UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DEL ALCANTARILLADO COMBINADO PARA LOS 6 BARRIOS QUE CONFORMAN LA PARTE CENTRAL DE LA PARROQUIA DE ALOAG, UBICADO EN EL CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniera Civil

AUTORA: Erika Gabriela Flores Quinchimbla

TUTOR: María Gabriela Soria Pugo

Quito – Ecuador
2022

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Erika Gabriela Flores Quinchimbla con documento de identificación N° 1727373951 manifiesto que:

Soy la autora y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 01 de agosto del 2022

Atentamente,

Erika Gabriela Flores Quinchimbla
1727373951

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Yo, Erika Gabriela Flores Quinchimbla con documento de identificación N° 1727373951 expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: "Diseño del Alcantarillado Combinado para los 6 Barrios que conforman la parte central de la Parroquia de Alóag, ubicado en el Cantón Mejía, Provincia de Pichincha", el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 01 de agosto del 2022

Atentamente,

Erika Gabriela Flores Quinchimbla

1727373951

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, María Gabriela Soria Pugo con documento de identificación N° 1803981214 docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DEL ALCANTARILLADO COMBINADO PARA LOS 6 BARRIOS QUE CONFORMAN LA PARTE CENTRAL DE LA PARROQUIA DE ALOAG, UBICADO EN EL CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA DE PICHINCHA, realizado por Erika Gabriela Flores Quinchimbla con documento de identificación N° 1727373951, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 01 de agosto del 2022

Ing. María Gabriela Soria Pugo, MSc.

1803981214

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada a Dios que me ha dado sabiduría y fortaleza para poder alcanzar una meta más,

A Luis, que me ha acompañado en todo este proceso, motivándome a seguir adelante.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a Dios por cumplir su promesa:

«*El SEÑOR mismo marchará al frente de ti y estará contigo; nunca te dejará ni te abandonará. No temas ni te desanimes*».

Deuteronomio 31:8

A Luis, por su apoyo incondicional y por ayudarme a creer en mí.

Mi profundo agradecimiento a mi tutora la Ing. María Gabriela Soria Pugo, que desinteresadamente apoyó en el desarrollo de este proyecto y compartió conmigo su conocimiento y su tiempo.

A la Universidad Politécnica Salesiana, y a todos los docentes que forman parte de la carrera de Ingeniería Civil.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I 1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES 1
1.1 Introducción 1
1.2 Objetivos 2
1.2.1 Objetivo general 2
1.2.2 Objetivos específicos 2
1.3 Problema de estudio 2
1.3.1 Antecedentes 2
1.3.2 Delimitación 3
1.4 Justificación 4
1.5 Grupo objetivo (Beneficiarios) 5
CAPÍTULO II 6
MARCO TEÓRICO 6
2.1 Recopilación de la información existente 6
2.1.1 Información catastral 6
2.1.2 Estudio de lluvias intensas (INAMHI) 6
2.1.3 Topografía 6
2.1.4 Datos del colector existente (S4) 7
2.1.5 Descripción socioeconómica de la población 7
2.2 Condiciones generales para el diseño 7
2.2.1 Periodo de diseño 7
2.2.2 Población actual 8
2.2.3 Población flotante 8
2.2.4 Población futura 9
2.2.5 Densidad Poblacional 12
2.2.6 Dotación de agua potable 12
2.2.7 Áreas de aportación 13
2.2.8 Pozos de revisión 14
2.2.9 Conexiones domiciliarías 18
CAPITULO III 21
BASES DE DISEÑO 21
3.1 Criterios de diseño 21

3.1.1 Velocidad mínima 21
3.1.2 Velocidad máxima 21
3.1.3 Profundidad mínima a la cota clave 22
3.1.4 Diámetro interno mínimo 23
3.1.5 Pendiente máxima y mínima 23
3.1.6 Pozos de revisión 23
3.1.7 Rugosidad 23
3.2 Contribuciones de aguas residuales 24
3.2.1 Domésticas (QD) 25
3.2.1.1 Estimación de R 25
3.2.1.2 Coeficiente de simultaneidad M 26
3.2.2 Industriales (QI) 27
3.2.3 Comerciales (QC) 27
3.2.4 Institucional (QIN) 28
3.2.5 Conexiones erradas (QCE) 28
3.2.6 Infiltración (QINF) 28
3.2.7 Caudal sanitario (QS) 29
3.3 Caudal pluvial de diseño 29
3.3.1 Método Racional 29
3.3.2 Coeficiente de escurrimiento 30
3.3.3 Tiempo de concentración 30
3.3.4 Período de retorno 31
CAPITULO IV 32
CALCULOS Y DISEÑO 32
4.1 Trazado de la red 32
4.2 Datos de diseño 32
4.3 Calculo hidráulico de la red de alcantarillado 33
4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO 36
4.3.2 ÁREAS 36
4.3.3 CAUDAL PLUVIAL 36
4.3.4 CAUDAL SANITARIO 38
4.3.5 Caudal de diseño 40
4.3.6 Caracteísticas físicas 41

4.3.7 Datos hidráulicos 42
4.3.8 Cotas 47
4.3.9 Profundidad 47
CAPITULO V 48
RESULTADOS 48
5.1 Resultados de la red combinada 48
5.1.1 Diámetros 48
5.1.2 Pendiente y velocidad 50
5.1.3 Profundidad y salto 52
5.2 Análisis hidráulico del colector existente 54
CONCLUSIONES 55
RECOMENDACIONES 57
REFERENCIAS 58

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ecuaciones IDF para la estación Izobamba 6
Tabla 2. Censo estimado del centro poblado de Aloag 8
Tabla 3. Días de aumento de población (población flotante) 9
Tabla 4. Población ajustada 9
Tabla 5. Cálculo del Método Aritmético 10
Tabla 6. Cálculo del Método Geométrico 11
Tabla 7. Dotaciones recomendadas 13
Tabla 8. Pozos de caída Tipo I. 16
Tabla 9. Pozos de caída Tipo II. 17
Tabla 10. Velocidad máxima 22
Tabla 11. Profundidad mínima a la cota clave 22
Tabla 12. Coeficientes de rugosidad 24
Tabla 13. Coeficientes de retorno de aguas servidas domesticas 25
Tabla 14. Factor de Mayoración 26
Tabla 15. Contribución industrial 27
Tabla 16. Contribución comercial 27
Tabla 17. Conexiones erradas 28
Tabla 18. Infiltraciones 28
Tabla 19. Coeficiente de escurrimiento 30
Tabla 20. Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área 31
Tabla 21. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 1-Columna N° 23 34
Tabla 22. Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 24-Columna N° 42 35
Tabla 23. Resumen de longitudes y diámetros obtenidos del diseño. 49
Tabla 24. Resumen de pendientes y velocidades. 51
Tabla 25. Resumen de profundidad y saltos. 53
Tabla 26. Análisis hidráulico en Excel. 54

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del proyecto 4
Figura 2. Áreas de aportación 14
Figura 3. Pozo común. 15
Figura 4. Pozo de salto tipo I. 16
Figura 5. Pozo de salto tipo II. 17
Figura 6. Conexión domiciliaria en planta 19
Figura 7. Conexión domiciliaria en elevación. 19

RESUMEN

La parroquia de Aloag, está conformado por los 6 barrios: El Cortijo, Aychapicho, El Arrayan, Barrio oriental, Barrio Norte y Barrio Sur, los cuales cuentan con un sistema de alcantarillado que ha superado su periodo de vida útil. Durante la época invernal, la zona baja de Aloag sufre dificultades asociadas a inundaciones debido a que colectores superan su capacidad de recolección y conducción, provocando el colapso de las tuberías.

El objetivo de este proyecto técnico es diseñar la red de alcantarillado combinado, que cumpla con las Normas de Diseño de Sistema de Alcantarillado EPMAPS-Q y Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 habitantes (Secretaría del Agua).

Palabras clave: Alcantarillado combinado, caudal de diseño, periodo de retorno

ABSTRACT

The parish of Alóag is made up of 6 neighborhoods: El Cortijo, Aychapicho, El Arrayan, Barrio Oriental, Barrio Norte and Barrio Sur, which have a sewage system that has exceeded its useful life. During the winter season, the lower area of Aloag suffers from problems associated with flooding because the collectors exceed their collection and conduction capacity, causing the pipes to collapse.

The objective of this technical project is to design the combined sewerage network, which complies with the EPMAPS-Q Sewerage System Design Standards and Standards for the Study and Design of Potable Water Systems and Wastewater Disposal for Populations Over 1000 Inhabitants (Water Secretariat).

Keywords: Combined sewer, design flow, return period

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente proyecto técnico tiene como finalidad diseñar el sistema de alcantarillado combinado para los barrios que conforman la parte central de la parroquia de Aloag, ubicada en el cantón Mejía, Provincia de Pichincha.

La parte central de la parroquia de Aloag, está conformado por los 6 barrios: El Cortijo, Aychapicho, El Arrayan, Barrio oriental, Barrio Norte y Barrio Sur, los cuales cuentan con un sistema de alcantarillado que ha superado su periodo de vida útil, esto ha generado problemas de salubridad en la parroquia, debido a que en época invernal los colectores combinados se saturan y presentan problemas de desbordamiento del agua pluvial y residual en las calles de la parroquia.

El presente trabajo busca dar una solución técnica eficiente, que cumpla con las Normas de Diseño de Sistema de Alcantarillado EPMAPS-Q y Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 habitantes (Secretaría del Agua).

Por lo expuesto anteriormente, la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP), considera importante realizar un nuevo diseño del alcantarillado combinado de la parroquia Aloag, que garantice la correcta evacuación de las aguas residuales y pluviales hacia la planta de tratamiento más cercana.

El nuevo diseño del sistema de alcantarillado combinado permitirá resolver los problemas de inundación y posibles focos de contaminación en la parroquia, además dotará de un servicio básico que cumpla con la función de evacuar las aguas residuales y pluviales, mejorando así la calidad de vida de la población de la parroquia de Aloag.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar la red de alcantarillado combinado para la parte central de la parroquia de Aloag que cumpla con las normas de diseño EPMAPS y SENAGUA, con el fin de contar con un proyecto técnicamente viable.

1.2.2 Objetivos específicos

Definir la red de alcantarillado siguiendo la topografía del área del proyecto, que permita la recolección y conducción eficiente de las aguas residuales y pluviales.

Diseñar la red de alcantarillado combinado, mediante hojas de cálculo de Excel, utilizando las normas de diseño de la EPMAPS y SENAGUA, para obtener los diámetros de los colectores del proyecto.

Analizar la capacidad del colector donde se descargará el caudal sanitario y pluvial proveniente de la parte central de Aloag, mediante un análisis hidráulico de la tubería, para verificar si el colector pude conducir los caudales hacia la planta de tratamiento.

Elaborar los planos de la implantación del diseño de la red de alcantarillado combinado, utilizando el software Autocad, con el fin de tener un resumen final del sistema ubicando los diámetros de las tuberías en cada tramo.

1.3 Problema de estudio

1.3.1 Antecedentes

La parroquia de Aloag, actualmente cuenta con un sistema de alcantarillado combinado, el cual ha cumplido con su periodo de vida útil. Durante la época invernal, la zona baja de Aloag sufre dificultades asociadas a inundaciones debido a que colectores superan su capacidad de recolección y conducción, provocando el colapso de las tuberías, esto ha causado problemas de salubridad en la comunidad.

Recientemente en una noticia publicada por el GAD Parroquial Rural Aloag (Noticia, 2022), se manifiesta que varias tuberías se encuentran fisuradas, por lo que han realizado trabajos de reparación, con el fin de evitar que se propaguen enfermedades entre los moradores de la parroquia, dichas fisuras podrían causar graves daños en la salud de la población debido a que las aguas negras podrían filtrarse e invadir las tuberías de agua potable contaminando de manera masiva a la población, además podría causar socavación del suelo dañando las vías e impidiendo la movilidad en la parroquia.

Por otro lado, el drenaje superficial se lo realiza en base a sumideros de calzada. La falta de mantenimiento de los sumideros ha causado el deterioro de los mismo, provocando que el agua lluvia circule a través de calles de la parroquia, causando inundaciones en la parte baja de Alog, dificultando el tránsito en la época invernal.

Por lo expuesto, la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía (EPAA-MEJÍA, EP), con el fin de mejorar la calidad de vida de los moradores de la parroquia de Aloag, ha considerado pertinente que se realice un nuevo diseño del alcantarillado combinado, que permita la correcta evacuación de las aguas servidas y aguas pluviales, evitando así la generación de focos de contaminación.

1.3.2 Delimitación

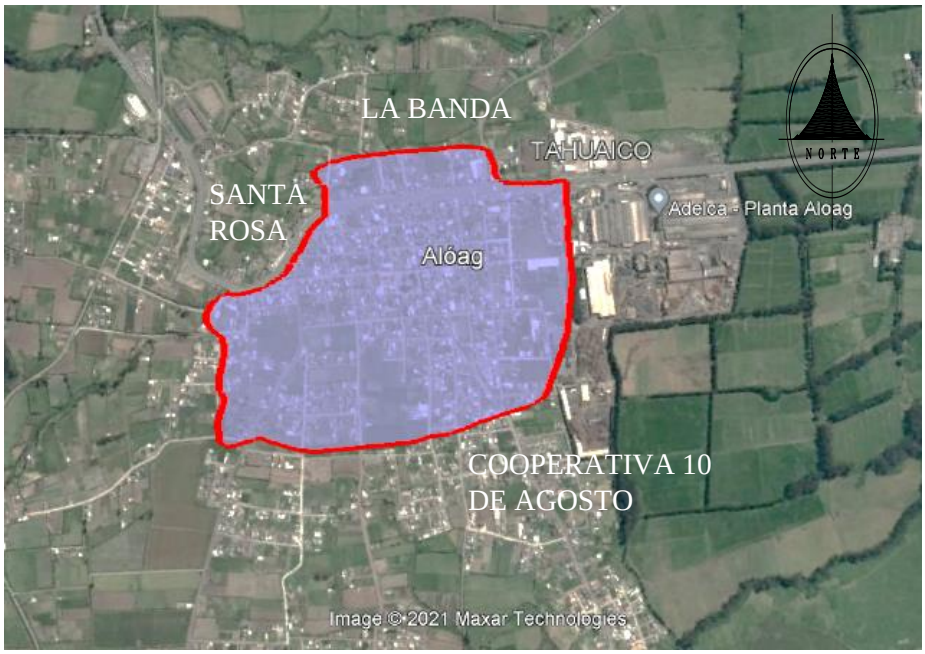
La ciudad de Aloag está ubicada en el cantón Mejía, provincia de Pichincha, aproximadamente a 29 Km al sur de la ciudad de Quito, y a unos 5 Km al occidente de Machachi, que es la cabecera cantonal del cantón.

El proyecto limita por el norte con el barrio La Banda; al noreste con Adelca; al sur con la Cooperativa 10 de agosto; al occidente (oeste) con el barrio Santa Rosa.

La superficie total del proyecto es de 114 Ha.

Figura 1

Ubicación del proyecto



Nota: Ubicación del proyecto. Elaborado por: La autora a través de Google Earth (2021).

1.4 Justificación

En la actualidad el centro de la parroquia de Aloag, conformado por los barrios: El Cortijo, Aychapicho, El Arrayan, Barrio oriental, Barrio Norte y Barrio Sur, ubicados en el cantón Mejía, cuentan con un alcantarillado combinado el cual ha cumplido su vida útil. Ante esto se ha considerado pertinente, el diseño de la red de alcantarillado combinado, con el fin de contar con una red que se ajuste a las necesidades actuales de la población.

El deficiente funcionamiento del actual sistema de alcantarillado ha causado varios inconvenientes como desbordamientos del sistema de alcantarillado y problemas de inundación, lo cual es un problema para la población, debido a que se vuelve propensa a enfermedades producidas por bacterias, las cuales pueden ser transportadas por acción

del viento o por los moradores. Además, esto genera un impacto económico negativo en los comerciantes de la parroquia, puesto que las inundaciones dificultan el acceso de los turistas a la parroquia.

El diseño busca ser una solución a los problemas mencionados anteriormente como una alternativa técnica, que cumpla con las normativas EPMAPS y SENAGUA. Además, proporcionará una mejor calidad de vida a los moradores de los 6 barrios que conforman la parte central de Aloag, dando un servicio básico eficiente.

1.5 Grupo objetivo (Beneficiarios)

La población que se beneficiará directamente son las 14029 personas que habitarán en la parroquia de Aloag en el año horizonte 2052, y además indirectamente las personas que habitan en sus alrededores, que necesariamente deben ingresar por diferentes motivos como trasladarse a sus lugares de destino, comercio de producto, adquirir provisiones, etc.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Recopilación de la información existente

2.1.1 Información catastral

En la información catastral de Mejía, se encuentra definida el uso del suelo en cada área a de la parroquia de Aloag, lo cual será útil para la determinación de los coeficientes de escorrentía del proyecto, para posteriormente determinar del caudal pluvial.

2.1.2 Estudio de lluvias intensas (INAMHI)

Para el cálculo de la intensidad de lluvia se utilizan las ecuaciones del método nuevo recomendadas en el estudio de lluvias intensas, realizada por el INAMHI. La estación meteorológica más cercana al área proyecto es la de Izobamba.

Tabla 1

Ecuaciones IDF para la estación Izobamba

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO	ECUACIONES
CÓDIGO	NOMBRE	(MINUTOS)	
M003	IZOBAMBA	5<30	$i = 164.212 * T^{0.165} * t^{-0.4326}$ (1)
		30<120	$i = 371.072 * T^{0.1575} * t^{-0.6771}$ (2)
		120<1400	$i = 929.503 * T^{0.1614} * t^{-0.8773}$ (3)

Nota. Ecuaciones tomadas del estudio de intensidades. Fuente: INAMHI (2019)

2.1.3 Topografía

La topografía de la zona del proyecto fue entregada por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado del Cantón Mejía (EPPA-MEJÍA EP), en escala 1:1000, en la cual se puede observar que la altitud de la parroquia está entre 3000 m.s.n.m y 2800 m.s.n.m. De acuerdo con el PDOT de la parroquia de Aloag (2015) “La parroquia está rodeada de un relieve heterogéneo, con pendientes altas y planas en el centro poblado”.

2.1.4 Datos del colector existente (S4)

El colector S4 es donde se descargará el caudal recolectado de todo el centro poblado de Aloag, además al mismo llegan otros caudales provenientes de las partes rurales de la parroquia. Según datos proporcionados por el EPPA-MEJÍA, dicho colector actualmente tiene un diámetro de 300mm y está ubicado a una profundidad de 1.80m. Este colector tiene el diámetro mínimo de una red de alcantarillado combinado, esto debido a que algunos sectores del centro poblado tienen redes de alcantarillado sanitario y pluvial por separado. La red sanitaria conduce los caudales hacia la planta de tratamiento, mientras que la red pluvial realiza la descarga en una acequia ubicada cerca de la Panamericana, en la parte baja de la parroquia.

2.1.5 Descripción socioeconómica de la población

La parroquia de Aloag tiene una ubicación estratégica, pues conecta a la sierra con la costa, esto permite que las actividades económicas se concentren principalmente en el comercio entorno a la vía principal, por lo que es indispensable contar con buenas vías y mantener una buena funcionalidad interna. Según el PDOT de la parroquia Aloag (2025) “Las actividades económicas, la producción manufacturera de pequeñas y medianas industrias textileras, de cuero y calzado, artesanías, metalmecánica y el procesamiento de alimentos, constituyen también una intervención antrópica, y potencialidad que se desarrolla en pequeña escala”. Además, parte de la parroquia de Aloag se dedica a actividades agropecuarias y ganaderas.

2.2 Condiciones generales para el diseño

2.2.1 Periodo de diseño

Es un parámetro importante que definir, puesto que indica el periodo de tiempo durante el cual la obra provee un servicio eficiente que satisfaga la demanda proyectada

para este tiempo. Los sistemas de alcantarillado son enfocados en proporcionar un servicio durante un lapso considerable de tiempo.

Para la selección del periodo de diseño se debe considerar: el tipo de material a utilizarse, la demanda futura y densidad actual. De acuerdo con la EPMAPS-Q (2009) “como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben proyectarse para un período de 30 años” (p. 27). Por consiguiente, se tendrá como año horizonte al 2052.

2.2.2 Población actual

Según un estudio realizado por ADELCA en el año 2007, el centro poblado de Aloag en 2022 cuenta con una población estimada de 7077, con una tasa de crecimiento anual del 2,2%. Este dato servirá para el cálculo de la población futura para el diseño.

Tabla 2

Censo estimado del centro poblado de Aloag

Censo estimado del centro poblado de Aloag	
Año	**Población**
2007	5104
2012	5691
2022	7077

Nota. Datos censales calculados de población. Fuente: ADELCA (2007)

2.2.3 Población flotante

La parroquia de Aloag, tiene una ubicación estrategia que aporta interés turístico a la zona, por lo que es necesario contemplar la población flotante. Para lo cual se determina la cantidad de días en el año en los que existe afluencia de turistas.

Tabla 3

Días de aumento de población (población flotante)

Fecha	Descripción	Cantidad de días
01 ene – 02 ene	Año nuevo	2
28 feb – 01 mar	carnaval	2
15 abri	Viernes santo	1
01 may	Dia del trabajo	1
08-may	Día de las madres	1
24 may	Batalla del Pichincha	1
25 jul	Independencia de Guayaquil	1
12 agos	Primer Grito de Independencia	1
03 nov	Independencia de Cuenca	1
04 nov	Día de Difuntos	1
24 dic – 25 dic	Navidad	2
	Total	14

Nota. Días festivos en Ecuador. Fuente: Feriados 2022 Ecuador (2022)

Se determina el factor para el ajuste de la población flotante

$$\frac{14\ dias}{365\ dias} * 100 = 3.84\%$$

Tabla 4

Población ajustada

Población ajustada		
Año	**Población**	**Población ajustada**
2007	5104	5298
2012	5691	5908
2022	7077	7346

Nota. Población ajustada con la población flotante. Elaborado por: La autora

2.2.4 Población futura

La población futura es el número de habitantes que se tendrán al final del periodo o etapa de diseño. (secretaria nacional del Agua - SENAGUA, 2012). El cálculo de la población futura se realizará por el método aritmético y geométrico, y se tomará el valor más crítico.

- **Método Aritmético**

Tabla 5

Cálculo del Método Aritmético

Método Aritmético	
Pi (2022)	7346 hab
$\boldsymbol{P_{2012}}$	5908 hab
n	30 años
Año actual	2022
Año horizonte	2052

Nota. Datos para el cálculo de la población futura mediante el método aritmético. Elaborado por: La autora

P_{2012}= población del año 2012

P_{2022}= población del año 2022

Pi= población actual

Δt= diferencia entre años

I= incremento anual

n= periodo de diseño

Pf= población futura

$$I = \frac{P_{2022} - P_{2012}}{\Delta t}$$

$$\Delta t = 2022 - 2012$$

$$\Delta t = 10\ años$$

$$I = 143.8 \quad habitantes/año$$

$$Pf = Pi + I(n)$$

$$Pf = 7346 + 143.8(30)$$

$$Pf = 11660\ hab$$

Método geométrico

Tabla 6

Cálculo del Método Geométrico

Método Geométrico	
Pa	7346 hab
i	2.2 %
n	30 años

Nota. Datos para el cálculo de la población futura mediante el método Geométrico. Elaborado por: La autora

Pa= población actual

i= tasa de crecimiento

Δt= diferencia entre años

n= periodo de diseño

Pf= población futura

$$I = \frac{LN(P_{2022}) - LN(P_{2012})}{\Delta t}$$

$$I = \frac{LN(P_{2022}) - LN(P_{2012})}{\Delta t}$$

$$I = 0.0218$$

$$Pf = Pa * (1 + i)^n$$

$$Pf = 7346 * (1 + 0.0218)^{30}$$

$$Pf = 14029\ hab$$

La población futura que se usará es la del método geométrico, con un valor de 14029 habitantes, debido a que es el valor más crítico entre los dos métodos.

2.2.5 Densidad Poblacional

La densidad poblacional es el número de personas en relación con la superficie que habitan, esto indica la concentración de habitantes que existe en un territorio. (Sánchez, 2013). De acuerdo con lo detallado, la densidad poblacional media para el área de influencia de proyecto del diseño de alcantarillado combinado de Aloag al final del período de diseño, se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$D = \frac{Pf}{A}$$

Donde:

D= densidad poblacional (habitantes / hectáreas)

Pf= población futura (habitantes)

A= área del proyecto (hectáreas)

$$D = \frac{14029\ hab}{114.95\ Ha}$$

$$D = 122.04\frac{hab}{Ha}$$

2.2.6 Dotación de agua potable

Para un correcto diseño de la red de alcantarillado es importante conocer la dotación de agua potable que satisface las necesidades de consumo doméstico, comercial e industrial. De acuerdo con (López, 200) “El complemento necesario para establecer el caudal de diseño de un sistema de alcantarillado es la determinación del consumo de

agua” (pág. 49). Con base en el número de habitantes y el clima de la parroquia se determina la dotación de agua potable, mediante la siguiente tabla:

Tabla 7

Dotaciones recomendadas

POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día)
Hasta 5000	Frio	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frio	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frio	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Nota: Datos de dotación según población y clima. Fuente: SENAGUA (2012).

La dotación de agua potable para el proyecto será de 180 (l/hab/día) debido a que el área del proyecto tiene una población de 14029 habitantes, y el clima del sector es frío.

2.2.7 Áreas de aportación

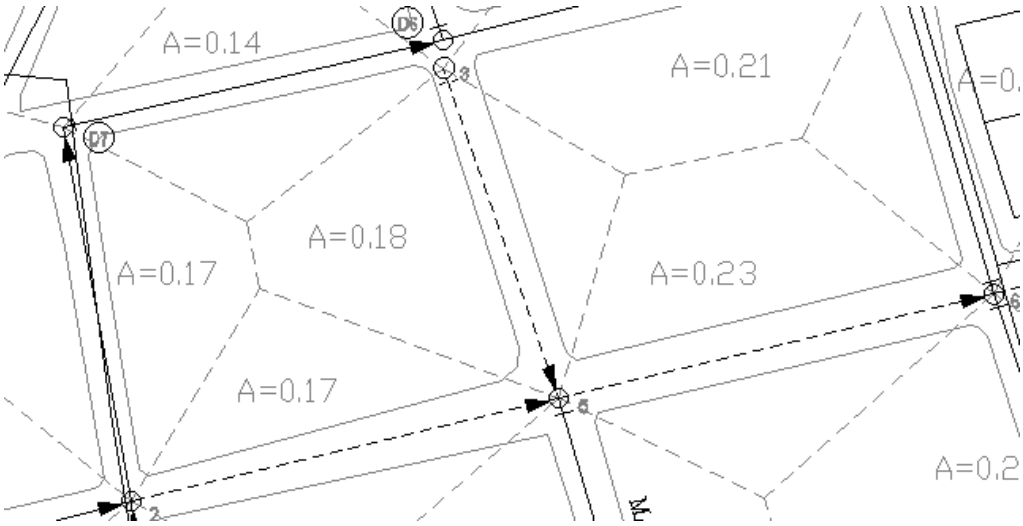
Se comprende como área de aportación o área tributaria al conjunto de superficies que se obtiene mediante la subdivisión del área del proyecto, con la finalidad distribuir los caudales pluviales y sanitarios entre pozos.

Para determinar dichas áreas se debe considerar:

- Topografía del proyecto
- Distribución de lotes
- Ubicación de los pozos

Figura 2

Áreas de aportación



Nota: Esquema de áreas de aportación. Elaborado por: La autora

2.2.8 Pozos de revisión

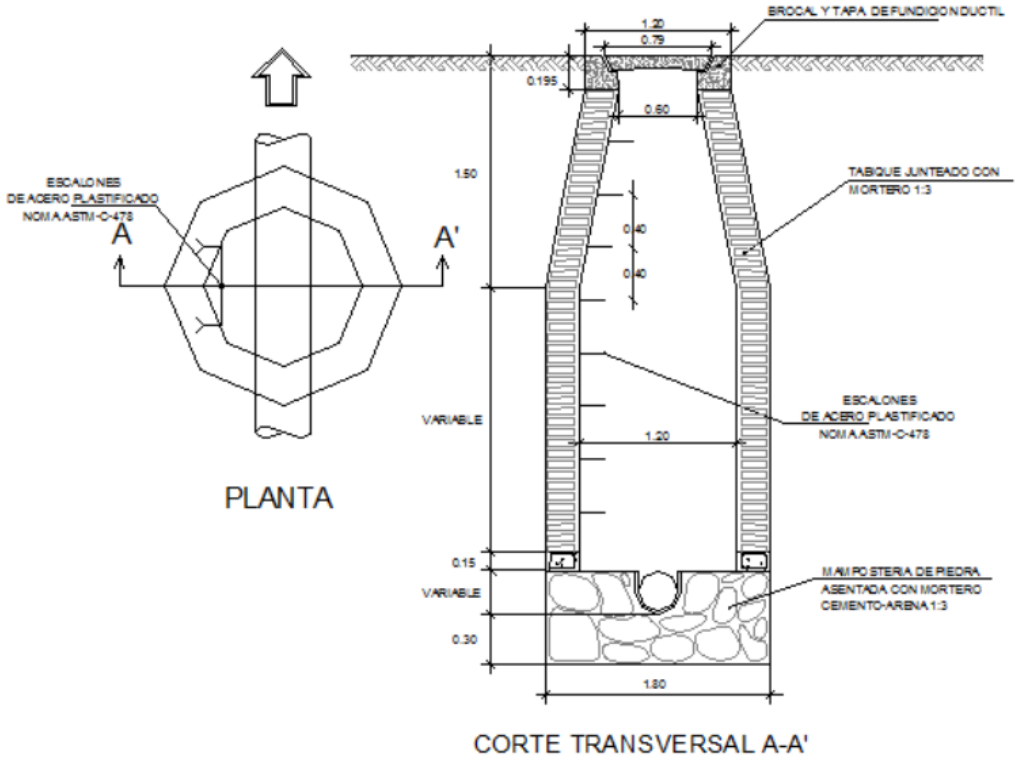
Su ubicación será estratégica, de tal manera que el flujo pluvial no se direccione hacia ellos. Si no se puede cumplir esta disposición, se coloca tapas herméticas, que impidan el ingreso del caudal producido por precipitaciones. (Secretaría nacional del Agua - SENAGUA, 2012)

- Pozos comunes.

Los pozos de visita comunes están formados por una chimenea de tabique de forma cilíndrica en la parte inferior y troncocónica en la parte superior. La cimentación de estos pozos puede ser de mampostería o de concreto. En terrenos suaves se construye de concreto armado, aunque la chimenea sea de tabique. (SIAPA, 2014)

Figura 3

Pozo común.



Nota: Vista en elevación de un pozo común. Fuente: SIAPA (2014).

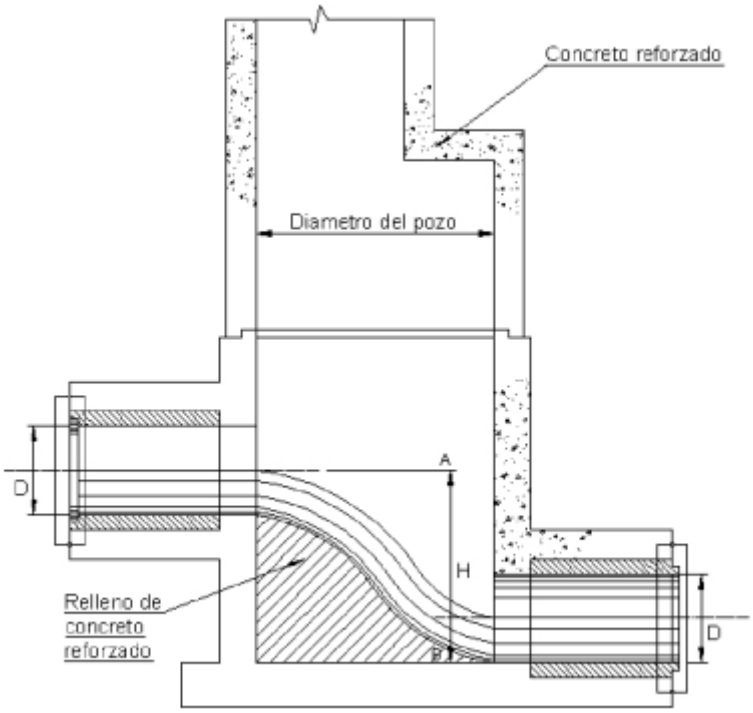
- Pozos de salto.

Los pozos de salto se dan cuando existe un desnivel entre la cota de la tubería de entrada y la cata de la tubería de salida. Además, los pozos de salto permiten disminuir la pendiente en tramos continuos.

Existen dos tipos de pozos de salto según la EPMAPS, el pozo de salto tipo I se utiliza para una altura máxima de desnivel de 0.75m.

Figura 4

Pozo de salto tipo I.



Nota: Vista en elevación de un pozo de salto tipo I. Fuente: EPMAPS-Q (2009).

Tabla 8

Pozos de caída Tipo I.

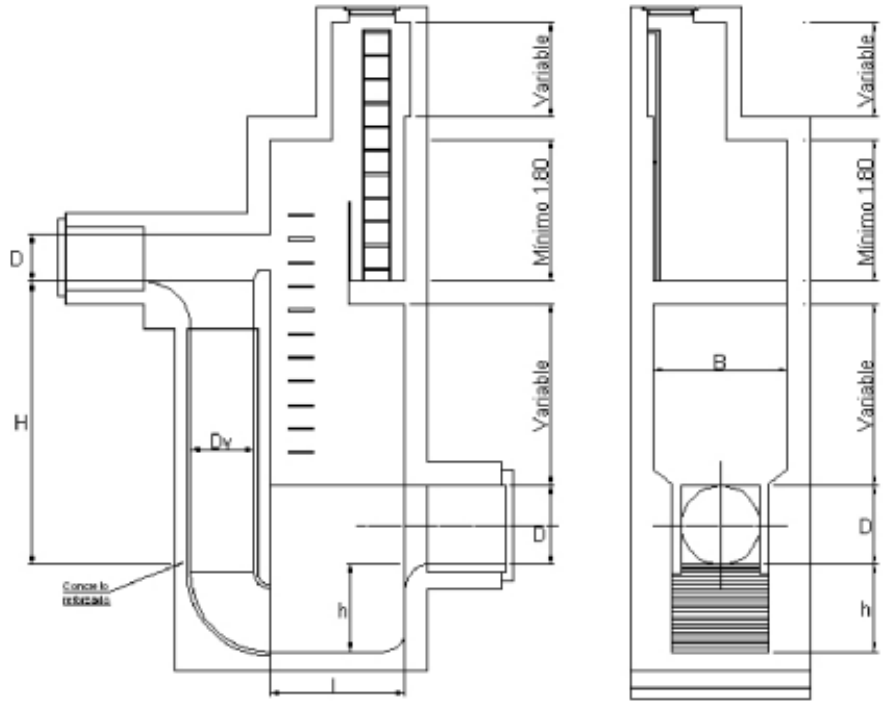
Cámara de caída	Ø entrada	Ø pozo	Altura de caída máxima
Tipo I a	<0.90m	1.20	0.50
Tipo I b		1.50	0.60
Tipo I c		1.80	0.75

Nota. Dimensiones típicas de pozos de caída Tipo I. Fuente: EPMAPS-Q (2009).

Los pozos de salto tipo II se utilizan para alturas máximas de desnivel de 3.00m.

Figura 5

Pozo de salto tipo II.



Nota: Vista en elevación de un pozo de salto tipo II. Fuente: EPMAPS-Q (2009).

Tabla 9

Pozos de caída Tipo II.

Ø entrada	Altura de caída máxima	Ø del tubo vertical	Ancho de la cámara	Profundidad h del fondo de la cámara	Longitud de la cámara
0,50		0,50	0,75	0,35	1,30
0,60	1,0	0,50	0,80	0,35	1,30
0,75		0,75	0.95	0,40	1,60

0,90		0,75	1,10	0,45	2,00
0,50	1,5	0,50	0,75	0,35	1,30
0,60		0,50	0,80	0,40	1,40
0,75		0,75	0.95	0,45	1,70
0,90		0,75	1,10	0,50	2,20
0,50	2,0	0,50	0,75	0,40	1,40
0,60		0,50	0,80	0,40	1,50
0,75		0,75	0.95	0,45	1,80
0,90		0,75	1,10	0,50	2,40
0,50	2,5	0,50	0,75	0,40	1,50
0,60		0,50	0,80	0,40	1,60
0,75		0,75	0.95	0,45	1,90
0,90		0,75	1,10	0,50	2.50
0,50	3	0,50	0,75	0,50	1,60
0,60		0,50	0,80	0,55	1,70
0,75		0,75	0.95	0,60	2,10
0,90		0,75	1,10	0,70	2.60

Nota. Dimensiones típicas de pozos de caída Tipo II. Fuente: EPMAPS-Q (2009).

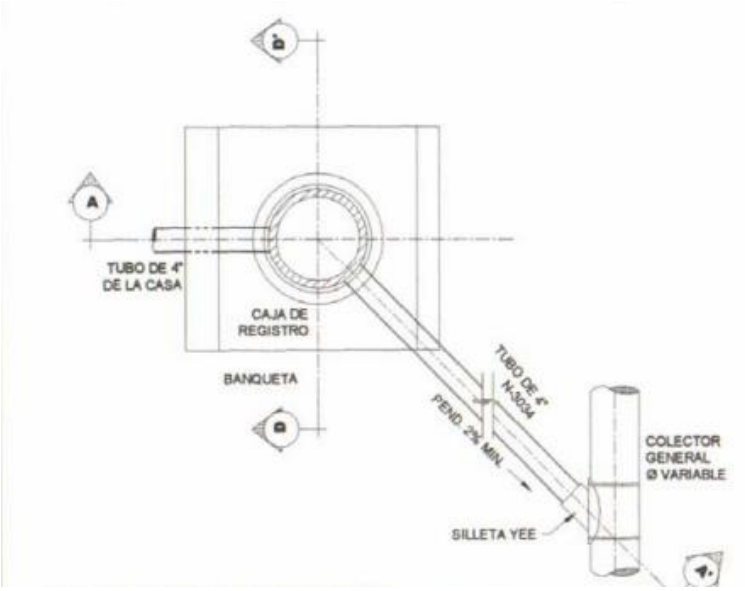
2.2.9 Conexiones domiciliarías

La norma EPMAPS -Q (Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito, 2009) menciona las siguientes consideraciones:

- Las conexiones domiciliarias externas serán de diámetro 0,15 m y se instalarán con una pendiente mínima del 2% hacia la tubería de alcantarillado.
- En casos especiales se podrán efectuar conexiones de mayor diámetro, justificándose adecuadamente.
- La profundidad de la conexión en la línea de fábrica será de 0,60 m o mayor.
- Los empalmes de las conexiones domiciliarias con las tuberías se harán mediante ramales a 45º que desemboquen en la parte superior de la colectora en el mismo sentido que el flujo.

Figura 6

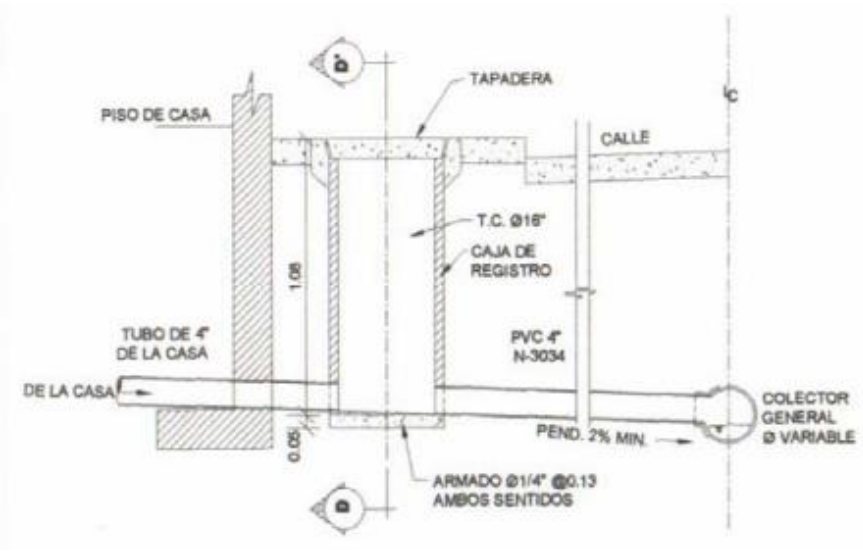
Conexión domiciliaria en planta



Nota: Vista en planta conexión domiciliaria. Fuente: Diseño de alcantarillado sanitario para la Aldea el Subinal, Guastatoya,Progreso, Ramiro Carlos. (2004)

Figura 7

Conexión domiciliaria en elevación



Nota: Vista en elevación conexión domiciliaria. Fuente: Diseño de alcantarillado sanitario para la Aldea el Subinal, Guastatoya,Progreso, Ramiro Carlos. (2004)

CAPITULO III

BASES DE DISEÑO

Para el diseño del alcantarillado combinado se tomará como base las Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado para la EPMAPS -Q-2009 y las normas de la Secretaría Nacional del Agua – SENAGUA- 2012. En las mismas se detallan los procesos técnicos y límites que se deben cumplir, con el fin de obtener un diseño seguro y confiable. Además, que garantice calidad, eficiencia y un funcionamiento adecuado del sistema.

3.1 Criterios de diseño

3.1.1 Velocidad mínima

Según la Secretaría Nacional del Agua – SENAGUA (2012), **"**La velocidad mínima debe encontrarse entre 0.45m/s y 0.6 m/s". Este valor asegura la autolimpieza del sistema, evitando la acumulación de sedimentos en las tuberías.

3.1.2 Velocidad máxima

La velocidad máxima se determina dependiendo del tipo de material que se usará en el sistema de recolección, para lo cual tomaremos los datos de la siguiente tabla:

Tabla 10

Velocidad máxima

Material de la Tubería	Velocidad máxima (m/seg)
Tubería de Hormigón simple hasta 60 cm. de diámetro.	4,5
Tubería de Hormigón armado de 60 cm. de diámetro o mayores	6,0
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm2	6,0 – 6,5
Hormigón armado en obra 280/350 kg/cm2. Grandes conducciones	7,0 – 7,5
PEAD, PVC, PRFV	7,5
Acero *	9,0 o mayor
Hierro dúctil o fundido *	9,0 o mayor

Nota. Velocidades máximas para cada material. Fuente: EPMAPS, 2009.

3.1.3 Profundidad mínima a la cota clave

Según la EPMAPS-Q (2009), el sistema de alcantarillado debe estar a una profundidad, tal que permita el drenaje por gravedad de las aguas lluvias y residuales, dicha profundidad no debe ser menor a la siguiente tabla:

Tabla 11

Profundidad mínima a la cota clave

Zona	Profundidad (m)
Peatonal o verde	1,5
Vehicular	1,5

Nota: Profundidades mínimas. Fuente: EPMAPS, 2009.

Por otro lado, la profundidad máxima permisible es de 5m, sin embargo, se puede exceder este valor siempre que garanticen los requerimientos geotécnicos durante y después de su construcción. (EPMAPS -Q, 2009, p. 100)

3.1.4 Diámetro interno mínimo

El diámetro interno mínimo que se usará es de 300 mm, como está establecido en la norma EPMAPS-Q-2009, puesto que el sistema de alcantarillado recolectará aguas residuales y aguas lluvias, para así evitar obstrucciones causadas por objetos grandes introducidos en el sistema.

3.1.5 Pendiente máxima y mínima

Las pendientes máximas y mínimas serán aquellas que permitan que se cumpla con las velocidades máximas y mínimas del sistema dependiendo del material utilizado.

3.1.6 Pozos de revisión

Estas estructuras permiten la ventilación del sistema y son indispensables para realizar el mantenimiento de la red. De acuerdo con la EPMAPS-Q, los pozos de revisión deben colocarse a una distancia de 80 m, y deben construirse de forma cilíndrica de diámetro interior mínimo de 1 m.

3.1.7 Rugosidad

El coeficiente de rugosidad “n”, depende del material de la tubería y puede tomarse los siguientes valores.

Tabla 12

Coeficientes de rugosidad

Material de Revestimiento	Coeficiente "n"
Tuberías de PVC/PEAD/PRFV	0.011
Tuberías de hormigón (con buen acabado)	0.013
Tuberías de hormigón con acabado regular	0.014
Mampostería de piedra juntas con mortero de cemento.	0.02
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas).	0.032
Ladrillo juntas con mortero de cemento.	0.015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación.	0.025

Nota: Rugosidades de acuerdo al tipo de material. Fuente: EPMAPS, 2009.

Para el presente proyecto se usará tuberías de PVC con un coeficiente de rugosidad **n=0.011.**

3.2 Contribuciones de aguas residuales

El volumen de aguas residuales que serán evacuadas por el sistema de alcantarillado combinado está dado por la contribución de:

- Aguas residuales domésticas
- Aguas residuales industriales
- Aguas residuales institucionales
- Conexiones erradas
- Contribución por infiltración

3.2.1 Domésticas (Q_D)

Las aguas residuales domesticas con las que provienen de las viviendas, es decir del uso diario como cocina, aseo, lavabos, sanitarios y entre otras actividades cotidianas.

El aporte doméstico (Q_D) está dado por las expresiones

$$Q_D = \frac{\text{dneta} * \text{D} * \text{A} * \text{R}}{86400}$$

$$Q_D = \frac{\text{dneta} * \text{P} * \text{R}}{86400} * M$$

Donde

$Q_D =$ Caudal doméstico (L/s).

dneta = dotación neta por habitante (l/ha-día)

A = área residencial bruta de drenaje sanitario (Ha)

D = densidad de población futura (hab/ha).

R = coeficiente de retorno (adimensional).

P = Población (hab)

M= Coeficiente de simultaneidad

3.2.1.1 Estimación de R

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. (EPMAPS-Q, 2009). Se estimará de acuerdo con la tabla proporcionada por la EPMAPS-Q.

Tabla 13

Coeficientes de retorno de aguas servidas domesticas

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 – 0,8
Medio alto y alto	0,8 – 0,85

Nota: Coeficientes de retorno. Fuente: EMAPS, 2009.

Para el desarrollo del proyecto se tomará un coeficiente de retorno de **0.8.**

3.2.1.2 Coeficiente de simultaneidad M

Los caudales en el sistema de alcantarillado varían dependiendo del día y la hora. Existen algunos métodos para determinar el coeficiente de simultaneidad o coeficiente de mayoración.

Tabla 14

Factor de Mayoración

Factor de Mayoración		
Método	**Fórmula**	**Condiciones**
Babbit y Bauman	$\frac{5}{P^{0.2}}$	$1 \leq P \leq 1000,\ P\ en\ miles$
Harmon	$1 + \frac{14}{4+\sqrt{P}} \approx \frac{4.2}{P^{0.16}}$	$P\ en\ miles$
Muksgaard and Young	$\frac{2.97}{Q_m^{0.0907}}$ $\frac{2.9}{Q_m^{0.0902}}$ $\frac{1.75}{Q_m^{0.0306}}$	Qm, en m3/s Qm, en m3/s Qm, en m3/s

Nota: Métodos para determinar el factor de mayoración. Fuente: H.Imam y Y.Elnakar (2014)

Siendo

P= Población futura

Q= Caudal (m3 /s)

Se usará la fórmula de Harmon, obteniendo un factor de mayoración M=**2.95**

3.2.2 Industriales (Q_I)

Las aguas residuales industriales varían dependiendo del tipo y tamaño de la industria. Se tomará el coeficiente de acuerdo con la siguiente tabla que determina la norma EPMAPS-Q, dependiendo de la complejidad del sistema a analizar

Tabla 15

Contribución industrial

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente industrial (l/s/ha-ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0 – 1,5

Nota: Coeficientes por contribución industrial. Fuente: EPMAPS, 2009.

Para calcular el caudal industrial se usará un coeficiente industrial de 0,6 l/s/ha-ind debido a que la complejidad del sistema es medio.

3.2.3 Comerciales (Q_C)

El caudal comercial proviene de las actividades del comercio, restaurantes, etc. La parroquia de Aloag cuenta con áreas mixtas comerciales y residenciales, razón por la cual se contempla el caudal comercial. De acuerdo con la norma EPMAPS-Q (2009) se puede tomar los valores de la siguiente tabla.

Tabla 16

Contribución comercial

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente comercial (l/s/ha-ind)
Cualquiera	0,4 – 0,5

Nota: Coeficientes por contribución comercial. Fuente: EMAPS, 2009.

3.2.4 Institucional (Q_{IN})

Para el caudal en zonas de escuelas, colegios, hospitales, universidades, etc. se usará un coeficiente entre 0,4 y 0,5 (l/s/ha-ind), puesto que, según la norma, este rango se puede usar para cualquier nivel de complejidad del sistema.

3.2.5 Conexiones erradas (Q_{CE})

El caudal de conexiones erradas proviene de las malas conexiones domiciliarias, conexiones clandestinas y de la mala calidad de las conexiones de bajantes de tejados.

Tabla 17

Conexiones erradas

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (l/s/ha)
Bajo y medio	0,20 – 2,00
Medio alto y alto	0,10 – 1,00

Nota: Coeficientes por conexiones erradas. Fuente: EMAPS, 2009.

Se tomará el coeficiente de conexiones erradas de 0.20 l/s/ha.

3.2.6 Infiltración (Q_{INF})

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de tuberías con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables. (EPMAPS-Q, 2009, pág. 33).

Tabla 18

Infiltraciones

Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0,1 – 0,3	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Medio alto y alto	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2

Nota: Coeficientes por infiltraciones. Fuente: EPMAPS, 2009.

Los suelos de la parroquia de Aloag cuentan con una infiltración media, por lo que se tomará el valor de 0.3 l/s-ha.

3.2.7 Caudal sanitario ($\boldsymbol{Q_S}$)

El caudal sanitario es la suma de los caudales domésticos, industriales, comerciales, institucionales, contribución por conexiones erradas y contribución por infiltración.

$$\boldsymbol{Q_S} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_I + Q_{CE} + Q_{INF}$$

3.3 Caudal pluvial de diseño

Según la SENAGUA para cuencas menores a 500 ha (5 km2), se puede usar el método racional para determinar el caudal pluvial.

3.3.1 Método Racional

$$Q = C * i * A / 0.36$$

Donde:

Q= Caudal pluvial (l/s)

C= Coeficiente de escurrimiento

i =Intensidad de precipitación (mm/h).

A= Área de la cuenca de aporte (ha).

3.3.2 Coeficiente de escurrimiento

Para la determinación del coeficiente de escurrimiento "C" deberá considerarse los efectos de infiltración, almacenamiento por retención superficial, evaporación, ocupación del suelo y condiciones de uso del suelo, etc. La Secretaría Nacional del Agua proporciona una tabla con algunos coeficientes de escorrentía definidos para diferentes zonas.

Tabla 19

Coeficiente de escurrimiento

Tipo de zona	Valores de C
Zonas centrales densamente construidas, con vías y calzadas pavimentadas.	0,7 – 0,9
Zonas adyacentes al centro de menor densidad poblacional con calles pavimentadas	0,7
Zonas residenciales medianamente pobladas	0,55 –0.65
Zonas residenciales con baja densidad	0,35 – 0,55
Parques, campos de deportes	0,1 – 0,2

Nota: Coeficiente de escurrimiento por tipo de zona. Fuente: SENAGUA (2012).

3.3.3 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de la cuenca es definido como el tiempo de viaje del agua de lluvia caída en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca hasta llegar a dicha sección de desagüe. (EPMAPS-Q, 2009).

$$Tc = ti + tf$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración

ti: Tiempo inicial o de entrada al sistema de alcantarillado

tf: Tiempo de flujo a lo largo de los conductos del sistema de alcantarillado

Para el primer tramo de la red debe considerarse que el tiempo de concentración es de 10 min.

3.3.4 Período de retorno

Tomando en cuenta la siguiente tabla proporcionada por la EPMAPS-Q, 2009, donde el periodo de retorno depende de la ocupación del área del proyecto, se toma el valor de Tr=25 años.

Tabla 20

Períodos de retorno para diferentes ocupaciones del área

Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Residencial	5
Comercial	5
Área con edificios de servicio público	5
Aeropuertos	10
Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	10 - 25
Áreas comerciales y residenciales	25
Áreas de importancia específica	50 - 100

Nota: Periodo de retorno por ocupación del área. Fuente: EPMAPS (2009).

CAPITULO IV

CALCULOS Y DISEÑO

4.1 Trazado de la red

Para el trazado de la red se debe tomar en cuenta las consideraciones sugeridas por la EPMAPS -Q-2009 (pag.44):

- Las tuberías seguirán en su trazado, en lo posible, la tendencia del escurrimiento natural de las aguas superficiales.
- Los trazados deberán implicar la menor profundización posible de las tuberías en el terreno
- En el caso de topografías accidentadas o de elevada pendiente, deberán preverse saltos, los que se diseñarán de manera tal que las tuberías cumplan con los requisitos fijados para el cálculo hidráulico y permitan a su vez la eventual desobstrucción.
- El trazado de la red y la ubicación de las descargas se realizará de tal forma que no se permitan descargas de aguas servidas sin tratamiento a cauces secos o con flujo intermitente.

4.2 Datos de diseño

Datos generales para todos los pozos

- Dotación= 150 lt/hab/día
- Densidad = 122.04 hab/Ha
- Coeficiente de retorno (R)= 0,8
- Coeficiente de mayoración (M)= 2.95
- Coeficiente de infiltración= 0.3 l/s/ha
- Coeficientes por conexiones erradas= 0.2 l/s/ha
- Coeficientes por contribución industrial= 0.6 l/s/ha

- Coeficientes por contribución comercial= 0.4 l/s/ha
- Coeficientes por contribución institucional= 0.4 l/s/ha
- Coeficientes de escorrentía:

  C1=0.7 (Zonas centrales densamente construidas, con vías y calzadas pavimentadas).

  C2= 0.2 (Parques, campos de deportes).
- Material de la tubería = PVC
- Rugosidad n=0.011
- Tiempo de retorno Tr=25 años

4.3 Calculo hidráulico de la red de alcantarillado

Parra el diseño hidráulico de la red se utilizó una hoja de cálculo elaborada en Microsoft Excel, a continuación, se detalla el procedimiento mediante un ejemplo de cálculo del tramo ubicado en la calle Gregorio Cando, del pozo P18-P20.

Tabla 21

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 1-Columna N° 23

DESCRIPCION DEL TRAMO			AREA			CAUDAL PLUVIAL					CAUDAL SANITARIO									CAUDAL DISEÑO		
CALLE	POZO	L	Parcial	Acum.	C	A*C	Tc	Tc acum	I mm/hr	**Qpluv**	Poblac.	Poblac. Acum	Qdom	Qinst	Qcom	Qind	Qce	Qinf	**Qsan**	Qsan+ Qpluv	APORTE ADICIONAL	**Q diseño**
		m	A (ha)	A (ha)						**lts/s**	hab.	hab.	lts/s	lts/s	lts/s	lts/s	lts/s	lts/s	**lts/s**	lts/s	lt/s	**lts/s**
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
	P18																					
G. Cando		65.36	0.22	0.22	0.70	0.15	0.00	10.00	103.15	44.12	27.00	27.00	0.11				0.04	0.07	0.22	44.35		44.35
	P19																					
	P19																				54.42	
G. Cando		43.25	0.20	0.42	0.70	0.29	0.29	10.29	101.89	83.21	25.00	52.00	0.21				0.08	0.13	0.42	83.63		138.06
	P20																					

Nota. Cálculo del caudal pluvial, sanitario y caudal de diseño. Elaborado por: La autora

Tabla 22

Diseño hidráulico en Excel. Columna N° 24-Columna N° 42

CARACTERISTICAS FISICAS			DATOS HIDRÁULICOS												COTAS		PROFUNDIDAD	
D mm	i %	n	VLL m/s	QLL lt/s	Qd/QLL %	Cap. Max (80%)	Vd m/s	Vmax (7.5m/s)	Vmin m/s	Vmin (0.45m/s)	Y m	Yc m	Vc m/s	FREUD	COTAS DE TERRENO msnm ARRIBA	COTAS DE PROYECTO msnm ABAJO	H POZO m	SALTO m
24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
															902.11	900.31	1.80	
300.00	0.26	0.011	0.82	58.28	0.76	Cumple	0.92	Cumple	0.48	CUMPLE	0.23	0.17	0.52	1.78				
															902.04	900.14	1.90	0.00
															902.04	900.14	1.90	
300.00	2.40	0.011	2.51	177.22	0.78	Cumple	2.82	Cumple	1.48	CUMPLE	0.23	0.35	1.11	2.54				
															900.90	899.10	1.80	0.00

Nota. Diseño hidráulico de las tuberías. Elaborado por: La autora

4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO

- Columna N°1: Nombre de la calle

  Gregorio Cando

- Columna N°2: Numeración de los pozos

  Indica el pozo inicial y pozo final donde termina el tramo de la red.

  P18-P19; P19-P20.

- Columna N°3: Longitud de la tubería

  Longitud que existe entre los pozos señalados.

  P18-P19 L=65.36 m

  P19-P20 L=43.25 m

4.3.2 ÁREAS

- Columna N°4: Área parcial para el caudal pluvial

  Área cooperante de cada tramo

  P18-P19 A=0.22 Ha

  P19-P20 A=0.20 Ha

- Columna N°5: Área acumulada para el caudal pluvial

  Área cooperante acumulada de cada tramo

  P18-P19 A=0.22 Ha

  P19-P20 A=0.42 Ha

4.3.3 CAUDAL PLUVIAL

- Columna N°6: Coeficiente de escorrentía

  El coeficiente de escorrentía para todo el tramo es de 0.7.

- Columna N°7: Área equivalente

El área equivalente para cada tramo se obtiene de multiplicar el área acumulada por coeficiente de escorrentía.

P18-P19 A*C=0.15

P19-P20 A*C =0.29

- Columna N°8: Tiempo de concentración

El tiempo de concentración para el inicio de cada tramo es de 10 min., mientras que para los siguientes tramos se deberá sumar al tiempo de concentración el tiempo de flujo calculado mediante la siguiente formula:

$$\boldsymbol{tf} = \frac{L}{60 * VLL}$$

Donde:

tf= Tiempo de flujo (min)

L= Longitud (m)

VLL= Velocidad de la sección llena (m/s)

Tamo P18-P19

$$\boldsymbol{Tc} = ti = 10min$$

Tramo P19-P20

$$\boldsymbol{tf} = \frac{43.25}{60 * 2.51}$$

$$\boldsymbol{tf} = 0.29\ min$$

$$\boldsymbol{Tc} = ti + tf$$

$$\boldsymbol{Tc} = 10\ min + 0.29min$$

$$\boldsymbol{Tc} = 10.29\ min$$

- Columna N°9: Tiempo de concentración acumulado

P18-P19 Tc=10 min

P19-P20 Tc=10.29 min

- Columna N°10: Intensidad en mm/h

Para calcular la intensidad de precipitación se utiliza las ecuaciones IDF de la Tabla 1, pertenecientes a la estación Izobamba

$$\boldsymbol{I} = 164.212 \ * \ T^{0.165} * t^{-0.4326}$$

Tamo P18-P19

$$\boldsymbol{I} = 164.212 \ * \ 25^{0.165} * 10^{-0.4326}$$

$$\boldsymbol{I} = 103.15 \text{ mm/h}$$

Tamo P19-P20

$$\boldsymbol{I} = 164.212 \ * \ 25^{0.165} * 10.29^{-0.4326}$$

$$\boldsymbol{I} = 101.89 \text{ mm/h}$$

- Columna N°11: Caudal pluvial en l/s, se calcula mediante la ecuación del método racional:

$$\boldsymbol{Q_P} = \frac{\mathrm{C} \ * \ \mathrm{i} \ * \ \mathrm{A}}{0.36}$$

Tamo P18-P19

$$\boldsymbol{Q_P} = 44.12 \ l/s$$

Tamo P19-P20

$$\boldsymbol{Q_P} = 83.21 \ l/s$$

4.3.4 CAUDAL SANITARIO

- Columna N°12: Población

La población se obtiene de multiplicar el área por la densidad.

P=0.20*122.04= 25 hab.

- Columna N°13: Población acumulada

Población acumulada de cada tramo

P18-P19 P= 27 hab.

P19-P20 P= 25 hab.

- Columna N°14: Caudal de aguas servidas domésticas (l/s)

$$Q_{dom} = \frac{\text{dneta} * \text{P} * \text{R}}{86400} * M$$

$$Q_{dom} = \frac{150 * 25 * 0.8}{86400} * 2.95$$

$$Q_{dom} = 0.21\ l/s$$

- Columna N°15: Caudal institucional (l/s)

El caudal institucional se obtiene de la multiplicación del área institucional (escuelas, colegios, hospitales, universidades) por el coeficiente de contribución institucional= 0.4 l/s/ha, en este tramo no existe área institucional, por lo tanto $\boldsymbol{Q_{inst}}$=0 l/s

- Columna N°16: Caudal comercial (l/s)

El caudal comercial se obtiene de la multiplicación del área comercial por el coeficiente de contribución por comercio= 0.4 l/s/ha, en este tramo no existe área comercial, por lo tanto $\boldsymbol{Q_{com}}$=0 l/s

- Columna N°17: Caudal industrial (l/s)

El caudal industrial se obtiene de la multiplicación del área industrial por el coeficiente de contribución por industrias= 0.6 l/s/ha, en este tramo no existe área industrial, por lo tanto $\boldsymbol{Q_{ind}}$=0 l/s

- Columna N°18: Caudal de conexiones erradas (l/s)

El caudal de conexiones erradas se obtiene de la multiplicación del área acumulada de cada tramo por el coeficiente de contribución por conexiones erradas= 0.2 l/s/ha.

$$\boldsymbol{Q_{ce}} = 0.2 * 0.42$$

$$Q_{ce} = 0.084\ l/s$$

- Columna N°19: Caudal de infiltración (l/s)

El caudal de infiltración se obtiene de la multiplicación del área acumulada de cada tramo por el coeficiente de contribución por infiltración = 0.3 l/s/ha.

$$Q_{inf} = 0.3 * 0.42$$

$$Q_{inf} = 0.13\ l/s$$

- Columna N°20: Caudal sanitario (l/s)

Es la suma de los caudales de aguas servidas domésticas, institucional, comercial, industrial, de conexiones erradas y de infiltración.

$$Q_s = Q_{dom} + Q_{inst} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{ce} + Q_{inf}$$

$$Q_{ce} = 0.42\ l/s$$

4.3.5 Caudal de diseño

- Columna N°21: Caudal de diseño (l/s)

Se obtiene de la suma del caudal pluvial más el caudal sanitario

$$Q_d = Q_p + Q_s$$

$$Q_d = 83.21\frac{l}{s} + 0.42\frac{l}{s}$$

$$Q_d = 83.63\ l/s$$

- Columna N°22: Aporte adicional (l/s)

En el caso de existir un aporte adicional de caudal se deberá sumar, para este caso al pozo P19 llega un aporte adicional de otro colector.

$$Q_{adicionl} = 54.42\ l/s$$

- Columna N°23: Caudal de diseño (l/s)

Se obtiene de la suma del caudal pluvial más el caudal sanitario, más el aporte adicional de otro colector.

$$Q_d = Q_p + Q_s + aporte\ adicional$$

$$Q_d = 83.21\frac{l}{s} + 0.42\frac{l}{s} + 54.42\frac{l}{s}$$

$$Q_d = 138.06\ l/s$$

4.3.6 Caracteísticas físicas

- Columna N°24: Diámetro de la tubería (mm)

El diámetro de la tubería irá variando hasta que los datos hidráulicos estén dentro de los parámetros establecidos en las normas. En este caso la sección que mejor satisfacía los requerimientos de la norma fue de D= 300 mm., para todo el tramo analizado.

- Columna N°25: Pendiente (m/m-%)

La norma EPMAPS (2009) establece que la pendiente debe ser aquella que permita la autolimpieza de la tubería.

$$\boldsymbol{i} = \frac{Cota\ superior - Cota\ inferior}{L}$$

P19-P20

$$\boldsymbol{i} = \frac{900.14 - 899.10}{43.25}$$

$$\boldsymbol{i} = 2.40\%$$

- Columna N°26: Coeficiente de rugosidad

Se adoptó un valor de n=0.011 para tuberías de PVC/PEAD/PRFV.

4.3.7 Datos hidráulicos

- Columna N°27: Velocidad a tubería llena (m/s)

Se calcula mediante la fórmula de Manning

$$\boldsymbol{VLL} = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Donde:

V= velocidad (m/s).

n= coeficiente de rugosidad.

R= radio hidráulico de la sección.

i= pendiente del tramo

$$\boldsymbol{VLL} = \frac{1}{0.11} * \left(\frac{\frac{\pi \ * \ D^2}{4}}{\pi \ * \ D^2} \right)^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

P18-P19 **VLL**= 0.82 m/s

P19-P20 **VLL**= 2.51 m/s

- Columna N°28: Caudal de la sección llena (m3/s)

$$Q = V * A * 1000$$

P18-P19

$$QLL = 0.82 * \frac{\pi \ * \ 300^2}{4} * 1000$$

$$QLL = 58.28 \ l/s$$

P19-P20

$$QLL = 2.51 * \frac{\pi \ * \ 300^2}{4} * 1000$$

$$QLL = 177.22 \ l/s$$

- Columna N°29: Relación de llenado entre el caudal de diseño y el caudal a tubería llena.

P18-P19

$$\frac{Q_d}{QLL} = \frac{44.35}{58.28}$$

$$\frac{Q_d}{QLL} = 0.76$$

P19-P20

$$\frac{Q_d}{QLL} = \frac{83.63}{177.22}$$

$$\frac{Q_d}{QLL} = 0.78$$

- Columna N°30: Verificación de la relación de llenado

La relación de llenado debe estar en un rango de 75%-80%, esto debido que de esta manera se permite la aireación del flujo.

P18-P19

$$\frac{Q_d}{QLL} = 0.76 < 0.8 \longrightarrow OK$$

P19-P20

$$\frac{Q_d}{QLL} = 0.78 < 0.8 \longrightarrow OK$$

- Columna N°31: Velocidad de diseño (m/s)

La velocidad de diseño depende del tipo del material a utilizarse, en este caso se usará PVC, para lo cual la velocidad máxima no debe superar los 7.5 m/s. Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{V_d} = \left(0.281239420117555 + 5.2453579902649 * \left(\frac{Q_d}{QLL}\right) - 18.884444519043 * \left(\frac{Q_d}{QLL}\right)^2 + 35.221614837646 * \left(\frac{Q_d}{QLL}\right)^3 - 30.540842056574 * \left(\frac{Q_d}{QLL}\right)^4 + 9.8056392669678 * \left(\frac{Q_d}{QLL}\right)^5\right) * VLL$$

Donde:

$\boldsymbol{V_d}$ = Velocidad de diseño

Q_d = Caudal de diseño

QLL = Caudal a tubería llena

VLL = Velocidad a tubería llena

P18-P19 $\boldsymbol{V_d} = 0.92\ m/s$

P19-P20 $\boldsymbol{V_d} = 2.82\ m/s$

- Columna N°32: Verificación de la velocidad permitida

P18-P19 $\boldsymbol{V_d} = 0.92\ m/s < 7.5 m/s \longrightarrow OK$

P19-P20 $\boldsymbol{V_d} = 2.82\ m/s < 7.5 m/s \longrightarrow OK$

- Columna N°33: Velocidad mínima (m/s)

Según la SENAGUA-2012, la velocidad mínima que permite la autolimpieza es de 0.45 m/s. Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{V_{min}} = \left(0.281239420117555 + 5.2453579902649 * \left(\frac{Q_s}{QLL}\right) - 18.884444519043 * \left(\frac{Q_s}{QLL}\right)^2 + 35.221614837646 * \left(\frac{Q_s}{QLL}\right)^3 - 30.540842056574 * \left(\frac{Q_s}{QLL}\right)^4 + 9.8056392669678 * \left(\frac{Q_s}{QLL}\right)^5\right) * VLL$$

Donde:

$\boldsymbol{V_{min}}$ = Velocidad mínima

Q_s = Caudal de sanitario

QLL = Caudal a tubería llena

VLL = Velocidad a tubería llena

P18-P19 $\boldsymbol{V_{min}} = 0.48\ m/s$

P19-P20 $\boldsymbol{V_{min}} = 1.48\ m/s$

- Columna N°34: Verificación de la velocidad permitida

P18-P19 $\boldsymbol{V_{min}} = 0.48\frac{m}{s} > 0.45 m/s \longrightarrow OK$

P19-P20 $\boldsymbol{V_{min}} = 1.48\frac{m}{s} > 0.45 m/s \longrightarrow OK$

- Columna N°35: Calado de la tubería (m)

$$\boldsymbol{Y} = \frac{Q_d}{QLL} * D$$

Donde:

$\boldsymbol{Y}$ = Calado (m)

$\frac{Q_d}{QLL}$ = Relación de llenado

$\boldsymbol{D}$ = Diámetro de la sección (m)

P18-P19 $\boldsymbol{Y} = 0.23m$

P19-P20 $\boldsymbol{Y} = 0.23m$

- Columna N°36: Calado crítico (m)

Es necesario determinar el calado crítico y la velocidad critica para determinar el número de Froude.

$$\boldsymbol{Y_C} = \left(\frac{\left(\frac{\boldsymbol{V_d}}{\boldsymbol{Y}}\right)^{\mathbf{2}}}{9.81} \right)^{1/3}$$

Donde:

$\boldsymbol{Y_C}$ = Calado crítico (m)

$\boldsymbol{V_d}$ = Relación de llenado

$\boldsymbol{Y}$ = Calado (m)

P18-P19 $\boldsymbol{Y_C} = 0.17m$

P19-P20 $\boldsymbol{Y_C} = 0.35m$

- Columna N°37: Velocidad crítica (m/s)

$$\boldsymbol{V_C} = \sqrt{\boldsymbol{Y_C} * 9.81}$$

P18-P19 $\boldsymbol{V_C} = 0.52m/s$

P19-P20 $\boldsymbol{V_C} = 1.11m/s$

- Columna N°38: Número de Froude

El número de Froude permite distinguir el régimen de flujo. Según el INEN (2010):

"Se debe verificar el régimen de funcionamiento de cada tramo característico del canal, mediante el cálculo del número de Froude. Se debe tratar de diseñar las conducciones en régimen subcrítico, y controlar los cambios de régimen mediante un diseño adecuado que evite los resaltos o los controles, utilizando disipadores de energía adecuados a cada caso. Se podrá diseñar conducciones en régimen

supercrítico, siempre y cuando se tomen medidas que limiten las ondulaciones, el deterioro del revestimiento, y el eventual derrame del agua en las curvas." (p.102).

$$\boldsymbol{F} = \frac{\boldsymbol{V_d}}{\boldsymbol{V_C}}$$

Donde:

$\boldsymbol{F}$: número de Froude

$\boldsymbol{V_d} =$ Velocidad de diseño

$\boldsymbol{V_c}$: velocidad crítica (m)

P18-P19 $\boldsymbol{F} = 1.78$

P19-P20 $\boldsymbol{F} = 2.54$

4.3.8 Cotas

- Columna N°39: Cotas de terreno (msnm)

  P18-P19 902.11 msnm - 902.04 msnm

  P19-P20 902.04 msnm - 900.90 msnm

- Columna N°40: Cotas de proyecto (msnm)

  Estas cotas dependen de la profundidad de los pozos.

  P18-P19 900.31msnm – 900.14 msnm

  P19-P20 900.14 msnm – 899.10 msnm

4.3.9 Profundidad

- Columna N°41: Profundidad de los pozos (m)

  P18-P19 1.80 m

  P19-P20 1.90 m

- Columna N°42: Salto (m)

  En este caso no existen saltos.

CAPITULO V

RESULTADOS

5.1 Resultados de la red combinada

5.1.1 Diámetros

Para el diseño del alcantarillado combinado se colocó los pozos de revisión a una distancia de 80 m siguiendo la topografía del proyecto. Mediante el análisis hidráulico se obtuvo los diámetros de tuberías que van desde 300 mm hasta 1500mm, los diámetros varían dependiendo de los requerimientos de cada tramo. Los diámetros más grandes como son los de 1500mm son requeridos para los colectores principales, puesto que dichos colectores son los conducen el caudal recolectado en toda la parroquia hacia el emisario final.

Los diámetros obtenidos en el diseño se pueden observar de manera detallada en Anexo Nº4 donde se presenta los planos con planimetría de todo el proyecto. A continuación, se presenta un resumen de las tuberías obtenidas en el diseño.

Tabla 23

Resumen de longitudes y diámetros obtenidos del diseño.

CALLE	POZO	L m	D mm
S/N	D11		
		59.40	300.00
	D10		
	D26		
Manuel Cando		63.058	400.00
	A10		
	D59		
S/N		63.71	500.00
	P63		
	D62		
Solicitada		53.05	600.00
	D63		
	P76		
Transversal 3		60.03	700.00
	P75		
	A21		
Brasil		54.43	800.00
	P74		
	P59		
M. Salazar		46.15	1000.00
	A29		
	P70		
Calle B		70.00	1200.00
	P70B		
	A30		
Calle B		73.96	1300.00
	A31		
	A49		
S/N		75.49	1500.00
	A50		
	C1		
Panamericana		72.98	1500.00
	S1		

Nota. Diámetros utilizados en el diseño de la red. Elaborado por: La autora

5.1.2 Pendiente y velocidad

En el diseño se obtuvieron pendientes moderadas desde los 0.25% hasta 13% en algunos casos, estas pendientes satisfacen la velocidad mínima y la velocidad máxima de diseño establecidas en las normas. En toda la red la velocidad mínima es mayor a 0,45 m/s lo cual permite la auto limpieza de las tuberías, además se verificó que la velocidad máxima en todo el sistema se encuentra por debajo de los 7.5 m/s, puesto que este es el límite máximo de velocidad para tuberías de PVC. El análisis hidráulico se puede ver de manera detalla en el Anexo Nº3. La Tabla 24 presenta un resumen de la pendiente y velocidad de algunos tramos.

Tabla 24

Resumen de pendientes y velocidades.

CALLE	POZO	i %	Vd m/s	Vmax (7.5m/s)	Vmin m/s	Vmin (0.45m/s)
S/N	D11					
		1.70	1.80	Cumple	0.84	CUMPLE
	D10					
	D26					
Manuel Cando		0.54	1.35	Cumple	0.68	CUMPLE
	A10					
	D59					
S/N		2.17	3.50	Cumple	1.80	CUMPLE
	P63					
	D62					
Solicitada		0.47	1.95	Cumple	1.01	CUMPLE
	D63					
	P76					
Transversal 3		3.08	4.25	Cumple	1.99	CUMPLE
	P75					
	A21					
Brasil		2.28	4.87	Cumple	2.50	CUMPLE
	P74					
	P59					
M. Salazar		0.50	2.85	Cumple	1.49	CUMPLE
	A29					
	A30					
Calle B		0.54	3.36	Cumple	1.76	CUMPLE
	A31					
	D58					
S/N		0.47	3.28	Cumple	1.71	CUMPLE
	A45					
	A49					
S/N		0.52	3.62	Cumple	1.89	CUMPLE
	A50					
	S2					
Panamericana		1.77	7.09	Cumple	3.75	CUMPLE
	S3					

Nota. Revisión de las velocidades. Elaborado por: La autora

5.1.3 Profundidad y salto

La profundidad mínima para los pozos es de 1.80m y se fue profundizando en los tramos donde era necesario para que satisfaga los requerimientos hidráulicos de la red, obteniendo una profundidad máxima de 4.90m. Además, en la tabla 21 se puede visualizar algunos saltos que se generaron en el diseño, se obtuvo saltos desde 0.10 m hasta 0.70m en algunos casos. Se procuró no generar saltos mayores 0.75m con el fin de evitar estructuras especiales de disipación de energía.

Tabla 25

Resumen de profundidad y saltos.

CALLE	POZO	COTAS DE TERRENO msnm ARRIBA	COTAS DE PROYECTO msnm ABAJO	H POZO m	SALTO m	COTA DE SALIDA /ENTRADA
	D28	918.86	916.71	2.15		CS
S/N						
	P40A	915.73	913.93	1.80	0.30	CE
		915.73	913.63	2.10		CS
	A2	905.48	903.68	1.80		CS
M. Salazar						
	P15	905.04	903.24	1.80	0.10	CE
		905.04	903.14	1.90		CS
	P11	908.44	906.64	1.80		CS
T. Pazmiño						
	P12	907.99	906.19	1.80	0.45	CE
		907.99	905.74	2.25		CS
	A10	922.02	920.22	1.80		CS
F. Castro						
	P41	918.21	916.21	2.00	0.60	CE
		918.21	915.61	2.60		CS
	P78	920.28	918.48	1.80		CS
Transversal 3						
	P76	918.17	915.57	2.60	0.65	CE
		918.17	914.92	3.25		CS
	P8i	918.99	915.29	3.70		CS
Panamericana						
	P12i	917.05	914.95	2.10	0.15	CE
		917.05	914.80	2.25		CS
	A4	897.45	893.50	3.95		CS
San Blas						
	A39	895.44	891.49	3.95	0.70	CE
		895.44	890.79	4.65		CS
	P35i	886.58	884.78	1.80		CS
Panamericana						
	C1	884.75	882.95	1.80	0.55	CE
		884.75	882.40	2.35		CS

Nota. Descripción de las cotas de terreno y proyecto. Elaborado por: La autora

5.2 Análisis hidráulico del colector existente

Según los datos del EPAA-MEJÍA, el colector que conduce hacia la planta de tratamiento tiene un diámetro de 300mm, dato con el cual se procede hacer el análisis hidráulico, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 26

Análisis hidráulico en Excel.

DESCRIPCION DEL TRAMO			CAUDAL DISEÑO	CARACTERISTICAS FISICAS		DATOS HIDRÁULICOS								
CALLE	POZO	L m	Q diseño lts/s	D mm	i %	VLL m/s	QLL lt/s	Qd/QLL	Cap. Max (80%)	Qd/QLL (10%)	Vd m/s	Vmax (7.5m/s)	Vmin m/s	Vmin (0.45m/s)
HACIA LA PLANTA DE TRATAMIENTO														
	S3													
S/N		85.54	8875.15	300.00	1.80	2.17	153.34	5787.88	Revisar	578.79	1.38E+20	Revisar	1.37E+15	CUMPLE
	S4													

Nota. Resultados del colector existente. Elaborado por: La autora

Se puede evidenciar que el colector donde se descargará no puede transportar el caudal hacia la planta de tratamiento, puesto que la relación de llenado tiene un valor de 5787.88%, el cual supera el 80% dispuesto por la norma, además con este diámetro de 300mm no cumple con ninguno de los requerimientos de velocidad. Por lo tanto, se deberá rediseñar el colector, para lo cual además del caudal de diseño de este proyecto se deberá tomar en cuenta los caudales provenientes de otros sectores que se descargan en el mismo colector.

CONCLUSIONES

El trazado de la red se realizó favoreciendo la topografía del área del proyecto, de manera que permita que el alcantarillado funcione a gravedad, tendiendo así pendientes que oscilan entre 0.25% y 13%, con las cuales la red satisface cada uno de los parámetros de velocidad.

Los pozos de revisión fueron colocados a una distancia de 80 m entre pozos tal como lo indica la norma EPMAPS. En el diseño se obtuvo como colectores terciarios diámetros desde 300mm hasta 500mm, mientras que para los colectores secundarios se obtuvo colectores de 300mm hasta 800mm, y para los colectores primarios se obtuvo diámetros más grandes de hasta 1500mm, esto debido a que estos colectores conducen el caudal proveniente de toda la parroquia hacia el emisario final.

El diseño de la red de alcantarillado combinado cumple con los parámetros de capacidad y velocidad establecidos en la EPMAPS y la SENAGUA. Se obtuvo colectores de diámetros entre 300mm hasta 1500mm, para cada colector se verificó que las velocidades estén dentro del rango de 0.45m/s y 7.5m/s. Además, toda la red trabaja con flujo a superficie libre, con una relación de llenado inferior al 80%.

Existen varios pozos de salto a lo largo de la red, teniendo el salto más alto de 0.70cm. La norma EPMAPS establece que si el salto es menor a 0.75 cm no se necesita estructuras especiales de disipación de energía.

Al ser una red combinada la profundidad mínima de los pozos es de 1.80m y se profundizó en algunos casos hasta 4.90 m con el fin de que la red satisfaga los requerimientos de las normas. En este caso como la profundización máxima es menor a 5m, no es necesario realizar estudios de suelos para asegurar la estabilidad de la excavación.

Mediante el análisis hidráulico del colector donde se descargará el caudal sanitario y pluvial proveniente de la parte central de Alóag, se pudo verificar que el colector no puede conducir los caudales, debido a que sobrepasa su capacidad, obteniendo una relación de llenado de 5787.88%, esto debido a que actualmente el colector tiene un diámetro de 300mm, mientras que el colector principal diseñado tiene un diámetro de 1500mm, lo que indica que se debe colocar un nuevo colector de igual o mayor diámetro para que los caudales puedan ser conducidos hacia la planta de tratamiento.

RECOMENDACIONES

Es importante realizar el análisis hidráulico del colector donde se descargará el caudal de diseño de este proyecto tomando en cuenta los otros caudales provenientes de otros sectores que se descargan en el mismo colector.

Se recomienda que antes de ejecutarse el proyecto se realice una evaluación del impacto ambiental y económico, para que posteriormente se haga los procesos necesarios para la construcción del proyecto apoyado en esta base técnica.

Para la construcción del sistema de alcantarillado combinado, se recomienda basarse en los planos presentados en este proyecto técnico, que asegura el correcto funcionamiento del sistema.

Se recomienda que se realice una estructura de separador de caudales antes de llegar a la planta de tratamiento.

Se recomienda realizar mantenimientos periódicamente para así poder prolongar la vida útil del sistema.

REFERENCIAS

EMAAP-Q. (2009). NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA LA EMAAP-Q EMPRESA METROPOLITANA DE ALCANTARILLADO Y AGUA POTABLE. pluginfile.php/134009/mod_resource/content/1/Normas%20Alcantarillado%20EMAAP-Q.pdf

Espinosa, L. (2020). *Diseño de la red de alcantarillado combinado, para el barrio La Hospitalaria.* [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica del Ejercito]. Repositorio Escuela Politécnica del Ejercito. http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6913/1/T-ESPE-047314.pdf

García y Tasipanta. (2020). *Evaluación y diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la parroquia rural Cotogchoa, cantón Rumiñahui, provincia Pichincha.* [Tesis de pregrado, UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS]. Repositorio Universidad de las Fuerzas Armadas. http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/23401/1/T-ESPE-044158.PDF

Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del CantónMejía. (2015). ACTUALIZACIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL. DOCUMENTO%20FINAL%20ACTUALIZACION%20PDyOT%20GAD%20MEJIA.PDF

Loyola. M. (2013). *DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS DE LA POBLACION DE BAHIA COLORADA, CANTON SANTO DOMINGO, PROVINCIA SANTO DOMINGO DE LOS TSÁCHILAS.* [Tesis de pregrado, Escuela Politécnica del

Ejercito]. Repositorio Escuela Politécnica del Ejercito. http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/bitstream/handle/21000/7145/AC-CIV-ESPE-047313.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Quecedo, R. y Castaño, C (2003). Introducción a la metodología de investigación cualitativa. *Revista de Psicodidáctica, núm. 14*, 9-12. https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=17501402

QUISHPE, W. (2017). *DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO COMBINADO PARA EL BARRIO SAN FERNANDO DE LA PARROQUIA AMAGUAÑA DEL CANTÓN QUITO DE LA PROVINCIA DE PICHINCHA*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. Repositorio UCE. http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/12020/1/T-UCE-0011-300.pdf

Rosero y González. (2018). *Diseño del sistema de alcantarillado combinado con estructuras hidráulicas especiales, para el barrio Miranda Mirador Sur, Parroquia Amaguaña, del Distrito Metropolitano de Quito.* [Tesis de pregrado, UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR]. Repositorio Universidad Central Del Ecuador. http://www.dspace.uce.edu.ec/bitstream/25000/14880/1/T-UCE-0011-IC343-2018.pdf

Saltos Sánchez, A., Rojas Álvarez, J., Villa Ríos, P., & Tobar Barreno, J. (2018). Evaluación del Sistema de Alcantarillado Sanitario y Pluvial de La Facultad de Ciencias Matemáticas y Físicas de la Universidad de Guayaquil. Journal of Science and Research: Revista Ciencia e Investigación, 3(ICCE), 16-27. https://doi.org/10.26910/issn.2528-8083vol3issICCE2018.2018pp17-34p

SENAGUA. (2012). NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA

POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES. pluginfile.php/134012/mod_resource/content/1/norma_urbana_para_estudios_y_disenos%20SENAGUA%20MAYOR%201000.pdf

SENAGUA. (2012). NORMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DISPOSICIÓN DE EXCRETAS Y RESIDUOS LÍQUIDOS EN EL ÁREA RURAL. pluginfile.php/134010/mod_resource/content/1/norma_rural_para_estudios_y_disenos%20SENAGUA%20MENOR%201000.pdf

SENPLADES. (2014). *"Agua potable y alcantarillado para erradicar la pobreza en el Ecuador".* Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo. Archivo digital. https://www.planificacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/09/FOLLETO-Agua-SENPLADES.pdf

SIAPA. (2014). CRITERIOS Y LINEAMIENTOS TÉCNICOS PARA FACTIBILIDADES. https://www.siapa.gob.mx/sites/default/files/capitulo_3._alcantarillado_sanitario.pdf

Taco, F. (2012). *LAS AGUAS SERVIDAS Y SU INCIDENCIA EN LA SALUBRIDAD DE LOS HABITANTES DEL BARRIO PILACOTO DE LA PARROQUIA GUAYTACAMA DEL CANTÓN LATACUNGA PROVINCIA DE COTOPAXI.* [Tesis de pregrado, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO]. Repositorio Universidad Técnica de Ambato. https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/3789/1/TESIS%20ALCANTARILLADO%20BARRIO%20PILACOTO.pdf

Ordoñez, J. (2012). *DISEÑO DE LOS INTERCEPTORES DE LAS QUEBRADAS EB EL ÁREA DED INFLUENCIA DE LA UNIVERSIDAD DEL AZUAY*. [Tesis de pregrado, UNIVERSIDAD DEL AZUAY]. Repositorio Universidad del Azuay. https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/daos/5351/1/11712.pdf