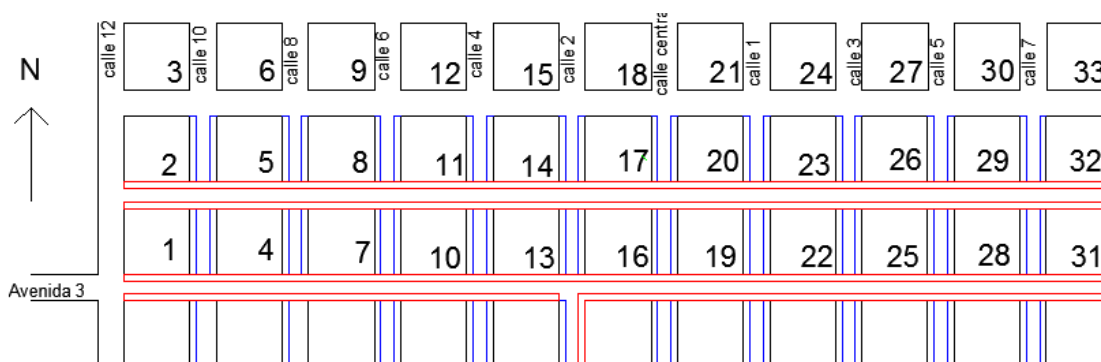


Figura 23. Configuración del sistema de alcantarillado actual para la avenida 3.

Fuente: Elaboración propia.

Se debe recordar que la configuración del sistema actual, hace que los cordones de caño depositen sus aguas en los respectivos canales, además que, en la calle 2, el canal sur se desvía hacia abajo, por lo tanto, no llega hasta el final.

Para la estimación del caudal que pasa por los canales, se tomó el dato de la intensidad de la lluvia obtenido anteriormente. Con este dato, se consigue un valor de caudal en m^3/s para cada una de las subcuencas de la avenida 3. Por ejemplo, para la subcuenca 51, en la cual empieza el recorrido del flujo agua para la avenida 3, se aplica la fórmula racional (ecuación 1) de la siguiente manera para obtener el valor de caudal de esta subcuenca:

Datos de entrada:

Coefficiente de escorrentía	0,9
Área de subcuenca (ha)	0,455

Intensidad de lluvia (mm/h)

140

$$Q = \frac{0,9 \times 0,455 \times 140}{360}$$

Para el caso de la subcuenca 51, el valor del caudal es el siguiente:

Caudal (m³/s)**0,159**

De esta manera, se hará con cada una de las subcuencas que aportan caudal a los canales de la avenida 3, utilizando los respectivos valores del coeficiente de escorrentía y del área. Esto se representa en la siguiente tabla.

Tabla 9. Caudales para las subcuencas de la avenida 3

Subcuenca	Área (ha)	Caudal (m³/s) en PR 25 años
53	0,413	0,145
51	0,455	0,159
48	0,468	0,164
46	0,448	0,157
43	0,469	0,164
41	0,443	0,158
38	0,465	0,163
36	0,464	0,162
33	0,460	0,161
31	0,440	0,154

28	0,457	0,160
26	0,458	0,160
23	0,460	0,161
21	0,455	0,159
18	0,448	0,157
16	0,444	0,155
13	0,448	0,157
11	0,452	0,158
8	0,455	0,159
6	0,451	0,142
3	0,404	0,127

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo los datos tabulados, se procede a hacer la respectiva distribución de los caudales en cada calzada. Esto se elabora de la siguiente forma:

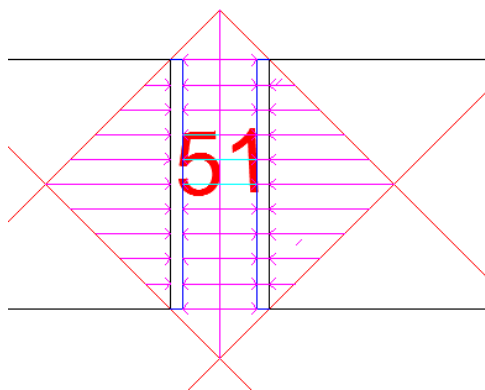


Figura 24. Distribución de caudales hacia cada cordón de caño

Fuente: Elaboración propia.

Se establece que cada una de las áreas tributarias deposita el 50% de su caudal hacia cada uno de sus lados, ya sea en caños o en canales, según corresponda. Siguiendo con este ejemplo de la subcuenca 51, quiere decir que, si se tiene un caudal de $0,159 \text{ m}^3/\text{s}$, cada uno de los cordones de caño lleva un caudal de $0,079 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ahora, cada uno de esos caños, como fue mencionado en la sección 3.3.2, deposita su caudal en el canal que transporta el agua desde la calle 7 hasta la calle 12. Si se realiza esa distribución para cada subcuenca y se suman los caudales que se van añadiendo en cada nodo, se obtiene el acumulado del caudal en cada calle con el respectivo canal. Por ejemplo:

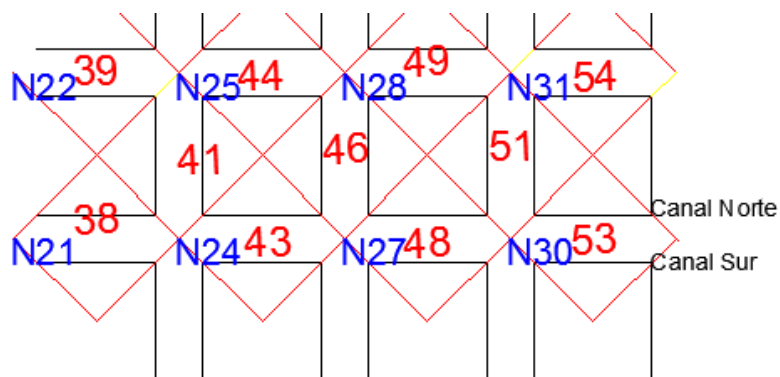


Figura 25. Unión entre el cordón de caño y el canal.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29, se aprecia que las subcuencas 41, 46 y 51 depositan sus caudales en el canal norte, más el 50% de la 43, 48 y 53. Mientras que, en el canal sur, solo se reparte el 50% del caudal de las subcuencas 53, 48, 43 y 38, y así a lo largo de toda la avenida 3 hasta llegar a calle 12.

De esta manera, se tiene el siguiente acumulado de caudal para cada tramo.

Tabla 10. Distribución de caudal en cada canal de la avenida 3

	Canal Norte (m^3/s)	Canal Sur (m^3/s)
Calle 7	0,072	0,072
Calle 5	0,314	0,154
Calle 3	0,552	0,236
Calle 1	0,791	0,317
Calle 0	1,034	0,398
Calle 2	1,268	0,478

<i>Calle 4</i>	1,510	0,081
<i>Calle 6</i>	1,747	0,159
<i>Calle 8</i>	1,981	0,237
<i>Calle 10</i>	2,219	0,317
<i>Calle 12</i>	2,425	0,381

Fuente: elaboración Propia.

A partir del acumulado de caudal de cada canal, se procede a hacer una revisión con la fórmula de Manning, para ver si, para esta demanda de caudal, el área transversal disponible es satisfactoria.

Del levantamiento topográfico, se toman los perfiles de los canales y, con estos, se evalúan. Se presentan tres secciones tipo que se encuentran a lo largo de toda la avenida. Además, se detalla el levantamiento, la altura y la posición, según el encadenamiento realizado por el topógrafo.

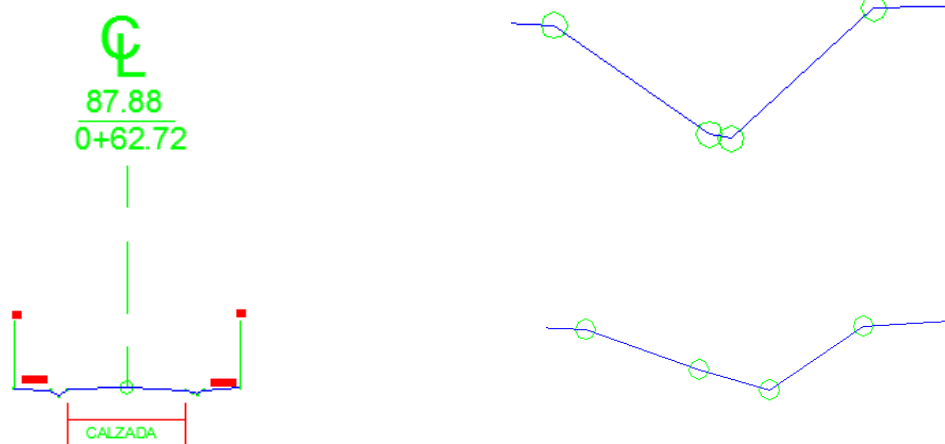


Figura 26. Sección transversal de cada canal en longitud 0+62,72

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

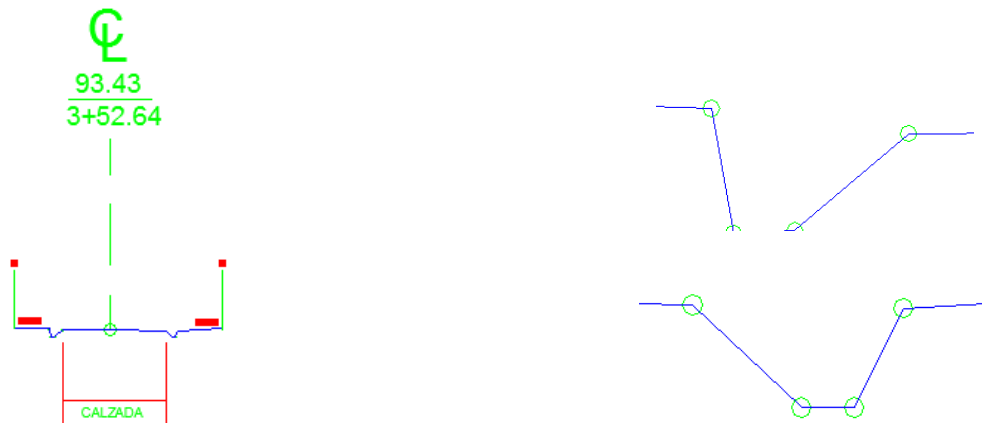


Figura 27. Sección transversal de cada canal en longitud 3+52,64

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

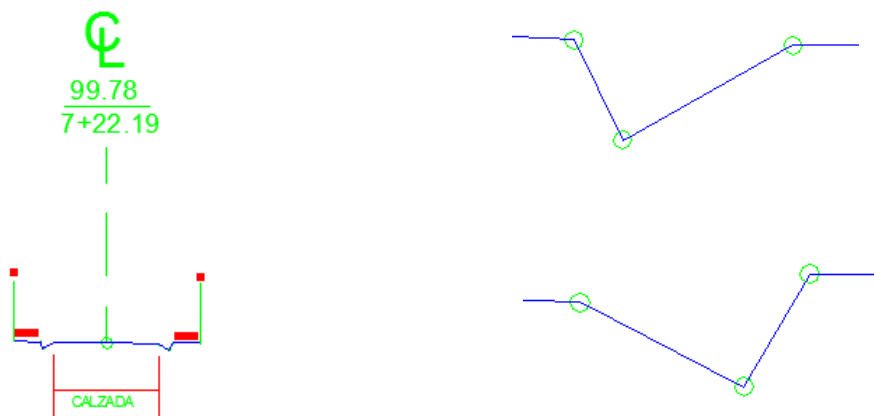


Figura 28. Sección Transversal de cada canal en longitud 7+22,19

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

De cada una de las secciones transversales de los canales anteriores, por medio de la herramienta AutoCAD, se obtiene el área transversal, el perímetro y, con estos dos valores, el radio hidráulico.

En la siguiente tabla, se representa cada uno de esos datos.

Tabla 11. Características geométricas de las secciones transversales en cada cota de los canales de la avenida 3

Cota	Perímetro canal norte (m)	Área canal norte (m²)	Radio hidráulico (m)	Perímetro canal sur (m)	Área canal sur (m²)	Radio hidráulico (m)
0+62,72	1,68	0,11	0,065	1,75	0,08	0,045
3+52,64	1,93	0,19	0,098	1,59	0,12	0,075
7+22,19	1,73	0,12	0,069	1,74	0,12	0,068

Fuente: Elaboración propia.

Para cada cota y para cada canal, se obtiene el valor de factor de sección ($AR^{\frac{2}{3}}$), al multiplicar el área por el radio hidráulico y elevarlo a la potencia correspondiente.

De esa manera, se obtienen los siguientes valores:

Tabla 12. Valores de factores de sección para cada canal de la avenida 3 en cada cota

Cota	$AR^{\frac{2}{3}}$ Canal Norte.	$AR^{\frac{2}{3}}$ Canal Sur.
0+62.72	0.017	0.010
3+52.64	0.041	0.021
7+22.19	0.020	0.020

Fuente: Elaboración propia.

Con la obtención de los datos anteriores, se procede a revisar cuál es el factor de sección necesario para evacuar el caudal que se está generando en cada canal, con la intensidad de 140 mm/h en 25 años de periodo de retorno, y estos se comparan.

Para cada uno de los caudales, se despeja, de la ecuación de Manning, el factor de sección que sería necesario para transportar el caudal. Por ejemplo, en la cota 7+22,19, se encuentra, en el canal norte, un caudal de 0,791 m³/s. Ese valor se ingresa

en la ecuación de flujo uniforme y se despeja su respectivo factor de sección, de la siguiente manera:

$$0,791 = \frac{1}{0,013} AR^{\frac{2}{3}} \times 0,025^{1/2}$$

Al despejar esta ecuación, da como resultado: $AR^{\frac{2}{3}} = 0,065$.

Haciendo este procedimiento para cada caudal que se genera en las calles se logran los siguientes datos:

Tabla 13. Factor de sección necesario para transportar el caudal que pasa por cada canal en la cota respectiva.

Calle	Q Caño Norte	Q Caño Sur	Pendiente	AR 2/3 Norte	AR 2/3 Sur	
Calle 7	0,072	0,072	0,01	0,009	0,009	7+22,19
Calle 5	0,313	0,154	0,027	0,025	0,012	
Calle 3	0,552	0,236	0,024	0,046	0,020	
Calle 1	0,792	0,318	0,014	0,087	0,035	
Calle 0	1,035	0,398	0,011	0,128	0,049	
Calle 2	1,269	0,478	0,013	0,145	0,055	
Calle 4	1,51	0,081	0,02	0,139	0,007	3+54,64
Calle 6	1,747	0,159	0,022	0,153	0,014	
Calle 8	1,981	0,237	0,025	0,163	0,019	0+62,72
Calle 10	2,219	0,317	0,016	0,228	0,033	
Calle 12	2,425	0,381				

Fuente: Elaboración propia.

Obtenidos los datos de la tabla 13, se comparan con los obtenidos en las secciones transversales de la tabla 12 y se evalúa cuales secciones no tienen la capacidad hidráulica para evacuar el caudal que pasa por ellas.

Se presenta la siguiente tabla grafica como resultado de la comparación:

Avenida 3											
	Calle 12	Calle 10	Calle 8	Calle 6	Calle 4	Calle 2	Calle 0	Calle 1	Calle 3	Calle 5	calle7
	0+00,00	0+87,94	1+85,37	2+79,70	3+74,35	4+70,39	5+64,72	6+59,66	7+54,52	8+49,89	9+44,39
Norte											
Sur											

Figura 29 Capacidad. acidad Hidráulica de los canales de la avenida 3.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 29, en color rojo, se representan los tramos en los cuales las secciones transversales de los canales no cumplen con la demanda de caudal actual, mientras que en color azul las que si tienen capacidad hidráulica.

Se aprecia entonces que a partir de la calla 5, el canal Norte no tiene capacidad hidráulica, mientras que, en el canal Sur, el inicio en la calle 7 y la calle 4, que es donde inicia de nuevo el conteo porque el caudal en calle 2 se desviaba hacia el sur, es donde el canal tiene la capacidad para evacuar el caudal que pasa por ese tramo.

3.6.6 Análisis de avenida 5

De la misma manera, se procede a analizar la avenida 5.

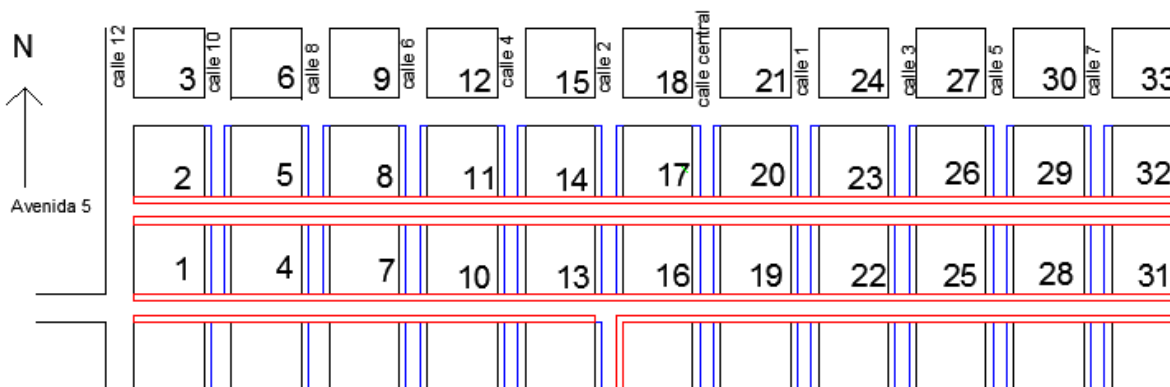


Figura 30. Zona de estudio de la avenida 5

Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de la avenida 5, contrario a la avenida 3, ambos canales recogen las aguas desde la calle 7 y las llevan hasta la calle 12 en un recorrido continuo.

De la misma manera, se obtienen los caudales para cada una de las subcuencas que aportan a la avenida 5. Por consiguiente, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 14. Caudales para cada subcuenca de la avenida 5.

Subcuenca	Área (ha)	Caudal (m ³ /s) PR 25 Años
54	0,408	0,129
52	0,415	0,131
49	0,466	0,163
47	0,420	0,147
44	0,452	0,158

42	0,428	0,150
39	0,455	0,159
37	0,413	0,145
34	0,444	0,155
32	0,418	0,146
29	0,432	0,151
27	0,410	0,139
24	0,440	0,154
22	0,411	0,144
19	0,427	0,149
17	0,398	0,125
14	0,413	0,130
12	0,394	0,138
9	0,432	0,151
7	0,385	0,135
4	0,390	0,123

Fuente: Elaboración propia.

Se realiza la misma distribución de caudal para cada canal y caño, con el 50% de cada área tributaria para cada lado respectivo, de la siguiente manera:

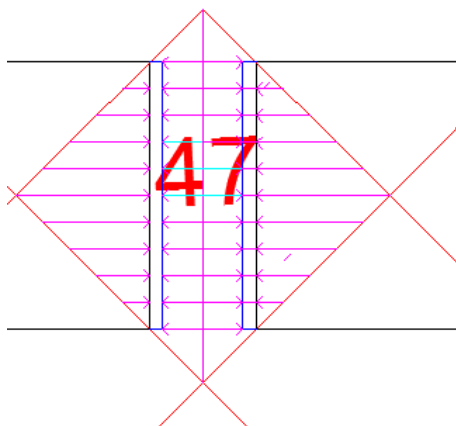


Figura 31 . Distribución hacia cada cordón de caño

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 31, se aprecia que el canal norte recibe las aguas de las subcuencas 52, 47 y 42, y el 50% de la 54, 49, 44 y 39. Y el canal Sur recibe solo el 50% de la subcuenca 54, 49, 44 y 39.

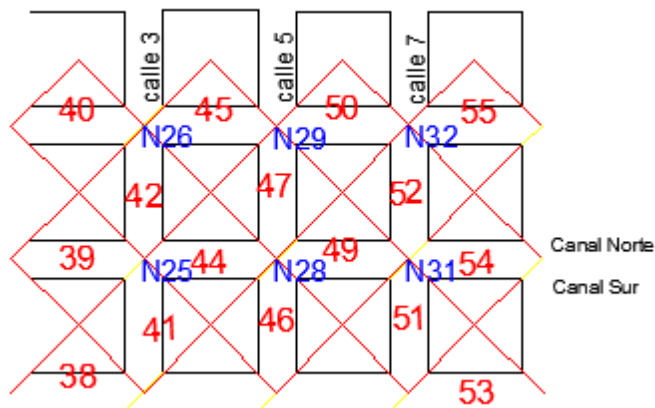


Figura 32. Distribución de cada caño en su respectivo canal

Fuente: Elaboración propia.

Se obtiene la siguiente tabla a partir de la distribución de los caudales en los respectivos canales.

Tabla 15. Caudal en cada uno de los canales de la avenida 5

	Canal norte (m^3/s)	Canal dur (m^3/s)
Calle 7	0,064	0,064
Calle 5	0,276	0,146
Calle 3	0,503	0,225
Calle 1	0,732	0,305
Calle 0	0,954	0,382
Calle 2	1,176	0,459
Calle 4	1,397	0,536
Calle 6	1,632	0,611

<i>Calle 8</i>	1,823	0,675
<i>Calle 10</i>	2,036	0,752
<i>Calle 12</i>	2,329	0,908

Fuente: Elaboración propia.

De la misma manera, se dan perfiles de los canales en tres puntos diferentes:

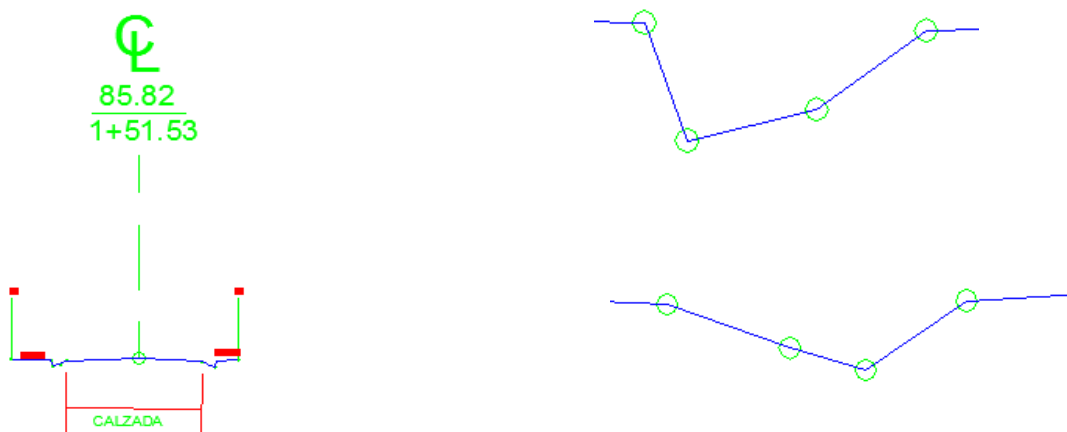


Ilustración 33. Sección transversal en cada canal en longitud 1+51,53
Fuente: Municipalidad de Alajuela.

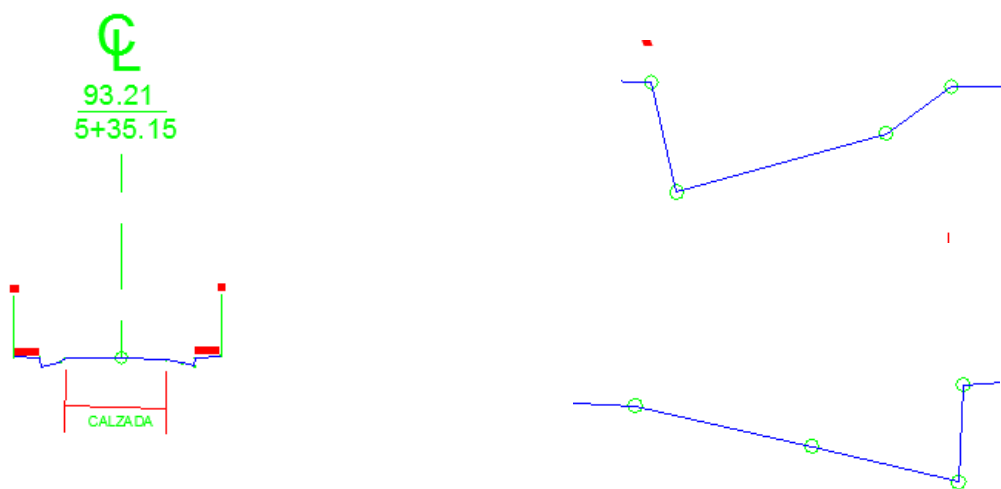


Figura 34. Sección transversal en cada canal en longitud 5+35,15

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

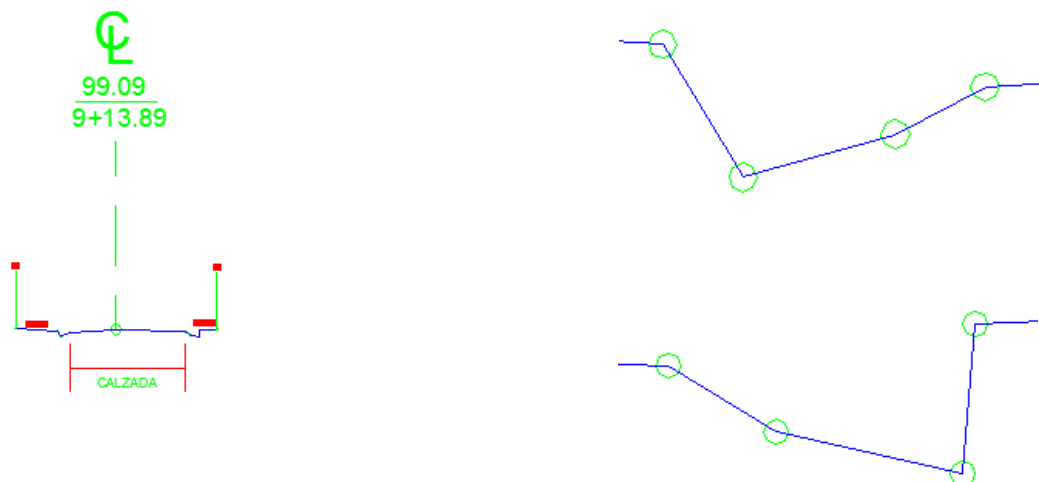


Figura 35. Sección transversal en cada canal en longitud 9+13,89

Fuente: Municipalidad de Alajuela.

De la misma manera que se elaboró para la avenida 3, con ayuda de la herramienta AutoCAD, se obtiene el área transversal, el perímetro y el radio hidráulico de cada una de las secciones transversales anteriores.

En la siguiente tabla se representan cada uno de esos datos:

Tabla 16. Datos geométricos de cada canal en cada cota de la avenida 5

Cota	Perímetro canal norte (m)	Área canal norte (m²)	Radio hidráulico (m)	Perímetro canal sur (m).	Área canal sur (m²)	Radio hidráulico (m)
1+52,53	1,72	0,13	0,076	1,72	0,13	0,075
5+35,15	3,05	0,36	0,118	3,21	0,28	0,087
9+13,89	1,36	0,09	0,066	1,87	0,16	0,085

Fuente: Elaboración propia.

Se obtiene al valor del factor de sección ($AR^{\frac{2}{3}}$) para cada uno de estos, a través de la respectiva multiplicación del área por el radio hidráulico y se eleva a la potencia indicada.

A través ese procedimiento, se obtienen los siguientes datos:

Tabla 17. Factor de sección para cada canal en cada de la avenida 5

Cota	$AR^{\frac{2}{3}}$ Canal Norte.	$AR^{\frac{2}{3}}$ Canal Sur.
1+52,53	0,023	0,023
5+35,15	0,087	0,055
9+13,52	0,015	0,030

Fuente: Elaboración propia.

De igual manera que se efectuó para la avenida 3, se procede a ver cuál es el factor de sección necesario para la demanda del caudal que se tiene actualmente.

Se toma como ejemplo la cota 5+35,15 en el canal norte, el cual tiene un caudal de 1,176 m³/s; por lo tanto, al utilizar la ecuación de flujo uniforme, se tiene la siguiente expresión:

$$1,176 = \frac{1}{0,013} AR^{\frac{2}{3}} \times 0,015^{1/2}$$

Al despejar el valor, da como resultado: 0,124

De esta manera, se desarrolla para tramo y se obtienen los siguientes datos:

Tabla 18. Factor de sección necesario para transportar el caudal que pasa por cada tramo.

Calle	Q Canal Norte	Q Canal Sur	Pendiente	AR 2/3 Norte	AR 2/3 Sur	
Calle 7	0,064	0,064	0,02	0,006	0,006	9+13,89
Calle 5	0,277	0,146	0,026	0,022	0,012	
Calle 3	0,503	0,225	0,012	0,060	0,027	
Calle 1	0,732	0,305	0,011	0,091	0,038	
Calle 0	0,954	0,382	0,015	0,101	0,041	5+35,15
Calle 2	1,176	0,458	0,018	0,114	0,044	
Calle 4	1,397	0,535	0,016	0,144	0,055	
Calle 6	1,632	0,61	0,021	0,146	0,055	
Calle 8	1,823	0,675	0,021	0,164	0,061	1+52,53
Calle 10	2,036	0,75	0,018	0,197	0,073	
Calle 12	2,223	0,812	0,018	0,215	0,079	

Fuente: Elaboración propia.

Se compara los datos obtenidos en la tabla 18 con los de la tabla 19, y se evalúa la capacidad hidráulica del sistema.

Se presenta la siguiente tabla grafico como resultado de la comparación:

Avenida 5											
	Calle 12	Calle 10	Calle 8	Calle 6	Calle 4	Calle 2	Calle 0	Calle 1	Calle 3	Calle 5	Calle 7
	0+00,00	0+90,29	1+89,02	2+82,38	3+77,37	4+73,64	5+67,30	6+62,42	7+58,75	8+53,25	9+49,48
Norte											
Sur											

Figura 36. Capacidad Hidráulica de los canales de la avenida 5.

Fuente: Elaboración propia.

Se representa en color rojo las secciones donde el sistema no tiene capacidad hidráulica, mientras que en color azul donde si hay capacidad.

3.6 Propuesta de diseño

Una vez evaluado el sistema de alcantarillado actual, donde se ve que las secciones transversales no están dando abasto para transportar el caudal que se genera en una tormenta de diseño de 25 años, además, existe un deterioro de los elementos que conforman el sistema, se procede a realizar una propuesta que será un prediseño para una nueva red de recolección de aguas pluviales.

La propuesta se basa en eliminar el sistema de canales superficiales y reemplazarlo por uno a base de tuberías, donde las aguas de cada calle y avenida sean recolectadas en su respectivo cordón de caño. Estos, a su vez, depositen las aguas en los tragantes para que, por medio de una tubería, sean enviadas a un pozo de registro, y este se conduzca hasta la calle 12 por la tubería interna. Se presenta el siguiente esquema que ejemplifica la propuesta:

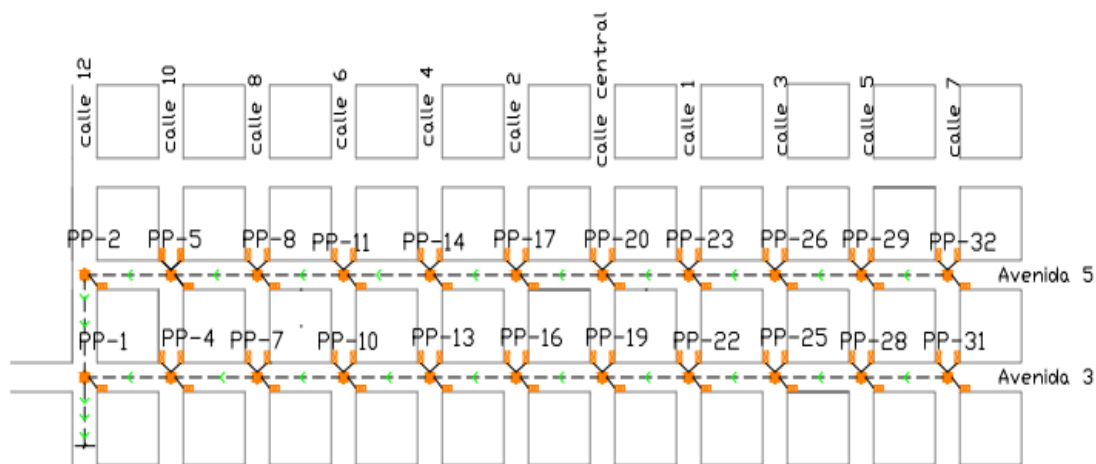


Figura 37. Propuesta de diseño

Fuente: Elaboración propia.

En cada intersección de calle con avenida, se coloque un pozo (punto naranja), este tome las aguas que recolecta cada tragante y las lleve, por medio de la tubería (línea punteada negra), hacia la calle 12.

Una vez los caudales lleguen a la calle 12, se envían, por medio de una tubería, hacia abajo, siguiendo la pendiente de la rasante.

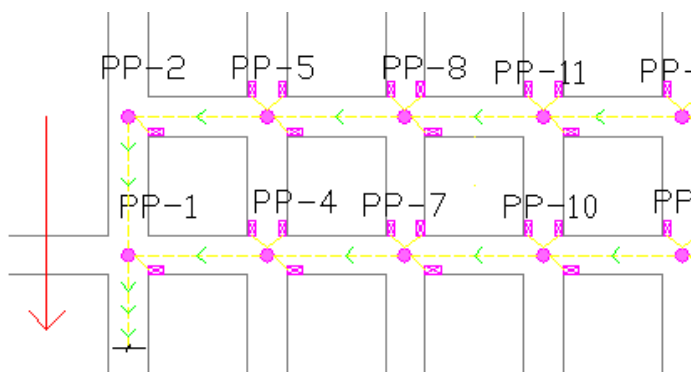


Figura 38. Recorrido de caudal luego de llegar a calle 12.

Fuente: Elaboración propia.

Visto en planta, se puede ejemplificar con el siguiente esquema:

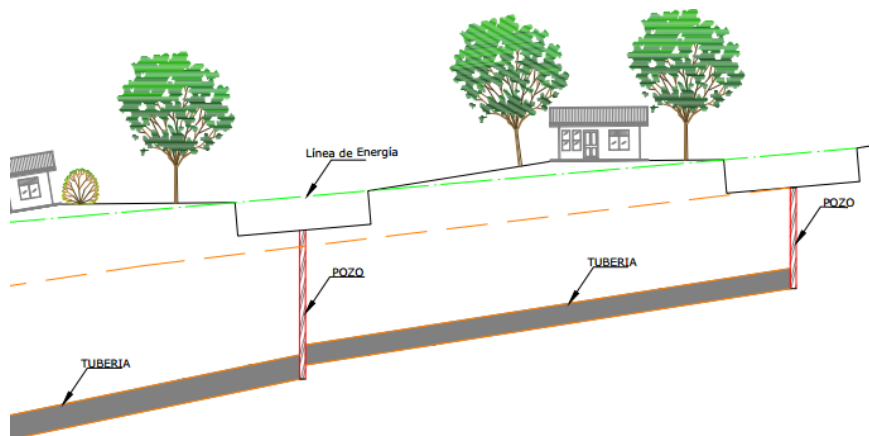


Figura 39. Esquema del perfil que ejemplifica la propuesta

Fuente: Elaboración propia.

Se obtienen los pozos de registro a una profundidad diseñada. Una diferencia de altura entre pozos de entrada y de salida se delinea con base en las líneas de energía y diámetros de tuberías obtenidos de los caudales de salida de cada uno de los pozos.

Una de las partes del proceso del diseño es seleccionar el material de la tubería que se va utilizar. Para este caso, se puede disponer de tuberías de concreto, de PVC o de acero. En ese proyecto, se selecciona tubería de concreto. Por lo tanto, los pozos de registro se realizan con tubería prefabricada; así, al seleccionar tubería de concreto, se tiene un solo proveedor de material para los elementos del sistema.

Otro de los factores a tomar en cuenta para la selección del material, es la variedad de diámetros comerciales que dispone la tubería de concreto. El proveedor, Productos de Concreto, una de las empresas líder en productos prefabricados a base de cemento, dispone de diámetros que van desde los 400 mm a los 1200 mm. Cambiando de diámetro cada 100 mm, se obtienen diámetros que cumplen y se ajustan al caudal de diseño; de esta manera, no sobrediseñar el sistema.

La propuesta se realiza con base en los reglamentos del AyA, «Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos» (2007), y *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (2016).

Para el diseño de los diámetros de las tuberías, se utiliza la ecuación de flujo uniforme de Manning, de la cual se obtienen los factores de sección, el área hidráulica, el perímetro hidráulico, el radio hidráulico, la profundidad y la velocidad.

Se va a disponer de los mismos valores de intensidad de lluvia y periodo de retorno obtenidos en el capítulo anterior, esto para prediseñar el nuevo sistema con las mismas condiciones con las que fue evaluado el sistema actual.

3.8.1 Ubicación de Pozos

Para el diseño del sistema pluvial, se colocará, en cada uno de los nodos de las respectivas avenidas, un pozo de registro. Esto cumple con la *Norma técnica para diseño*

y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable (AyA, 2016), pues la mayor distancia que habría entre pozos sería de: 98,73 metros, la cual es menor a los 120 m que se establece.

La distribución se efectúa de la siguiente manera:

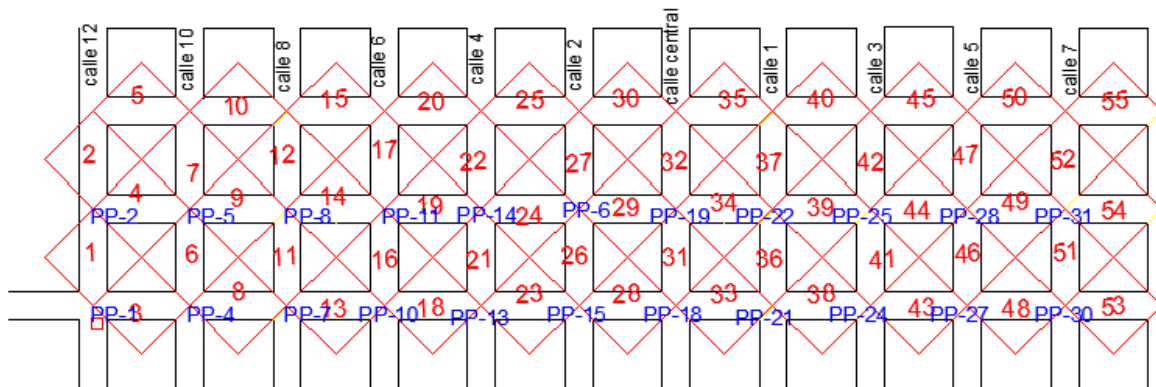


Figura 40. Distribución de pozos

Fuente: Elaboración propia.

Se representan 22 pozos con letras azules en la Figura 40, estos inician en la avenida 3 y la calle 12 con el PP-1 y acaban en la avenida 5 y la calle 7 con el PP-31.

En la siguiente figura, se ilustra a detalle la ubicación del pozo y la manera en que las tuberías ingresan a él:

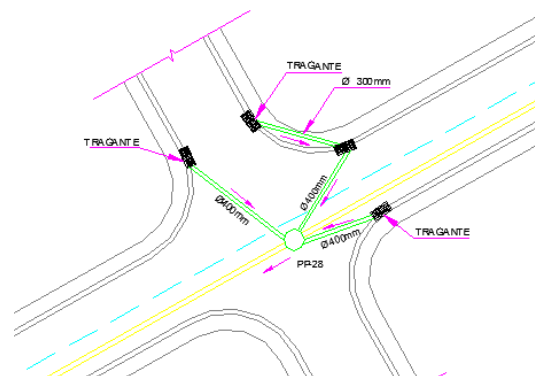


Figura 41. Propuesta de ubicación de pozo

Fuente: Elaboración propia

Como se ilustra, este pozo recolecta las aguas pluviales que vienen de los cordones de caño de la calle y la avenida, además del caudal que trae de la tubería principal; por lo tanto, se calcula el caudal que se genera en el recorrido sobre los cordones de caño en m^3/s .

Asimismo, la ilustración de la Figura 38 representa, a manera de ejemplo, el pozo que se ubica en la calle 8 y la avenida 3, el cual es influenciado por las subcuencas 11 y 13 (ver Figura 47). Estas generan un caudal de $0,158 m^3/s$ y $0,157 m^3/s$, respectivamente.

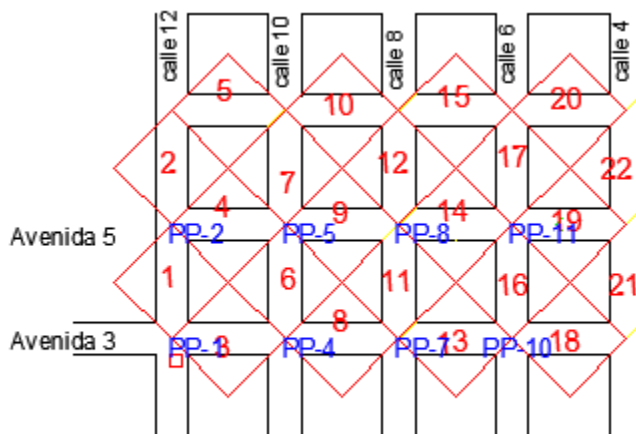


Figura 42. Pozo en avenida 3 y calle 8

Fuente: Elaboración propia.

Estos valores del caudal deben ser divididos entre dos, pues se toma la mitad de cada uno hacia el respectivo cordón de caño, por lo tanto, se obtienen los siguientes valores representados en la Figura 48.

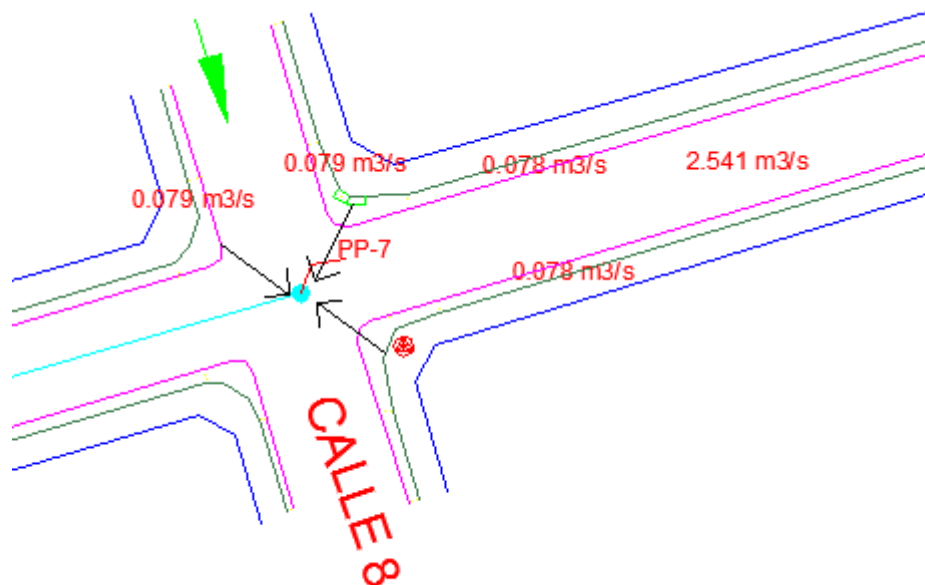


Figura 43. Ingreso de caudales en el pozo de registro

Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 43, se puede ver el aporte de la subcuenca 11 de $0,158 \text{ m}^3/\text{s}$, en la calle 8, que se divide en dos para cada cordón de caño; así, cada uno es de $0,079 \text{ m}^3/\text{s}$. Y el aporte de la subcuenca 13 de $0,157 \text{ m}^3/\text{s}$, produce que cada caño sea de $0,078 \text{ m}^3/\text{s}$. Más $2,541 \text{ m}^3/\text{s}$ vienen acumulados de la tubería, esto provoca que del pozo salga un caudal recolectado de: $2,856 \text{ m}^3/\text{s}$.

A través de este mismo procedimiento utilizado en cada uno de los pozos de ambas avenidas, se obtiene la siguiente tabla de datos para la avenida 3:

Tabla 19. Caudales de salida en cada uno de los pozos propuestos para la avenida 3

Número de pozo	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (m/m)
PP-31 Calle 7	0,304	0,010
PP- 28 Calle 5	0,625	0,027
PP- 25 Calle 3	0,947	0,024
PP- 22 Calle 1	1,272	0,014
PP- 19 Calle 0	1,587	0,011
PP- 16 Calle 2	1,909	0,013
PP- 13 Calle 4	2,229	0,020
PP- 10 Calle 6	2,541	0,022
PP- 7 Calle 8	2,856	0,025
PP- 4 Calle 10	3,157	0,016
PP- 1 Calle 1*	3,157	No aplica

Fuente: Elaboración propia.

En el pozo PP - 1, se da un caudal que ingresa al pozo de la tubería principal, que ahí se une, en la calle 12, con los caudales que se recogen de las avenidas 5 y 7. Además, para avenida 5 se obtiene lo siguiente:

Tabla 20. Caudales de salida en cada uno de los pozos propuestos para la avenida 5.

Número de pozo	Caudal (m ³ /s)	Pendiente (m/m)
PP-32 Calle 7	0.260	0.020
PP- 29 Calle 5	0.570	0.026
PP- 26 Calle 3	0.878	0.012
PP- 23 Calle 1	1.182	0.011
PP- 20 Calle 0	1.483	0.015
PP- 17 Calle 2	1.778	0.018
PP- 14 Calle 4	2.075	0.016
PP- 11 Calle 6	2.350	0.021
PP- 8 Calle 8	2.618	0.021
PP- 5 -Calle 10	2.904	0.018
PP- 2 Calle 1*	2.904	No aplica.

Fuente: Elaboración propia.

Para el pozo PP – 2, se da el caudal de ingreso al pozo, ya que en la avenida 12 se recogen las aguas que vienen de la avenida 7.

3.8.2 Diámetro de tuberías

Con los valores del caudal en cada pozo, se debe establecer el diámetro de la tubería necesario para llevar el respectivo caudal. Para ello, nos referimos a las tablas y fichas técnicas que dispone la empresa Productos de Concreto.

La Tabla 23 hace referencia a los tubos con diámetro menor a los 1200 mm, dentro de la categoría de ASTM C76, lo que indica una tubería con refuerzo.

Tabla 21. Diámetros nominales de tuberías ASTM 76

Tabla 3.3 Dimensiones de las tuberías con diámetros menores o iguales a 1200 mm												
Diámetro Nominal	Lu	Lt	W	A	B	C	D	E	F	G	T	ϕ
mm	mm	mm	Kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	grados
300	2500	2590	213	52	90	105	300	53	510	130	406	30
400	1250	1340	349	50	90	110	400	60	620	130	520	30
	2500	2590	551	50	90	110	400	60	620	130	510	30
500	1250	1340	393	45	90	115	500	70	730	150	640	30
	2500	2590	760	45	90	115	500	70	730	150	615	30
600	1250	1340	517	45	90	120	600	75	840	150	750	30
	2500	2590	995	45	90	120	600	75	840	150	720	30
700	1250	1340	678	40	90	125	700	85	950	180	870	30
	2500	2590	1306	40	90	125	700	85	950	180	825	30
800	1250	1340	857	35	90	130	800	95	1060	180	930	30
	2500	2590	1656	35	90	148	800	113	1060	180	948	30
900	2500	2590	1714	35	90	130	800	95	1060	180	930	30
	1250	1340	997	35	90	135	900	100	1035	180	1100	30
	2500	2590	1937	35	90	154	900	119	1054	180	1054	30
	2500	2590	1994	35	90	135	900	100	1035	180	1035	30
1000	2500	2600	2195	30	100	140	1000	110	1280	190	1220	30
1200	2500	2600	3239	30	100	155	1200	125	1510	190	1450	30
	2500	2615	3122	75	115	202	1200	125	1600	180	1450	20

Fuente: Productos de Concreto.

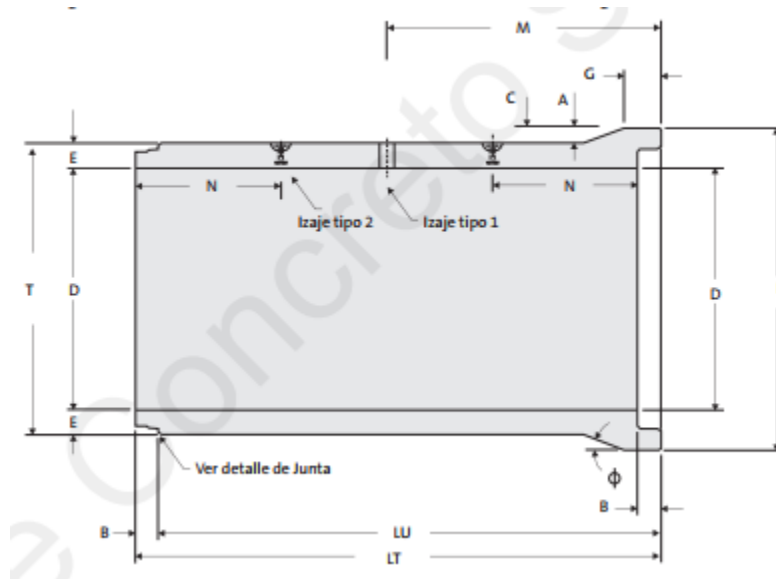


Figura 44. Perfil de tubería de concreto

Fuente: Productos de Concreto.

Para cada uno de los diámetros nominales de la tabla, se calcula el área, el perímetro y el radio hidráulico, por ejemplo, para la tubería de 500 mm se obtiene:

$$P = 2 * 3,14 * 0,25m$$

$$A = 3,14 * (0,25^2)$$

$$R = 0,196/1,570$$

<i>Diámetro (m)</i>	<i>0,500</i>
<i>Área (m²)</i>	0,196
<i>Perímetro (m)</i>	1,570
<i>Radio Hidráulico</i>	0,125

De esta manera, se elabora el proceso anterior para cada una de las tuberías y se obtiene la siguiente tabla:

Diámetro (m)	Área (m²)	Perímetro (m)	Radio Hidráulico (m)
0,4	0,126	1,257	0,100
0,5	0,196	1,571	0,125
0,6	0,283	1,885	0,150
0,7	0,385	2,199	0,175
0,8	0,503	2,513	0,200
0,9	0,636	2,827	0,225
1,0	0,785	3,142	0,250
1,2	1,131	3,770	0,300

Para saber qué diámetro de tubería de salida lleva cada pozo, se realiza lo siguiente:

Para el primer pozo de la avenida 3 (PP - 31), se selecciona una tubería que, por ser el tramo inicial, se prueba con 500 mm.

De la tabla 23, se obtiene su respectivo valor del área y el perímetro, para obtener el radio hidráulico. Y, de la tabla 20, se obtiene la pendiente del tramo, esto con el fin de ingresar los valores en la ecuación de Manning:

Datos de entrada:

Área (m²)	0,196
Radio Hidráulico (m)	0,125
Pendiente del Tramo (m/m)	0,01

Por consiguiente, se ingresan a la ecuación de la siguiente manera:

$$\left(\frac{1}{0,013}\right) * 0,196 * (0,125^{0,666}) * (0,01^{0,5}) = 0,377 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la tabla 20, se obtiene que para el PP - 31 haya un caudal de salida de 0,304 m³/s, por lo tanto, se puede utilizar una tubería de 500 mm de diámetro. Así mismo, se efectúa este mismo proceso, con ayuda de las tablas 20 y 23, para cada uno de los pozos y se obtienen los diámetros de tubería para todos los tramos.

Se delimita, por consiguiente, para la avenida 3:

Tabla 22. Diámetros de tuberías de salida para cada pozo de registro de la avenida 3

Número de Pozo	Caudal de salida (m³/s)	Diámetro de tubería (mm)
PP - 31	0,304	500
PP - 28	0,625	600
PP - 25	0,947	700
PP - 22	1,272	800
PP - 19	1,587	900
PP - 16	1,909	900
PP - 13	2,220	900
PP - 10	2,541	1000
PP - 7	2,856	1000
PP - 4	3,157	1,200
PP - 1	3.157	No aplica

Fuente: Elaboración propia.

De esta misma manera, para la avenida 5:

Tabla 23. Diámetros de tuberías de salida para cada pozo de registro de la avenida 5

Número de Pozo	Caudal de salida (m ³ /s)	Diámetro de tubería (mm)
PP - 32	0,260	500
PP - 29	0,570	600
PP - 26	0,878	700
PP - 23	1,182	800
PP - 20	1,483	900
PP - 17	1,778	900
PP - 14	2,075	900
PP - 11	2,350	900
PP - 8	2,618	1000
PP - 5	2,904	1000
PP - 2		No aplica

Fuente: Elaboración propia.

Para las tuberías que unen los tragantes con los pozos y tragantes entre sí, se utiliza el caudal más alto que se genera en los cordones de caño, es cual es de 0,083 m³/s. Para este valor, se despeja su respectivo $AR^{\frac{2}{3}}$ de la siguiente manera:

$$0,083 = \left(\frac{1}{0,013} \right) * \frac{AR^2}{3} * 0,11^{0.5}$$

Esto da como resultado = 0,0032.

Según el AyA, para estas tuberías, se establece diámetros mínimos de 300 mm para tubería de tragante a tragante y 400 mm de tragante a pozo, por lo tanto, analizando su geometría, se consigue lo siguiente:

Diámetro nominal (m)	0,40
Área transversal (m²)	0,125
Perímetro (m)	115
Radio hidráulico (m)	0,108

Con estos valores, se obtiene el valor de $AR^{\frac{2}{3}}$:

$$0,125x R0,108^{\frac{2}{3}} = 0,0283$$

Este valor está muy por encima del requerido, por lo tanto, se utilizan, para esas secciones, las tuberías mínimas que establece el AyA.

3.8.3 Revisión de tirante hidráulico

A partir de los diámetros de las tuberías, se procede a evaluar si cumple con el tirante hidráulico propuesto por el AyA. Para esto, se utilizan las tablas de propiedades geométricas de las tuberías. Ver Anexo 2.

Estas tablas relacionan el factor de sección con el área, el perímetro, el radio hidráulico y la relación y/d_0 . De esta manera, se despeja el valor $AR^{\frac{2}{3}}$ de cada uno de los caudales de salida de los pozos.

Primero, se toma como ejemplo el caudal de salida del pozo 31 de la avenida 3, el cual es de $0,304 \text{ m}^3/\text{s}$. Luego, se colocan todos los datos en la ecuación, lo que se ve de la siguiente manera:

$$0,304 = \frac{1}{0,013} AR^{\frac{2}{3}} \times 0,01^{1/2}$$

Además, se despejan los valores, esto da como resultado 0,040. Según las tablas, este valor de factor de sección se debe dividir entre el diámetro elevado a la $8/3$, de la siguiente forma:

$$\frac{0,040}{0,5^{8/3}} = 0.251$$

Este valor se refiere, en la tabla, para hallar el Y/d_0 , el cual es, en este caso, 0,68. Lo que lo hace cumplir con la norma.

$$\frac{H}{D} \leq 0,85$$

Con este dato, se despeja la altura que, para este valor de caudal de 0,304 m³/s con una tubería de 500 mm en una pendiente de 1%, es de 0,34 m. Asimismo, con el mismo dato de 0,68, se haya, en tablas, las áreas y el radio hidráulico, que para este caso sería de 0,142 m² y 0,147 m, respectivamente.

3.8.4 Revisión de la velocidad de diseño

Se utiliza la misma ecuación de Manning para encontrar la velocidad y se toma en cuenta que el caudal es igual al área de flujo por velocidad de flujo, por lo tanto, la ecuación puede expresarse en función de la velocidad de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Al aplicarlo a este ejemplo, se obtiene lo siguiente:

$$\frac{1}{0.013} \times 0.147^{\frac{2}{3}} \times 0.01^{\frac{1}{2}} = 2.14 \text{ m/s}$$

De esta manera, se señala que cumple con la velocidad de diseño, que se establece, en la norma, que debe ser menor a 5 m/s. Así, se procede a realizar este procedimiento para cada uno de los caudales de salida de los pozos y se obtienen los siguientes datos:

Para Avenida 3:

Tabla 24. Tirante hidráulico y velocidad de diseño para las tuberías de la avenida 3

Pozo	Pendiente (m/m)	Factor de Sección	Y/do	Velocidad (m/s)
PP – 31	0,010	0,040	0,68	2,143
PP – 28	0,027	0,049	0,57	3,763
PP – 25	0,024	0,079	0,59	3,980

PP – 22	0,014	0,140	0,68	3,467
PP – 19	0,011	0,197	0,70	3,345
PP – 16	0,013	0,218	0,76	3,687
PP – 13	0,020	0,204	0,72	4,427
PP – 10	0,022	0,223	0,63	4,932
PP – 7	0,020	0,263	0,65	4,749*
PP – 4	0,016	0,324	0,58	4,625
PP – 1	-			

Fuente: Elaboración propia.

Para Avenida 5:

Tabla 25. Tirante hidráulico y velocidad de diseño para las tuberías de la avenida 5

Pozo	Pendiente (m/m)	Factor de Sección	Y/do	Velocidad (m/s)
PP – 32	0,02	0,024	0,50	2,583
PP – 29	0,026	0,046	0,54	3,431
PP – 26	0,012	0,104	0,73	2,824
PP – 23	0,011	0,147	0,71	2,940
PP – 20	0,015	0,157	0,59	3,528
PP – 17	0,019	0,168	0,63	4,053
PP – 14	0,016	0,215	0,75	3,873
PP – 11	0,021	0,212	0,74	4,427
PP – 8	0,021	0,236	0,65	4,163
PP – 5	0,018	0,283	0,75	4,458
PP – 2	-			

Fuente: Elaboración propia.

Los valores que encuentran con asterisco se corrigieron en el valor de pendiente, pues su valor original superaba los 5 m/s.

3.8.5 Diseño de profundidad de tubería

Una vez verificado que todos los valores cumplen lo estipulado en la norma para tirante hidráulico y para velocidad, se procede a diseñar la profundidad y el diámetro que llevan los pozos. Para esto, se recurre al Anexo 4 de la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (AyA, 2016), donde se da el siguiente detalle:

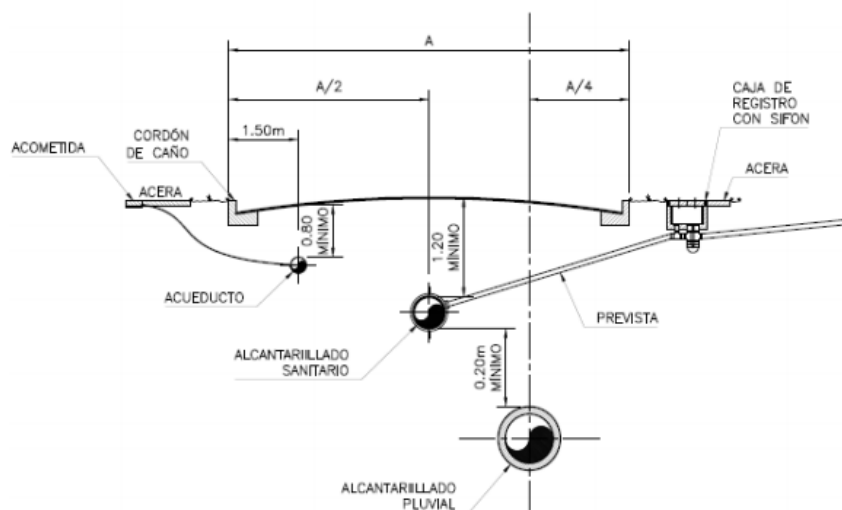


Figura 45. Detalle de la ubicación de tuberías

Fuente: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Según el detalle anterior, la tubería puede ubicarse desde 2,5 metros por debajo de la rasante en el primer pozo; de esta manera, si, en el pozo 31, la rasante se encuentra a una altura de referencia de 100,1 m, el fondo del pozo debe ser de 97,5 m.

Asimismo, se realiza esta relación para cada uno de los pozos, siempre manteniendo la pendiente de la rasante, con excepción del pozo 7 que se tuvo que variar para que cumpliera con la velocidad.

3.8.5 Revisión de líneas de energía

Otro punto a considerar para establecer las profundidades de los pozos es la diferencia de altura que haya entre la tubería que entra al pozo y la tubería que sale, para

esto se toma en consideración el Anexo 7 de la *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable* (AyA, 2016), la cual presenta el siguiente detalle:

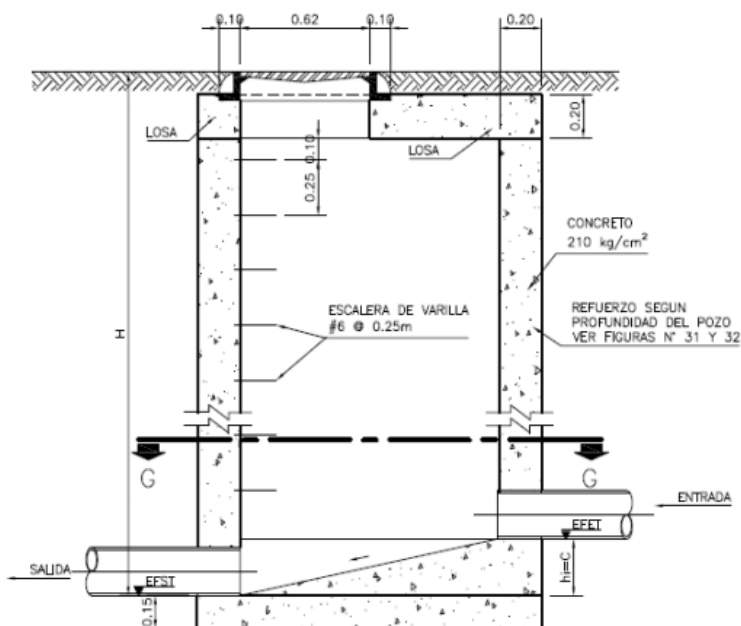


Figura 46. Pozo tipo

Fuente: AyA.

Se aprecia, en la figura 46, una diferencia de altura (H) que depende de las líneas de energía que se generan producto del movimiento del agua a través de la tubería.

Se realiza como ejemplo para el primer tramo de la avenida 3 y se calcula la energía en ambos pozos, en el 31 y en el 28, de la siguiente manera:

$$E = Z + Y + \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

De esta forma, es para el pozo 31:

$$0,34 + \left(\frac{2,143^2}{2 \times 9,8} \right) = 0,57m$$

Para el pozo 28:

$$0.34 + \left(\frac{3.763^2}{2 \times 9.8} \right) = 1.06 \text{ m}$$

Estos resultados tienen una diferencia de 0,49 m, lo cual es la diferencia que se debe tener entre el tubo de entrada y el tubo de salida. Y con esto se garantiza que haya una pérdida de energía dentro del pozo para que no se ahogue la tubería aguas arriba.

Se realiza la operación para cada uno de los trayectos con los siguientes valores de energía:

Para la avenida 3:

Tabla 26. Velocidad de diseño y líneas de energía para la tubería de avenida 3

Pozo	Velocidad (m/s)	Energía
PP - 31	2,143	0,574
PP - 28	3,763	1,065
PP - 25	3,980	1,221
PP - 22	3,467	1,157
PP - 19	3,345	1,201
PP - 16	3,687	1,378
PP - 13	4,427	1,648
PP - 10	4,932	1,871
PP - 7	4,749	1,801
PP - 4	4,625	1,564
PP - 1	4,625	1,565

Para la avenida 5:

Tabla 27. Velocidad de diseño y líneas de energía para la tubería de avenida 5

Pozo	Velocidad (m/s)	Energía
PP - 32	2,583	0,590
PP - 29	3,431	0,925
PP - 26	2,824	0,918
PP - 23	2,940	1,009
PP - 20	3,528	1,166
PP - 17	4,053	1,405
PP - 14	3,873	1,440
PP - 11	4,427	1,666
PP - 8	4,163	1,425
PP - 5	4,458	1,764
PP - 2	4,45	1,764

En cuanto a la pérdida local de energía que se puede dar en el pozo, el hecho de que la tubería de entrada y tubería de salida estén en la misma dirección del flujo de agua hace que este valor de vuelva despreciable, ya que la mayor afectación de energía en los pozos se da cuando se unen 3 o 4 tuberías dentro del pozo y los flujos de agua chocan entre sí.

También, en cuanto a la pérdida de energía por cambio de velocidad, los valores que varían son tan pequeños que se convierten en despreciables, por ejemplo, al pozo PP - 28 de la avenida 3 le ingresa una velocidad de 2,143 m/s y sale con velocidad de 3,763 m/s. Al revisar esta pérdida de energía se consigue lo siguiente con un coeficiente de 0,2 (coeficiente para aumento de velocidad):

$$0,2 \left(\frac{3,763^2}{2 \times 9,81} - \frac{2,413^2}{2 \times 9,8} \right) = 0,084 \text{ m}$$

Quiere decir, entonces, que abarcaría una pérdida de 8 cm, lo cual es despreciable para el sistema. Además, con estos valores de energía, se establecen las diferencias de altura de las tuberías para cada uno de los pozos.

3.8.6 Diámetro de pozos

Para establecer el diámetro que llevará cada pozo, se referencia, nuevamente, a la tabla de diámetros de Productos de Concreto, además a una tabla data por la Asociación de Tubos de Concreto de Minnesota, la cual es una organización que promueve el uso de tubería de concreto mediante educación e información. La cual se coloca a continuación:

Tabla 28. Diámetros de pozos según ingreso de tuberías

MAX. PIPE SIZE OF RCP			
MANHOLE DIA.	FROM STRAIGHT THRU TO 135° ANGLE	IF 90° ANGLE	IF 180° ANGLE
48"	24" RCP	18" RCP	24" RCP
60"	33" RCP	27" RCP	33" RCP
72"	36" RCP	33" RCP	36" RCP
84"	48" RCP	36" RCP	48" RCP
96"	54" RCP	42" RCP	54" RCP

Chart to be used to determine manhole sizing.

Fuente: Asociación de Tubos de Concreto de Minnesota.

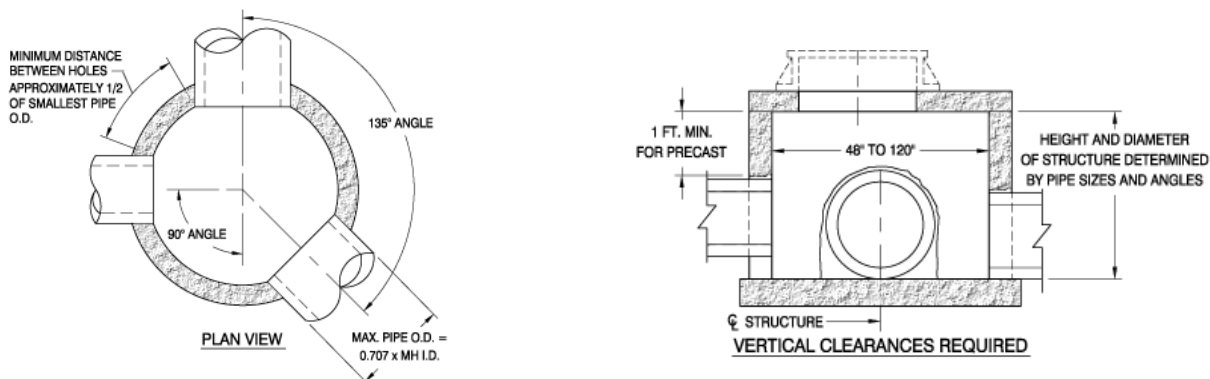


Figura 47. Referencia de ingreso de tubos al pozo

Fuente: Asociación de Tubos de Concreto de Minnesota.

Esta tabla hace referencia al ángulo en que la tubería entra y sale del pozo. Para el caso de este diseño, el pozo tendrá cuatro tuberías de entrada y una tubería de salida, pero tres de estas tuberías de entrada son las que aportan los caudales que vienen de los tragantes. Estas entran arriba del pozo y con un caudal muy bajo, por lo tanto, no se toman en cuenta para la selección del diámetro, solo se toma en cuenta la tubería principal que entra al pozo y la que sale.

Por ejemplo, el pozo el pozo 14 de la avenida 5, presenta una tubería de entrada de 900 mm y una tubería de salida de 900 mm, estas forman un ángulo de 180 grados, este valor en pulgadas es de 36. Para este caso, la tabla refiere un diámetro de pozo de 72 pulgadas, que en unidades del sistema internacional es de 1800 mm.

Con este valor, se hace referencia a las tablas de Productos de Concreto para analizar si este diámetro está dentro de los fabricados, el cual para este caso sería de 2130 mm. De la misma manera que se hizo este análisis, se elabora para cada uno de los pozos de las dos avenidas:

Diámetros de pozos para la avenida 3:

Tabla 29. Diámetros de pozos para la avenida 3

Pozo	Diámetro Sugerido (mm)	Diámetro Nominal (mm)
PP – 31	1200	1200
PP – 28	1200	1200
PP – 25	1500	1500
PP – 22	1500	1500
PP – 19	1800	1800
PP – 16	1800	1800
PP – 13	1800	1800
PP – 10	2100	2130
PP – 7	2100	2130
PP – 4	2100	2130
PP - 1*	No aplica	No aplica

Fuente: Elaboración propia.

Diámetros de pozos para la avenida 5:

Tabla 30. Diámetros de Pozos para la avenida 5

Pozo	Diámetro sugerido (mm)	Diámetro nominal (mm)
PP – 32	1200	1200
PP – 29	1200	1200
PP – 26	1500	1500
PP – 23	1500	1500
PP – 20	1500	1500
PP – 17	1800	1800
PP – 14	1800	1800
PP – 11	1800	1800
PP – 8	2100	2130
PP – 5	2100	2130
PP - 2*	No aplica	Aplica

Fuente: elaboración Propia.

3.8.7 Cordón y Caño

Lo que indica el AyA para los cordones de caño es que no excedan 120 m en líneas. Se mantienen las secciones actuales, solamente, se deben reparar las fisuras y roturas que tiene estos elementos.

Para evaluar la capacidad de lo que sería el cordón de caño, se toma la sección de canal actual más pequeña (que tiene el factor de sección más bajo) y se evalúa para el mayor caudal que hay en los cordones de caño, es cual es 0,086 m³/s, y para la mayor pendiente, que sería de 0,027; con esto obtiene la condición más crítica. Por lo tanto, si cumple para esta sección, las demás secciones también van a tener capacidad de funcionar como cordón de caño.

Esta sección se encuentra en la avenida 3, en la cota 0+62,72, la cual es la siguiente:

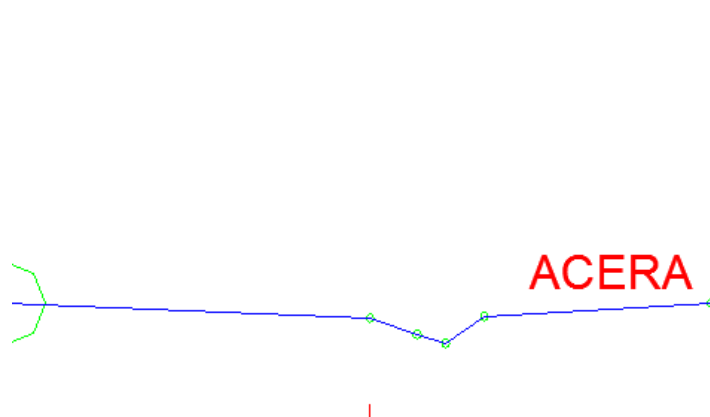


Figura 48. Sección de cordón de caño

Fuente: Elaboración propia.

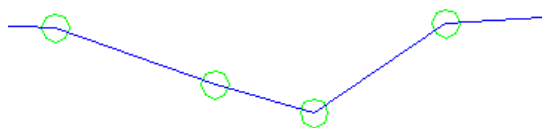


Figura 49. Sección de cordón de caño

Fuente: Elaboración propia.

Por medio de la herramienta AutoCAD, se obtienen el área y el perímetro para obtener el radio hidráulico, de la siguiente manera:

Área: 0,08 m².

Perímetro: 1,75 m.

Radio Hidráulico: 0,046 m.

Con estos datos se calcula su valor de factor de sección:

$$0,08 \times 0,046^{\frac{2}{3}} = 0,10$$

A partir de los datos de caudal y pendiente, se calcula su respectivo factor de sección de la siguiente manera:

$$0,086 = \frac{1}{0,013} * AR^{\frac{2}{3}} * 0,027^{0,5}$$

Esto da como resultado: 0,007.

Por lo tanto, al comparar los respectivos factores de sección, se puede observar que el factor requerido en la condición más crítica es 0,007, y el actual de la sección más pequeña es 0,010. Quiere decir que, si esta sección cumple, las demás secciones actuales van tener capacidad de funcionar como cordón de caño para todo el sistema.

3.8.8 Tragantes

Los tragantes serán colocados al final de cada cordón de caño con una distancia máxima (trayecto más largo de cordón de caño) de 98,73 m. lo cual cumple con lo que establece el AyA, pues se estipula un máximo de 120 m.

En la Figura 50, se representa dónde van colocados los tragantes.

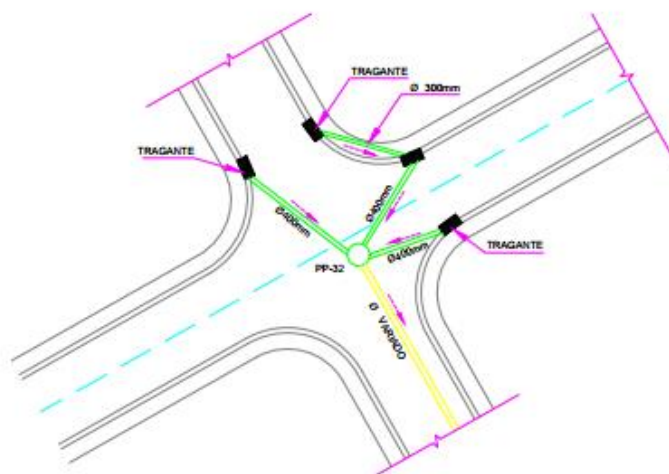


Figura 50. Ubicación de tragantes

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a la profundidad, se establece una profundidad de rasante a pozo de 0,9 m en todos los casos. Además, para establecer la capacidad de los tragantes, se selecciona el tragante tipo de AyA, el cual es el siguiente:

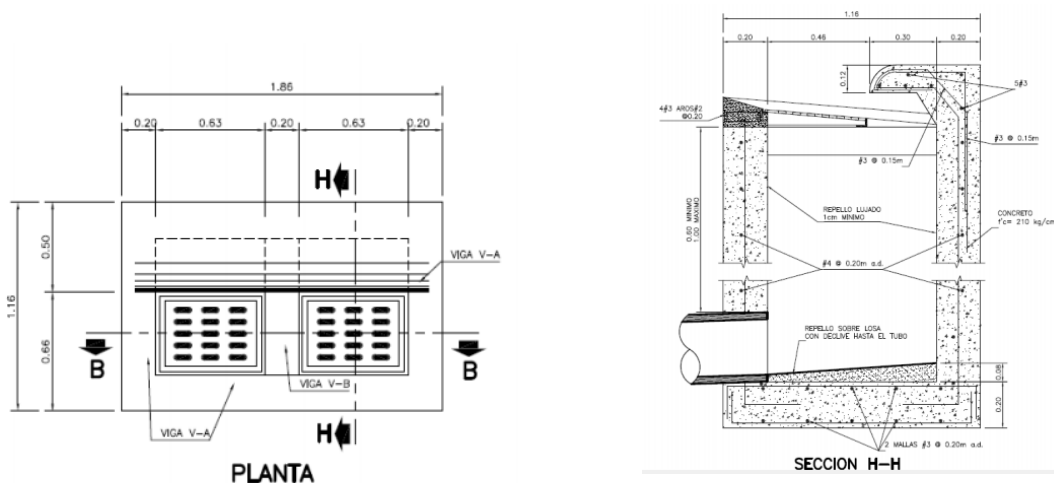


Figura 51. Secciones tipo de Tragantes del AyA.

Fuente: Acueductos y Alcantarillados.

Como se aprecia en el corte H-H y en la planta de la figura 51, el tragante cuenta con ingreso tanto por las rejas metálicas como por la abertura el cordón de caño.

De esta sección típica, se obtienen sus dimensiones de área libre, longitud y ancho, las cuales son las siguientes:

Longitud: 0,63 m.

Ancho: 0,47 m.

Área libre: 0,148 m².

Según la Guía de Diseño y Especificaciones de Elementos Urbanos de Infraestructura de Aguas de Lluvia (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2005), los tragantes pueden funcionar como orificio si cumplen la siguiente ecuación:

$$h \geq 1,6 x \left(\frac{A}{L + 2B} \right)$$

En este caso, se desarrolla de la siguiente manera:

$$1,6 x \left(\frac{0,148}{0,63 + 2x 0,47} \right) = 0,15$$

El cordón de caño propuesto tiene un h de 0,19m; de manera que el caudal máximo que puede evacuar el tragante es el que se expresa a continuación:

$$2,66 x Axh^{0.5}$$

De forma que la ecuación desarrollada sería la siguiente:

$$2,66 x 0,148 x 0,9^{0.5} = 0,171$$

Así que se delimita que el tragante puede evacuar 0,171 m³/s. Además, la demanda de caudal es de 0,086 m³/s, cumpliendo así la capacidad del tragante.

CAPÍTULO 4. CONCLUSIONES

Se realizó la identificación de los elementos que componen el sistema de alcantarillado actual, donde se pudo observar el estado físico de estos y distribución de los caudales. El sistema presenta elementos deteriorados, cordones de caño quebrados por el peso de los vehículos, canales obstruidos por la colocación de parillas para acceso de automóviles y de discapacitados.

Las secciones transversales presentan mucha irregularidad en el trayecto, lo que genera efectos de embudo y que los caudales tiendan a salirse de su cauce. Se aprecia del levantamiento topográfico que presenta disminución de áreas conforme avanza en el trayecto de los canales, cuando, más bien, esta se debe aumentar para tener mayor capacidad.

Se observó que, por parte de la Municipalidad de Alajuela, no hay un mantenimiento periodo al sistema de alcantarillado actual actual, lo que hace que se acumule basura en los tragantes, crezca vegetación en canales y se acule sedimento de arena en las secciones transversales, que resulta en inundaciones.

Hay una mala distribución de caudales en los canales, ya que es el canal Norte de cada avenida quien drena la mayor parte del caudal. Debido a esto, en ambas avenidas, el canal Norte solo en el primer tramo (calle 7) tiene capacidad hidráulica.

Se establece un periodo de retorno de 25 años debido a la importancia de la zona de estudio, debido a que es un lugar de desarrollo comercial, muy poblado y de alto tránsito vehicular. Además, se tomó como referencia la tubería instalada por la Municipalidad de Alajuela en la parte Norte de la zona central la cual se hizo con periodo de retorno de 25 años, por lo tanto, se utiliza el mismo valor para tener una intensidad de lluvia similar en ambos sistemas.

Se realizó una propuesta de diseño que cambia el sistema a base de canales que se posee, actualmente, por un sistema a base de tuberías de concreto, a través de la colocación de pozos de registro en cada intersección de calle y avenida.

La propuesta de diseño permite utilizar los canales actuales como como cordones de caño, estoy una vez colocada la tubería. De esta manera, no eliminan, sino que se adecuan a la propuesta de diseño.

En cuanto a la perdida de energía, se consideran solo las que se dan debido al movimiento del flujo de agua por medio de la tubería de pozo a pozo. No habrá pérdidas considerables en los pozos debido a la manera en que ingresan y salen las tuberías, siendo en un ángulo de 180 grados.

Los pozos de registro se van a diseñar tomando en cuenta solo la tubería de entrada y de salida, debido a que los aportes de las tuberías de los tragantes son de bajo caudal y en las partes de arriba del pozo.

CAPÍTULO 5 RECOMENDACIONES

A partir de la propuesta realizada, se recomienda el reemplazo de los canales externos por tubería enterrada.

Se debe establecer una revisión periódica del sistema de alcantarillado, para eliminar residuos de basura y sedimentos que pueden afectar el flujo de agua en temporada de lluvia.

La Municipalidad de Alajuela debe velar para que los ciudadanos no obstaculicen el paso del flujo del agua por los cordones de caño, a través de la colocación de rampas para los accesos vehiculares.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Buitrago D., L. J. (2009). *Hidraulica de Tuberias*. Mexico, D.F: Alfaomega.

Cualla, R. A. (2003). *Elemento de diseño para acueductos y alcantarillados*. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingenieria.

Delgado, D. (2015). *Guía metodológica para elaboración y presentación de propuesta e informe final del Trabajo Final de Graduación*. Heredia: Universidad Latina de Costa Rica.

Diseño de alcantarillado pluvial. (30 de Noviembre de 2011). Recuperado el 27 de Octubre de 2016, de <https://es.scribd.com/doc/74302538/DISENO-ALCANTARILLADO-PLUVIAL>

Estrada Gutiérrez, G. (s.f.). *Laboratorio de Hidráulica de Canales*. Recuperado de [http://fing.uach.mx/licenciaturas/IC/2013/02/05/Manual_de_Hidraulica_de_Canal es.pdf](http://fing.uach.mx/licenciaturas/IC/2013/02/05/Manual_de_Hidraulica_de_Canal_es.pdf)

Grupo Empresarial EPM. (2009). *Guía para el diseño hidráulico de redes de alcantarillado*. Medellin, Colombia: Autor.

Jiménez Terpan, J., Ortiz Cedano, A., Castillo González, E. et al. (s.f.). *Manual de apuntes de la experiencia educativa de tuberías y canales*. México: Universidad Veracruzana, Facultad de Ingeniería Civil.

Ibáñez Asensio, S., Moreno Ramón, H. y Gisbert Blanquer, J. (s.f.). *Métodos para la determinación del tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrográfica*. Valencia, España: Escuela Técnica Superior de Ingeniería Agronómica y del Medio Natural, Universidad Politécnica de Valencia.

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (2016). *Norma técnica para el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y sistema pluvial*. San José, Costa Rica: Autor.

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (2007). Reglamentación técnica para diseño y construcción de urbanizaciones, condominios y fraccionamientos. Diario oficial *La gaceta*. N.º 55 (alcance N.º 8). San José, Costa Rica: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Instituto Meteorológico Nacional. (s.f.). *Clima en Costa Rica - Valle Central*. Recuperado de <https://www.imn.ac.cr/inicio>

Instituto Meteorológico Nacional. (2011). *Curvas de intensidad duración frecuencia de algunas estaciones meteorológicas automáticas*. San José, Costa Rica: Instituto Meteorológico Nacional.

Minesota Concrete Pipe Association. (2005). Manhole Sizing. Recuperado de <http://www.mnconcpipe.org/manholesize.htm>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (s.f.). Manual de carreteras. Hidrología, hidráulica y drenaje. Perú: Autor.

Municipalidad Alajuela. (2004). *Reglamento Plan Regulardo Urbano del Cantón de Alajuela*. Alajuela, Costa Rica: Autor.

Productos de Concreto. (s.f.). *Manual Técnico PC - Tubería de concreto*. Costa Rica: Autor.

Te Chow, V., R. Maidment, D., & W. Mays, L. (2000). *Hidrología Aplicada*. Santa Fe, Bogota: McGRAW-HILL.

Vahrson W., Romero, M., Arauz, I., Sánchez, S. y Chacón, R. (I y II semestres de 1992). Análisis probabilístico de lluvias intensas en Costa Rica. *Revista Geográfica de América Central*, N.º 25-26, p.45 - 58.

CAPÍTULO 6. ANEXOS

Anexo 1. Memoria de cálculo

6.1.1 Coeficientes de escorrentía para subcuencas 4, 6, 12, 14, 15 y 52

Se establece a partir de la Tabla 4: 15% del coeficiente de 0,3 (parques y cementerios) y 85% del coeficiente de 0,9 (comercios urbanos).

$$(0,15 \times 0,30) + (0,85 * 0,9) = 0,81$$

6.1.2 Coeficiente de escorrentía para subcuenca 1.

De la Tabla 4 se toma: 40% de coeficiente de 0,3 (parques y cementerios) y 60% de coeficiente 0,9 (comercios urbanos).

$$(0,40 \times 0,30) + (0,60 * 0,9) = 0,66$$

6.1.3 Coeficiente de escorrentía de la ruta más larga de estudio

Tabla 31. Coeficiente de escorrentía de ruta más larga.

Áreas Tributarias			
Subcuenca	Hectáreas	Coe. Escorr.	Sumatoria
52	0,415	0,81	0,33615
49	0,466	0,9	0,4194
44	0,452	0,9	0,4068
39	0,455	0,9	0,4095
34	0,444	0,9	0,3996
29	0,432	0,9	0,3888
24	0,44	0,9	0,396
19	0,427	0,9	0,3843
14	0,413	0,81	0,33453
9	0,432	0,9	0,3888
4	0,39	0,81	0,3159
1	0,418	0,66	0,27588
Sumatoria	5,184	Sumatoria.	4,45566

Fuente: Elaboración propia.

$$\frac{4,45}{5,14} = 0,86$$

6.1.4 Pendiente promedio de ruta más larga

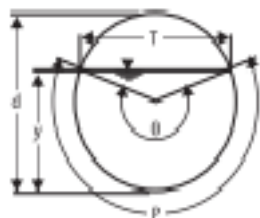
Altura de Punto de inicio: 103,84 m

Altura de Punto Final: 88,55 m

Longitud: 1133,70 m

$$\frac{103,84 - 88,55}{1133,70} = 0,014$$

Anexo 2. Tabla de propiedades geométricas de los tubos



$$y = \text{profundidad} = \frac{1}{2}d(1 - \cos \frac{\theta}{2})$$

$$A = \text{área} = \frac{1}{8}d^2(2\theta - \sin \theta)$$

$$P = \text{perímetro mojado} = \frac{1}{2}d\theta$$

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{1}{4}d \frac{2 - \cos \theta}{\theta}$$

$$T = \text{ancho superficial} = d \sin \frac{\theta}{2}$$

$$D = \text{profundidad media} = \frac{1}{8}d \frac{2 - \cos \theta}{\theta}$$

$$d = \text{diámetro interior del tubo}$$

$\frac{y}{d}$	$\frac{A}{d^2}$	$\frac{P}{d}$	$\frac{R}{d}$	$\frac{T}{d}$	$\frac{D}{d}$	$\frac{AD^{1/2}}{d^{5/2}}$	$\frac{AR^{2/3}}{d^{8/3}}$	θ
0.02	0.0037	0.2838	0.0132	0.2800	0.0134	0.0004	0.0002	0.5676
0.04	0.0105	0.4027	0.0262	0.3919	0.0269	0.0017	0.0009	0.8054
0.06	0.0192	0.4949	0.0389	0.4750	0.0405	0.0039	0.0022	0.9899
0.08	0.0294	0.5735	0.0513	0.5426	0.0542	0.0069	0.0041	1.1470
0.10	0.0409	0.6435	0.0635	0.6000	0.0681	0.0107	0.0065	1.2870
0.12	0.0534	0.7075	0.0755	0.6499	0.0821	0.0153	0.0095	1.4150
0.14	0.0668	0.7670	0.0871	0.6940	0.0963	0.0207	0.0131	1.5340
0.16	0.0811	0.8230	0.0986	0.7332	0.1106	0.0270	0.0173	1.6461
0.18	0.0961	0.8763	0.1097	0.7684	0.1251	0.0340	0.0220	1.7526
0.20	0.1118	0.9273	0.1206	0.8000	0.1398	0.0418	0.0273	1.8546
0.22	0.1281	0.9764	0.1312	0.8285	0.1546	0.0504	0.0331	1.9528
0.24	0.1449	1.0239	0.1416	0.8542	0.1697	0.0597	0.0394	2.0479
0.26	0.1623	1.0701	0.1516	0.8773	0.1850	0.0698	0.0461	2.1403
0.28	0.1800	1.1152	0.1614	0.8980	0.2005	0.0806	0.0534	2.2304
0.30	0.1982	1.1593	0.1709	0.9165	0.2162	0.0921	0.0610	2.3186
0.32	0.2167	1.2025	0.1802	0.9330	0.2322	0.1044	0.0691	2.4051
0.34	0.2355	1.2451	0.1891	0.9474	0.2485	0.1174	0.0776	2.4901
0.36	0.2546	1.2870	0.1978	0.9600	0.2652	0.1311	0.0864	2.5740
0.38	0.2739	1.3284	0.2062	0.9708	0.2821	0.1455	0.0956	2.6569
0.40	0.2934	1.3694	0.2142	0.9798	0.2994	0.1605	0.1050	2.7389
0.42	0.3130	1.4101	0.2220	0.9871	0.3171	0.1763	0.1148	2.8202
0.44	0.3328	1.4505	0.2295	0.9928	0.3353	0.1927	0.1248	2.9010
0.46	0.3527	1.4907	0.2366	0.9968	0.3539	0.2098	0.1349	2.9814
0.48	0.3727	1.5308	0.2435	0.9992	0.3730	0.2276	0.1453	3.0616
0.50	0.3927	1.5708	0.2500	1.0000	0.3927	0.2461	0.1558	3.1416
0.52	0.4127	1.6108	0.2562	0.9992	0.4130	0.2652	0.1665	3.2216
0.54	0.4327	1.6509	0.2621	0.9968	0.4340	0.2850	0.1772	3.3018
0.56	0.4526	1.6911	0.2676	0.9928	0.4558	0.3055	0.1879	3.3822
0.58	0.4724	1.7315	0.2728	0.9871	0.4785	0.3268	0.1987	3.4630
0.60	0.4920	1.7722	0.2776	0.9798	0.5022	0.3487	0.2094	3.5443
0.62	0.5115	1.8132	0.2821	0.9708	0.5269	0.3713	0.2200	3.6263
0.64	0.5308	1.8546	0.2862	0.9600	0.5530	0.3947	0.2306	3.7092
0.66	0.5499	1.8965	0.2900	0.9474	0.5804	0.4190	0.2409	3.7931
0.68	0.5687	1.9391	0.2933	0.9330	0.6096	0.4440	0.2511	3.8781
0.70	0.5872	1.9823	0.2962	0.9165	0.6407	0.4700	0.2610	3.9646
0.72	0.6054	2.0264	0.2987	0.8980	0.6741	0.4971	0.2705	4.0528
0.74	0.6231	2.0715	0.3008	0.8773	0.7103	0.5252	0.2798	4.1429
0.76	0.6405	2.1176	0.3024	0.8542	0.7498	0.5546	0.2886	4.2353
0.78	0.6573	2.1652	0.3036	0.8285	0.7933	0.5854	0.2969	4.3304
0.80	0.6736	2.2143	0.3042	0.8000	0.8420	0.6181	0.3047	4.4286
0.82	0.6893	2.2653	0.3043	0.7684	0.8970	0.6528	0.3118	4.5306
0.84	0.7043	2.3186	0.3038	0.7332	0.9605	0.6903	0.3183	4.6371
0.86	0.7186	2.3746	0.3026	0.6940	1.0354	0.7312	0.3239	4.7492
0.88	0.7320	2.4341	0.3007	0.6499	1.1263	0.7769	0.3286	4.8682
0.90	0.7445	2.4981	0.2980	0.6000	1.2409	0.8294	0.3322	4.9962