

	GESTIÓN SERVICIOS BIBLIOTECARIOS					  	
	CARTA DE AUTORIZACIÓN						
CÓDIGO	AP-BIB-FO-06	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	1 de 1

Neiva, 01 de febrero de 2016

Señores
CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN
UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
Ciudad

El (Los) suscrito(s):

Jhon Fredy García Méndez, con C.C. No. 1.075.599.225,

Angélica Patricia Cardozo Ortiz, con C.C. No. 1.075.599.242

Autor(es) de la tesis y/o trabajo de grado titulado Estudios y Diseños de Los Colectores Principales y del Emisario Final de la Red de Alcantarillado Sanitario del Municipio de Aipe, Huila. Presentado y aprobado en el año 2016 como requisito para optar al título de INGENIERO AGRÍCOLA; autorizamos al CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN de la Universidad Surcolombiana para que con fines académicos, muestre al país y el exterior la producción intelectual de la Universidad Surcolombiana, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

Los usuarios puedan consultar el contenido de este trabajo de grado en los sitios web que administra la Universidad, en bases de datos, repositorio digital, catálogos y en otros sitios web, redes y sistemas de información nacionales e internacionales “open access” y en las redes de información con las cuales tenga convenio la Institución.

- Permita la consulta, la reproducción y préstamo a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato Cd-Rom o digital desde internet, intranet, etc., y en general para cualquier formato conocido o por conocer, dentro de los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia.

- Continúo conservando los correspondientes derechos sin modificación o restricción alguna; puesto que de acuerdo con la legislación colombiana aplicable, el presente es un acuerdo jurídico que en ningún caso conlleva la enajenación del derecho de autor y sus conexos.

De conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la Ley 23 de 1982 y el artículo 11 de la Decisión Andina 351 de 1993, “Los derechos morales sobre el trabajo son propiedad de los autores”, los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.

EL AUTOR/ESTUDIANTE:

Firma: 

EL AUTOR/ESTUDIANTE:

Firma: 

	GESTIÓN SERVICIOS BIBLIOTECARIOS						  
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO						
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	1 de 3

TÍTULO COMPLETO DEL TRABAJO: ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LOS COLECTORES PRINCIPALES Y DEL EMISARIO FINAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.

AUTOR O AUTORES:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
CARDOZO ORTIZ	ANGELICA PATRICIA
GARCÍA MÉNDEZ	JHON FREDY

DIRECTOR Y CODIRECTOR TESIS:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
DUARTE TORO	MAURICIO

ASESOR (ES):

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre

PARA OPTAR AL TÍTULO DE: INGENIERO AGRÍCOLA

FACULTAD: INGENIERÍA

PROGRAMA O POSGRADO: AGRÍCOLA

CIUDAD: NEIVA

AÑO DE PRESENTACIÓN: 2016

NÚMERO DE PÁGINAS: 88

TIPO DE ILUSTRACIONES (Marcar con una X):

Diagramas___ Fotografías___ Grabaciones en discos___ Ilustraciones en general___ Grabados___ Láminas___
Litografías___ Mapas___ Música impresa___ Planos Retratos___ Sin ilustraciones___ Tablas o Cuadros

SOFTWARE requerido y/o especializado para la lectura del documento:

	GESTIÓN SERVICIOS BIBLIOTECARIOS						   
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO						
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	2 de 3

MATERIAL ANEXO:

- A Relaciones hidráulicas para conductos circulares no/n.
- B Plano de áreas tributarias.
- C Plano de planta general.
- D Tabla de cálculos de caudal de diseño.
- E Memorias de cálculo tabla de caudal de diseño.
- F Tabla de cálculo hidráulico.
- G Memorias tabla de cálculo hidráulico.
- H Planos de planta perfil de los colectores principales y del emisario final.

PREMIO O DISTINCIÓN (*En caso de ser LAUREADAS o Meritoria*):

PALABRAS CLAVES EN ESPAÑOL E INGLÉS:

<u>Español</u>	<u>Inglés</u>	<u>Español</u>	<u>Inglés</u>
1. Red de Alcantarillado	Sewage	6. Caudales	Flow rates
2. Aguas Residuales	Sewage water	7. _____	_____
3. Colectores	Collectors	8. _____	_____
4. Emisario Final	Final emissary	9. _____	_____
5. Areas de Aporte	Areas of contribuion	10. _____	_____

RESUMEN DEL CONTENIDO: (Máximo 250 palabras)

Para la realización del estudio se tuvo como punto de partida el levantamiento topográfico detallado de la zona objeto de estudio y los planos de catastro de la red de alcantarillado existente con la información de las viviendas, instituciones, industria y comercio; con esta información se hace el trazado de la red y se determina el área de aporte para los colectores y el emisario final. De acuerdo con los parámetros establecidos en el RAS 2000, es determinado el nivel de complejidad, periodo de diseño, coeficiente de rugosidad y proyección de la población futura para calcular los aportes de caudal a la red por las diferentes actividades económicas que se desarrollan en el área de influencia. Finalmente, a partir de los resultados

	GESTIÓN SERVICIOS BIBLIOTECARIOS						 IED 8081 82784-1	 IEP 205-1	 ICNet CO-SC 7384-1
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO								
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	3 de 3		

anteriores el caudal de diseño es determinado.

ABSTRACT: (Máximo 250 palabras)

For the study was taken as a starting point a detailed survey of the area under study and cadastral plans of existing sewerage network with information of homes, institutions, industry and commerce; with this information, the layout of the network is made and the input area for collectors and final outfall is determined. According to the parameters set in the RAS 2000 it is determined the level of complexity, design period, roughness coefficient and projected future population to calculate the contributions flow to the network by the different economic activities taking place in the area of influence. Finally, from the above results the design flow is determined.

APROBACIÓN DE LA TESIS

Nombre Presidente Jurado: EMILIO OROZCO

Firma:



Nombre Jurado: YAMIL DE JESUS MACIAS CARRERA

Firma:



ENERO, 2016

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LOS COLECTORES
PRINCIPALES Y DEL EMISARIO FINAL DEL
SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
DEL MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.**



ANGÉLICA PATRICIA CARDOZO ORTIZ
JHON FREDY GARCÍA MÉNDEZ
UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LOS COLECTORES PRINCIPALES Y DEL
EMISARIO FINAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL
MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.**

**ANGÉLICA PATRICIA CARDOZO ORTIZ
JHON FREDY GARCÍA MÉNDEZ**



**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA - HUILA
2016**

**ESTUDIOS Y DISEÑOS DE LOS COLECTORES PRINCIPALES Y DEL
EMISARIO FINAL DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DEL
MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.**

**ANGÉLICA PATRICIA CARDOZO ORTIZ
JHON FREDY GARCÍA MÉNDEZ**

**Trabajo presentado como requisito de grado para optar al título de
INGENIERO AGRÍCOLA**

**Director
MAURICIO DUARTE TORO
Ingeniero Agrícola**

**Jurados
Arq. EMILIO OROZCO
Ing. YAMIL DE JESUS MACIAS CARRERA**

**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
NEIVA - HUILA
2016**

Nota de Aceptación

Jurado.
EMILIO OROZCO
Arquitecto.

Jurado.
YAMIL DE JESUS MACIAS CARRERA
Ingeniero Civil.

Director.
MAURICIO DUARTE TORO.
Ing. Agrícola.

Neiva, Enero de 2016.

DEDICATORIA

Porque son el motor que impulsa mi vida, quiero dedicar este trabajo a mi familia. A mi hermosa y amorosa madre Amparo Ortiz, a mi querido padre Jorge Cardozo, a mi querido tío Yesid Cardozo., a los mejores hermanos que se puedan tener Jorge Eduardo, Jazmín y Diana y mis sobrinas, las princesas de la casa, que han llegado a alegrar nuestras vidas Laura Camila, Melannie y María José.

Angélica Patricia Cardozo Ortiz.

A mis padres Idaly Méndez Méndez y Santiago Reyes García Esquivel por su amor, apoyo, sabiduría y fortaleza que me han brindado siempre en todos y cada uno de mis proyectos; ellos, que han forjado en mí todo lo que soy. A ti Dios, por bendecirme con la familia maravillosa que me diste y por estar ahí siempre, en momentos difíciles y en momentos llenos de felicidad.

A mis hermanos Andrea Catalina y Cristian Santiago por sus buenos deseos y apoyo incondicional.

A mi tía Raquel García y mi tío Ulises Méndez, por su apoyo incondicional en los momentos en que más los necesité.

A mis amigos Angélica Patricia Cardozo, Érica Rocío Ovalle, Ingrid Dariana Castaño, Jonh Alexander Calderón, Jhonny Mauricio Gurtiérrez, Elías Cardozo e Iván Aragonez; por brindarme una amistad verdadera y por los excelentes e inolvidables momentos compartidos.

Jhon Fredy García Méndez.

AGRADECIMIENTOS

En primera medida a Dios por todas las bendiciones que me ha dado y a mi hermosa familia por su amor incondicional, comprensión, consejos y apoyo en las decisiones que he tomado.

A mis amigos de la universidad Jhon Fredy, Jhon Alexander, Jhonny, Elias, Iván, Erika e Ingrid; por todas las tardes de tertulia en la oficina, consejos y demás ayudas académicas, a los profesores Mauricio Duarte y Rodrigo Pachón por el apoyo y consejos.

Por último y no menos importante a Miguel Cifuentes, por enseñarme a amar mi carrera, creer en mi trabajo y permitirme ser parte de la familia Ingeniería de Riegos y Fundispros, donde conocí y aprendí de grandes profesionales y a Mij Amorej: Banano, Silvia, Angelita, Tato, Karito y Tavo; gracias, por su bonita amistad, las incontables carcajadas, el apoyo incondicional que me brindan constantemente y por hacer de mí una mejor persona.

Angélica Patricia Cardozo Ortiz.

Agradezco a mi Dios que me dio la vida, sabiduría, salud y entendimiento para llevar a cabo todas las acciones que me propongo.

A las personas más importantes en mi vida mamá, papá, Cata y Cristian, por ser la inspiración y la fuerza para seguir luchando siempre.

A mis tíos Raquel y Ulises, por brindarme un segundo hogar durante mi estadía en la universidad, por ser mis consejeros, por estar ahí siempre a pesar de las adversidades.

A los profesores Mauricio Duarte Toro y Rodrigo Alberto Pachón, por su labor desarrollada con creces y por el apoyo e instrucción en mi proceso formativo; a Gladis Quino por su gran amabilidad y vocación servicial puesta a disposición de todo el programa de Ingeniería Agrícola.

Jhon Fredy García Méndez.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE ANEXOS	15
INTRODUCCIÓN	16
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	17
JUSTIFICACIÓN	18
OBJETIVOS	19
OBJETIVO GENERAL	19
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
MARCO TEÓRICO	20
1.1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS.....	20
1. METODOLOGÍA.....	40
2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO	40
2.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	41
2.2.1. Acceso y comunicaciones	41
2.2.2. Descripción topográfica del área de estudio.....	41
2.2.3. Descripción hidrológica del área de estudio	41
2.2.4. Aspectos climáticos	42
2.2.5. Aspectos poblacionales	42
2.2.6. Actividades económicas	42
2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO	43
2.3.1 Ubicación y trazado de los colectores principales y emisario final.	43
2.3.2 Determinación del nivel de complejidad	43
2.3.3 Periodo de diseño.....	44
2.3.4 Diseño de redes	44
2.3.5 Población.....	46
2.3.6 Crecimiento poblacional en el municipio de Aipe.	47
2.3.7 Métodos de cálculo para la población futura.	49
2.4 CONTRIBUCIONES DE AGUAS RESIDUALES	51
2.4.1 Contribuciones domésticas (QD).....	51
2.4.2 Estimación del consumo medio diario por habitante Cm.....	52
2.4.3 Estimación de D	52
2.4.4 Estimación de P.....	53

2.4.5	Estimación de R	55
2.4.6	Contribuciones industriales (QI)	55
2.4.7	Contribuciones comerciales (QC).....	55
2.4.8	Contribuciones institucionales (QIN)	56
2.5	Caudal medio diario de aguas residuales (QMD).....	56
2.6	Conexiones erradas (QCE)	56
2.7	Infiltración (QINF)	57
2.8	Caudal máximo horario (QMH).....	57
2.8.1	Factor de mayoración (F)	58
2.8.2	Caudal de diseño.....	58
2.9	OTRAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.....	59
2.9.1	Diámetro interno real mínimo.	59
2.9.2	Velocidad.....	59
2.9.3	Esfuerzo cortante.	60
2.9.4	Pendiente	60
2.9.5	Profundidad	61
3.0	RESULTADOS.....	62
3.1	Ubicación y trazado de los colectores principales y emisario final.	62
3.2	Determinación del nivel de complejidad.	62
3.3	Periodo de diseño.....	62
3.3	Coefficiente de rugosidad.....	62
3.4	PARAMETROS DE DISEÑO.....	63
3.4.1	Población.....	63
3.4.2	Contribuciones domésticas (QD).....	65
3.4.2.1	Estimación de D	65
3.4.2.2	Estimación de P	66
3.4.2.3	Estimación de R	66
3.4.3	Contribuciones industriales (QI)	67
3.4.4	Contribuciones comerciales (QC).....	68
3.4.5	Contribuciones institucionales (QIN)	68
3.4.6	Caudal medio diario de aguas residuales (QMD).....	69
3.4.7	Conexiones erradas (QCE)	69
3.4.7	Infiltración (QINF)	70

3.4.8 Caudal máximo horario (QMH).....	70
3.4.8.1 Factor de mayoración (F)	70
3.4.8 Caudal de diseño (QDT).....	71
3.5 CALCULO HIDRAULICO DE LOS COLECTORES Y EMISARIO FINAL .	72
4.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	73
5. CONCLUSIONES.....	77
6. PRESUPUESTO	78
BIBLIOGRAFÍA.....	89
ANEXOS.....	90

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de rugosidad de Manning.....	28
Tabla 2. Pérdida de energía por cambio de dirección.....	34
Tabla 3. Máximo ángulo de intersección de los colectores principales.....	37
Tabla 4. Distribución de la población por rangos de edad	42
Tabla 5. Determinación del nivel de complejidad.....	44
Tabla 6. Periodos de diseño	44
Tabla 7. Crecimiento poblacional según censos oficiales del DANE.	47
Tabla 8. Proyección de crecimiento poblacional para el municipio de Aipe.....	48
Tabla 9. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad.....	49
Tabla 10. Dotación por habitante según nivel de complejidad.....	52
Tabla 11. Áreas tributarias por colector Villegas.....	53
Tabla 12. Áreas tributarias por colector Matadero	53
Tabla 13. Áreas tributarias por zonas de expansión	54
Tabla 14. Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.....	55
Tabla 15. Contribución industrial.....	55
Tabla 16. Contribución comercial.....	56
Tabla 17. Contribución institucional.	56
Tabla 18. Aporte por conexiones erradas	57
Tabla 19. Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales.....	57
Tabla 20. Profundidad mínima a cota clave.....	61
Tabla 21. Métodos aplicados a la población de Aipe	63
Tabla 22. Cálculo de población para las zonas de estudio.	66
Tabla 23. Aportes de caudal doméstico	67
Tabla 24. Aporte de caudal industrial.....	67
Tabla 25. Aporte de caudal comercial.....	68
Tabla 26. Caudal de aporte institucional.....	68
Tabla 27. Caudal medio diario de aguas residuales	69
Tabla 28. Caudal por conexiones erradas	69
Tabla 29. Caudal por infiltración.	70
Tabla 30. Caudal máximo horario.....	71
Tabla 31. Caudal de diseño.....	71

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Elementos de un Pozo de Inspección.....	22
<i>Figura 2. Esquema cámara de caída.....</i>	<i>23</i>
Figura 3. Convenciones del Trazo de Tuberías	25
Figura 4. Empate de los colectores por cota clave.	32
Figura 5. Empate de los colectores por la línea de energía.....	34
Figura 6. Empate con flujo supercrítico.....	36
Figura 7. Cámara de caída escalonada.....	38
Figura 8. Cámara de caída rápida.	38
Figura 9. Determinación de Hw.....	39
Figura 10. Localización General del proyecto	40
Figura 11. Curva S de crecimiento vegetativo.	47
Figura 12. Proyección año 2020 en la Cabecera del municipio de Aipe	49
Figura 13. Proyección de Población.	65
Figura 14. Sistema de alcantarillado actual del municipio de Aipe.	74
Figura 15. Detalle recorrido del colector principal.....	75

SISTEMA DE UNIDADES

UNIDAD	DESCRIPCION
año	año
día	día
h	hora
ha	hectárea
hab	habitante
	grados
°C	centígrados
kg.	kilogramo
km.	kilómetro
L	litro
m	metro
m ²	metro cuadrado
m ³	metro cúbico
mg	miligramo
min.	minuto
mm	milímetro
N	Newton
s	segundo

TABLA DE VARIABLES

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDAD
a	= constante que depende del tipo de superficie -	-
Arb	= área residencial bruta.	ha
A	= área tributaria.	ha
C	= coeficiente de resistencia al flujo de Chézy.	-
C _m	= consumo medio diario por habitante	L/hab-d
D	= densidad de población	hab/ha
D _s	= diámetro del colector de salida de la estructura-pozo.	m
ΔE	= diferencia de energía específica entre el colector de salida y el colector principal de entrada a la estructura.	m
ΔH _c	= pérdida de energía por cambio de dirección del colector principal.	m
ΔH _e	= pérdidas de energía ocurridas por la unión de colectores.	m
Φ	= ángulo de la intersección en la unión.	-
F	= factor de mayoración.	-
g	= aceleración de la gravedad, igual a 9,81 m/seg ²	m/seg ²
Y	= peso específico del agua residual	N/m ³
H	= profundidad de agua en el colector.	m
H _c	= energía específica para la condición de flujo crítico, igual a $Y_c + V_c^2/2g$ m	m
H _e	= incremento de altura debido a las pérdidas de energía.	m
H _v	= cabeza de velocidad calculada para la velocidad promedio.	m
H _{v1}	= cabeza de velocidad en el colector principal de entrada.	m
H _{v2}	= cabeza de velocidad en el colector principal de salida respectivamente.	m
H _w	= profundidad esperada del agua en la estructura de conexión.	m
K	= coeficiente que depende de la relación entre el diámetro de la estructura de unión D _p y el diámetro del colector de salida D _s .	-
K _c	= coeficiente de pérdida de energía por flujo curvilíneo dentro de la estructura.	-
K _k	= 0,1 para velocidad creciente y 0,2 para velocidad decreciente.	-
K ₁	= representa la relación entre el caudal máximo diario y el caudal medio diario, varía entre 1,2 y 1,5.	-
L	= longitud máxima de flujo de escorrentía superficial.	m
L _c	= longitud del colector.	m
n	= coeficiente de rugosidad de Manning.	-

VARIABLE	DESCRIPCION	UNIDAD
P	= población servida = $D \cdot A$ (para calcular F se toma en miles de hab)	hab
Q	= caudal de agua residual.	L/s
Qc	= contribución comercial	L/s-ha
QCE	= aporte por conexiones erradas.	L/s-ha
QD	= contribución doméstica.	L/s
QDT	= caudal de diseño para cada tramo de la red.	L/s-ha
QI	= contribución industrial.	L/s-ha
QIN	= contribución institucional.	L/s-ha
QINF	= aporte por infiltración.	L/s-ha
QMD	= caudal medio diario de aguas residuales.	L/s-ha
QMH	= caudal máximo horario.	L/s-ha
R_h	= radio hidráulico.	M
R	= coeficiente de retorno.	-
S	= pendiente.	m/m
T	= temperatura.	°C
τ	= esfuerzo cortante medio.	N/m ²
V	= velocidad media del flujo.	m/s
Vs	= velocidad superficial	m/s
y1, y2	= profundidades de flujo en el colector principal de entrada y de salida respectivamente.	M
Yi	= profundidad de agua en la sección i-i.	M

LISTA DE ANEXOS

Anexo	Descripción
A	Relaciones hidráulicas para conductos circulares no/n.
B	Plano de áreas tributarias.
C	Plano de planta general.
D	Tabla de cálculos de caudal de diseño.
E	Memorias de cálculo tabla de caudal de diseño.
F	Tabla de cálculo hidráulico.
G	Memorias tabla de cálculo hidráulico.
H	Planos de planta perfil de los colectores principales y del emisario final.

INTRODUCCIÓN

El diseño se realizó partiendo del análisis geográfico, económico y social del área de influencia del proyecto, con el cual se identificó la necesidad real de la población.

Se pretende con este diseño conducir las aguas servidas de los habitantes del municipio hasta la planta de tratamiento de aguas residuales que se construirá, puesto que en la actualidad las aguas servidas son arrojadas sin ningún tipo de tratamiento al río Magdalena. El sistema se compone de una serie de tuberías, obras complementarias como pozos de inspección, elementos que son necesarios en el sistema para recibir y evacuar las aguas servidas.

Todas y cada una de las obras constitutivas del proyecto se diseñaron acorde a las disposiciones de obligatorio cumplimiento dispuestas por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, en su título D “Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Pluviales”.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Según RAS 2000, los artículos 79 y 80 de la Constitución Política señalan que todas las personas tienen derecho a gozar de un ambiente sano y que es deber del Estado proteger la diversidad e integridad del ambiente, conservar las áreas de especial importancia ecológica, fomentar la educación para el logro de estos fines, planificar el manejo y aprovechamiento de los recursos naturales para garantizar su desarrollo sostenible, su conservación, restauración o sustitución. Adicionalmente, debe prevenir y controlar los factores de deterioro ambiental, imponer las sanciones legales y exigir la reparación de los daños causados.

Así mismo, el artículo 8 y el numeral 8 del artículo 95 de la Constitución Política disponen la obligación de los particulares de proteger los recursos naturales del país y velar por la conservación de un ambiente sano.

La ley 99 de 1993 encarga a los municipios la función específica de ejecutar obras o proyectos de descontaminación de corrientes o depósitos de agua afectados por los vertimientos municipales (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Rural, 2004).

Con el objeto de dar cumplimiento a las normas y decretos del Estado las cuales le obligan a tomar las medidas pertinentes para el suministro de los servicios públicos domiciliarios y al mantenimiento, operación y control de los mismos; el municipio de Aipe se ha propuesto como objetivo a corto plazo darle un tratamiento adecuado a las aguas residuales productos de las diversas actividades humanas que se llevan a cabo dentro de una población.

En la actualidad, las aguas residuales son vertidas sobre el río Magdalena sin ningún tipo de tratamiento, causando un deterioro ambiental irreparable y aportando significativamente a los altos niveles de contaminación en la zona, afectando varios sectores productivos como la pesca, ganadería, agricultura, entre otros.

Además, los malos olores y el desplazamiento de los gases allí producidos, son una causal en potencia de la proliferación de enfermedades que podrían afectar a las personas aledañas a la zona de influencia del sitio del vertimiento.

JUSTIFICACIÓN

El medio ambiente y los recursos naturales son los elementos más valiosos de la sociedad, Colombia aunque es considerado uno de los países con mayor riqueza hidrográfica ha visto disminuida en los últimos años la disponibilidad de agua potable para consumo humano, por lo que es muy importante la descontaminación de las corrientes hídricas y el tratamiento apropiado de las aguas servidas.

En el municipio de Aipe, para que las aguas servidas puedan ser tratadas, es necesario garantizar la conducción de las mismas hasta la planta de tratamiento de agua residual para lo cual es requerido el diseño de los colectores principales y del emisario final.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Diseñar los colectores principales y el emisario final de la red de alcantarillado sanitario del centro poblado del municipio de Aipe, departamento del Huila.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el crecimiento y distribución de la población en el casco urbano del municipio de Aipe.
- Identificar los aportes de caudal doméstico, industrial, comercial e institucional del área de influencia de la zona de estudio.
- Dimensionar los colectores principales y el emisario final hasta el sitio de la planta de tratamiento de aguas residuales PTAR.

MARCO TEÓRICO

Según López Cualla 2003, el sistema de alcantarillado es un conjunto de obras hidráulicas necesarias para recolectar, conducir y evacuar aguas servidas de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. Este tipo de sistemas son fundamentales para el desarrollo de la sociedad, puesto que son una herramienta eficiente en la prevención de enfermedades epidemiológicas y, además se causarían importantes pérdidas materiales.

Según López Cualla 2003, las aguas residuales pueden tener varios orígenes.

- **Aguas residuales domésticas:** hace referencia a aquellas provenientes de inodoros, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.
- **Aguas residuales e industriales:** Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes de las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.
- **Aguas lluvias:** Proviene de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos metales pesados y otros elementos químicos.

1.1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADOS

Se entiende por sistema de alcantarillado al conjunto de acciones, materiales o no destinadas a evitar en la medida de lo posible que las aguas de origen domésticas, industriales y pluviales causen daños a las personas o las propiedades en las ciudades u obstaculicen el normal desenvolvimiento de la vida urbana. (Villalobos, 2008)

Los sistemas de alcantarillados se pueden dividir en dos tipos:

- **Convencionales:** son sistemas con tuberías de grandes diámetros que permiten una gran flexibilidad en la operación del sistema. Han sido ampliamente utilizados, estudiados y estandarizados.
- **No Convencionales:** surgen como respuesta de saneamiento básico de poblaciones con recursos económicos limitados, pero son sistemas poco flexibles que requieren una mayor definición y control de caudales, de un

mantenimiento intensivo y una cultura de la comunidad que acepte y controle el sistema dentro de las limitaciones que estos pueden tener.

De acuerdo al tipo de agua que conducen los alcantarillados convencionales se clasifican así:

- **Alcantarillado Separado**
Es aquel que conduce y en el cual se independiza la evacuación de las aguas residuales y lluvias.
 - ✓ **Alcantarillado Sanitario:** es el sistema de recolección diseñado para recolectar exclusivamente las aguas residuales domésticas e industriales.
 - ✓ **Alcantarillado Pluvial:** es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la precipitación.

- **Alcantarillado Combinado**
Es un alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas lluvias. (Lopez Cualla, 2003)

1.1.1. Clasificación de las Tuberías

Las tuberías que conforman un sistema de alcantarillado se clasifican así:

- **Laterales o iniciales:** Encargadas de recibir únicamente los desagües provenientes de los domicilios.
- **Secundarias:** Reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales.
- **Colector secundario:** Reciben el desagüe de dos o más tuberías secundarias.
- **Colector Principal:** Capta el caudal de dos o más colectores secundarios.
- **Emisario Final:** Conduce todo el caudal de aguas residuales o lluvias a su punto de entrega, ya sea planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua, como un río, lago o el mar.
- **Interceptor:** Es un colector construido paralelamente a un río o canal. (Lopez Cualla, 2003)

1.1.2. Elementos del Alcantarillado

Además de los colectores o tuberías mencionadas anteriormente, una red de alcantarillado está constituida por diferentes estructuras hidráulicas necesarias para el correcto funcionamiento del sistema; las más relevantes son:

Pozos de inspección

Es la estructura utilizada en el sistema de alcantarillado para la unión de tramos de la red, permitiendo a su vez, cambios de dirección en el alineamiento horizontal o vertical, cambios de diámetro o sección y labores de limpieza y mantenimiento general del sistema.

Los pozos pueden construirse en mampostería o concreto, ya sea en sitio o prefabricado. Generalmente está constituido de los siguientes elementos (Figura 1):

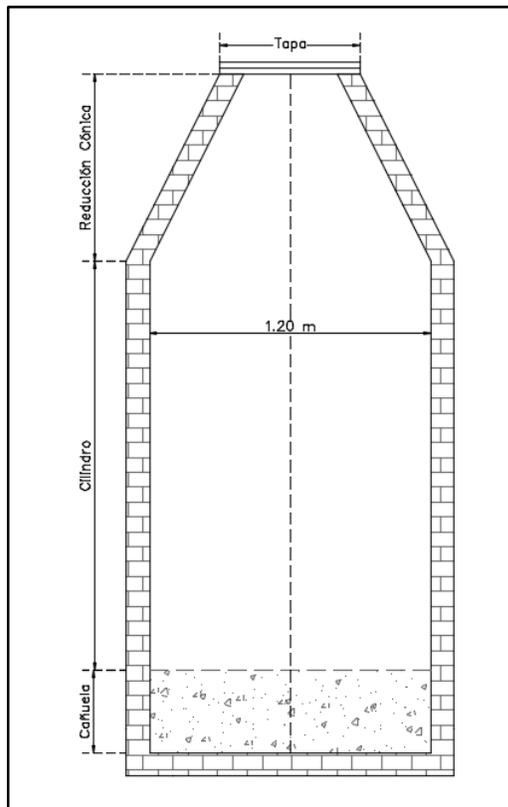


Figura 1. Elementos de un Pozo de Inspección
FUENTE: Cardozo y García, 2016.

- **Tapa de Acceso:** Es la vía de ingreso para la realización de las labores de limpieza y mantenimiento general de las tuberías y debido a que posee orificios permite una adecuada ventilación. La norma técnica NTC 1393 del ICONTEC establece un diámetro de 60 cm, elaborada en hierro fundido o concreto.

- **Reducción Cónica:** Corresponde a la contracción que debe existir entre la tapa y el cilindro y que permite la conexión estructural de estos elementos de diámetro diferente.
- **Cilindro:** corresponde al cuerpo principal del pozo, su altura varía dependiendo de la profundidad de las tuberías congruentes, llegando a alcanzar profundidades normales de hasta 4 metros. El diámetro del cilindro debe ser mínimo de 1,20 metros, dependiendo del diámetro de la tubería de salida y las paredes son en general de 20 cm de espesor.
- **Cañuela:** Es un canal semicircular en concreto simple, ubicada en la base del cilindro y cuyo propósito es permitir la transición de flujo entre las tuberías entrantes y el colector saliente, dependiendo de las pérdidas de energía ocasionadas por la unión y el régimen de flujo de las tuberías entrantes.

Cámaras de caída

Son estructuras utilizadas para realizar la unión de colectores en alcantarillados de alta pendiente, con el objeto de evitar velocidades superiores a la máxima permitida y la posible erosión de la tubería. (Lopez Cualla, 2003).

En la figura 2, se puede observar un esquema de la cámara de caída.

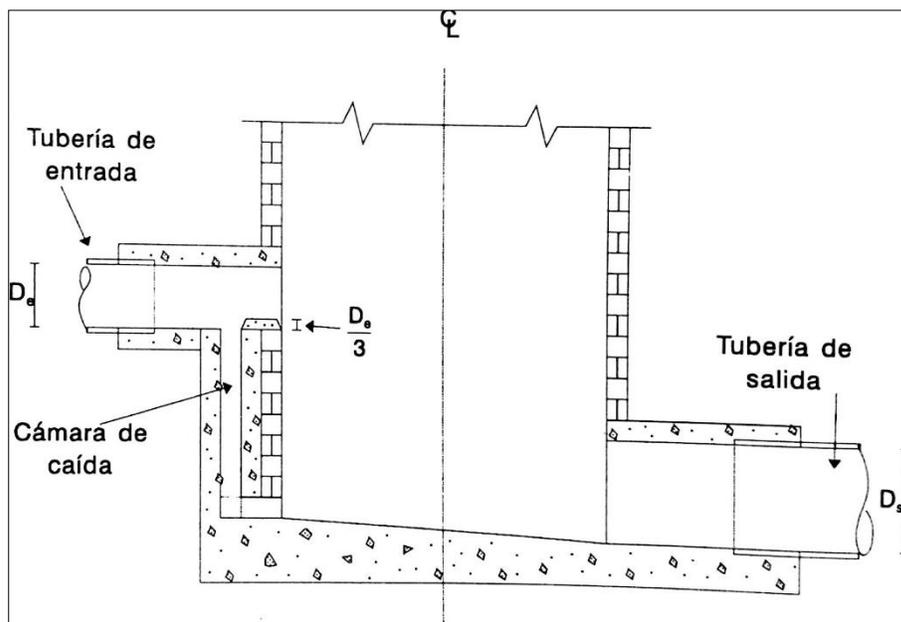


Figura 2. Esquema cámara de caída

FUENTE: López Cualla, 2003.

1.1.3. Consideraciones Generales De Diseño

Las consideraciones mencionadas a continuación son tomadas en su mayoría del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, expedido por el Ministerio De Desarrollo Económico, Dirección De Agua Potable y Saneamiento Básico, el cual es de obligatorio cumplimiento en todo proyecto de saneamiento básico que se pretenda construir en el territorio colombiano.

1.1.3.1 Tuberías

En el diseño de una red de alcantarillado debe darse prioridad a la protección de la red de acueducto, con el fin de evitar el riesgo de contaminación del agua potable, por tanto las tuberías de alcantarillado sanitario y del acueducto deberán estar localizados en costados opuestos de la calzada.

Por otra parte se debe tener en cuenta la disposición topográfica de las calles del municipio, puesto que el trazado de la red de colectores debe seguirla. En alcantarillados condominiales, se permite que la red sea trazada por los andenes.

La cota clave de cualquier sistema de alcantarillado debe estar por debajo de la cota de batea de la tubería del acueducto, cumpliéndose con las distancias verticales y horizontales mínimas, que en términos generales son de 0.3 m y 1.0m respectivamente. El cruce de tuberías debe estudiarse cuidadosamente y, en caso de no poder cumplir con la distancia vertical mínima, se debe dar la protección adecuada a la red de acueducto. (Lopez Cualla, 2003)

1.1.3.2 Levantamiento Topográfico

Para alcantarillados sanitarios la escala mínima del levantamiento topográfico es de 1:2000 con curvas de nivel cada metro; para poblaciones planas las curvas de nivel deben ser menores 0.5m. Para la presentación de planos se emplean en general las convenciones mostradas en la figura 3.

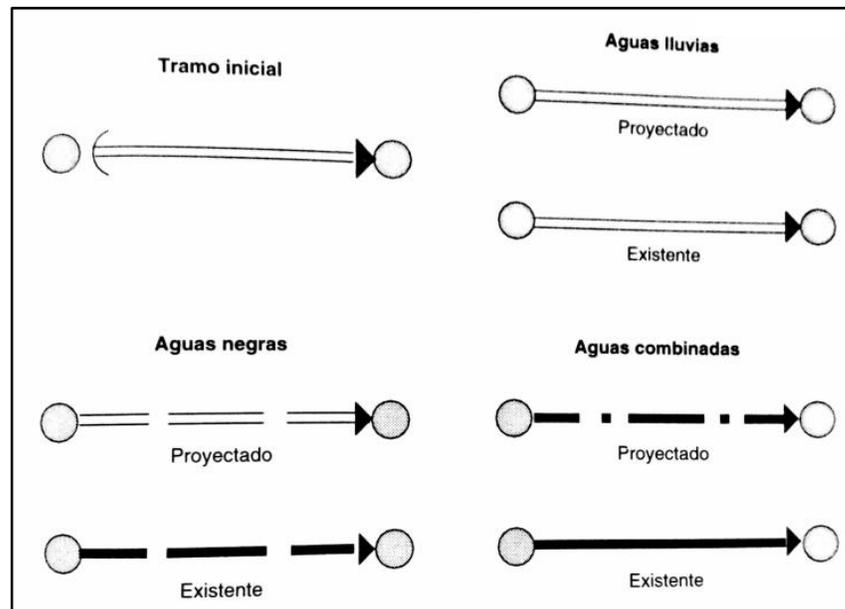


Figura 3. Convenciones del Trazo de Tuberías

FUENTE: López Cualla, 2003

1.1.3.3 Profundidad Mínima de la Tubería

La profundidad mínima de la tubería debe ser de 1,2 m. medidos desde la calzada hasta la cota clave del tubo. La profundidad puede reducirse a 0,75 m. en zonas verdes, vías peatonales y vías de tráfico liviano.

1.1.3.4 Periodo de Diseño

El periodo de diseño depende la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria. (Ministerio de Desarrollo Economico, 2000)

El periodo de diseño de las redes de tuberías de los alcantarillados sanitarios y pluviales oscila entre 15 y 25 años, dependiendo del tamaño de la población y su capacidad económica. (Lopez Cualla, 2003)

1.1.3.5 Cálculo Hidráulico

Los colectores de un sistema de alcantarillado convencional se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Para el dimensionamiento de tuberías, frecuentemente se asume el flujo uniforme y permanente. Para estas condiciones, la lámina de agua es paralela al fondo de la tubería y la velocidad es constante a lo largo del trayecto, lo que significa, que línea de energía es paralela a la lámina de agua. Dicha hipótesis de diseño se adopta con seguridad para tuberías con diámetro inferior a 24" (600 mm); para colectores con diámetros superiores a 36" (900 mm)

el diseño debe concebirse para flujo no uniforme (gradualmente variado) y permanente.

Para cualquier caso, la sección del flujo en tuberías debe ser el diámetro interno real, según la información suministrada por el fabricante. (Lopez Cualla, 2003).

Chezy y Manning, (ecuaciones 1 y 2) son comúnmente los modelos de cálculo utilizados para flujo uniforme. Dichos modelos se definen así:

Ecuación de Chezy:

$$V = C(RS)^{1/2} \text{ (Ecuación 1)}$$

Ecuación de Manning:

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

Donde:

V = Velocidad media en la sección (m/s)

R = Radio hidráulico (m) = (área / perímetro)

S = Pendiente de la línea de energía (m/m)

C = Coeficiente de resistencia al flujo de Chezy

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Aunque puede adoptarse cualquier modelo de cálculo, el modelo tradicionalmente utilizado para el diseño de los colectores de diámetro pequeño (menor de 24" o 600 mm) es el correspondiente a la ecuación de Manning y por ello se utilizará en el presente documento.

La ecuación de Manning, (ecuación 3) en términos del caudal y del diámetro de la tubería, es:

$$Q = 0,312 \left(\frac{D^{8/3}S^{1/2}}{n} \right) \text{ (Ecuación 3)}$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene la ecuación 4:

$$Q = 1,548 \left(\frac{nQ}{S^{1/2}} \right)^{3/8} \text{ (Ecuación 4)}$$

Cuando se presenta un incremento fuerte de la pendiente, es posible que el diámetro calculado según la ecuación anterior sea menor que el de la tubería en el tramo anterior. Como regla general, el diámetro de los sistemas de alcantarillado no se debe reducir de un tramo a otro. Sin embargo, y sólo para tuberías con diámetro

superior a 24" (600 mm), es posible permitir la reducción del diámetro, siempre y cuando se garanticen los aspectos operativos y de mantenimiento, que eviten la obstrucción del sistema en el punto de reducción.

1.1.3.6 Coeficiente de rugosidad de manning

La selección del coeficiente de rugosidad es una determinación crítica en el dimensionamiento de la tubería. Un valor muy alto resulta en un sobredimensionamiento y en un diseño antieconómico; por el contrario, un valor muy bajo resulta en una tubería con capacidad insuficiente para transportar el caudal de diseño. Adicionalmente, el coeficiente de rugosidad se ve influenciado por diversos factores durante la vida útil de la tubería, tales como:

- *Tipo y número de uniones.* Dependiendo del material de la tubería, se fabrica en tramos cortos o largos, aumentando el número de uniones en el tramo.
- *Desalineamiento horizontal del conducto.* Efecto causado por movimiento lateral del suelo o por defecto en la construcción.
- *Desalineamiento vertical del conducto.* Causado principalmente por asentamientos diferenciales, produciendo el desempate de las juntas y fisura en la tubería.
- *Sedimentación de materiales.* Sólidos que debido a la baja velocidad se depositan en el fondo de la tubería. Igualmente, se presenta la penetración de raíces a través de las uniones o fisuras de la tubería.
- *Reducción de la sección de flujo.* Causada por la eventual sedimentación del material, aplastamiento de la tubería o incrustaciones.
- *Material de la tubería.* Cuando las rugosidades son menores que el espesor de la capa laminar, no afectan la resistencia al flujo; en este sentido, las tuberías de concreto, gres, plástico y fibra de vidrio son consideradas de pared lisa.
- *Crecimiento de la película biológica dentro de la tubería.* Después de unos meses de funcionamiento de un alcantarillado sanitario, las paredes de la tubería se revisten de unas capas de biomasa denominada película biológica. Este crecimiento de biomasa se presenta en todos los materiales de tubería, lo cual permite definir un coeficiente de rugosidad único (independiente del material de la tubería) para alcantarillados sanitarios, teniendo como base un coeficiente de seguridad entre 1,2 y 1,3 con respecto al coeficiente de rugosidad determinado en tuberías nuevas y condiciones de laboratorio.

Tabla 1. Coeficientes de rugosidad de Manning.

VALORES DE COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE MANNING	
MATERIAL	n
CONDUCTOS CERRADOS	
Asbesto - cemento	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 – 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0.012 – 0.015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0.015 – 0.017
Gres vitrificado	0.011 – 0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011 – 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010 – 0.015
Metal corrugado	0.022 – 0.026
Colectores de ladrillo	0.013 – 0.017
CONDUCTOS ABIERTOS	
Canal revestido en ladrillo	0.012 – 0.018
Canal revestido en concreto	0.011 – 0.020
Canal excavado	0.018 – 0.050
Canal revestido rip-rap	0.020 – 0.035

FUENTE: López Cualla,2003.

A causa de las últimas condiciones anteriores, el coeficiente de rugosidad en alcantarillados sanitarios puede tomar valores entre 0,009 y 0,013. La condición más conservadora o usualmente adoptada es definir $n=0,013$, teniendo en cuenta la posibilidad de ocurrencia de los demás factores que afectan el coeficiente de rugosidad.

1.1.3.7 Flujo uniforme permanente

Según López Cualla 2003, con la consideración de flujo uniforme y permanente, las características de flujo son constantes en tiempo y espacio. Las condiciones de funcionamiento de una tubería (velocidad real de flujo, profundidad de flujo, radio hidráulico y profundidad hidráulica) pueden encontrarse a partir de las relaciones hidráulicas definidas en el Anexo A.

La tabla de relaciones hidráulicas está basada en el análisis de las características de flujo para una sección circular descritas a continuación.

Área mojada (ecuación 5), A:

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta) \quad (\text{Ecuación 5})$$

Perímetro mojado, P:

$$P = \frac{D}{2} \theta \quad (\text{Ecuación 6})$$

Radio hidráulico, R:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right) \quad (\text{Ecuación 7})$$

Ancho superior, T:

$$T = D \left(\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)\right) \quad (\text{Ecuación 8})$$

$$T = 2\sqrt{d(D-d)} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Profundidad hidráulica, H:

$$H = \frac{A}{T} = \frac{D}{8} \left(\frac{\theta - \sin \theta}{\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)}\right) \quad (\text{Ecuación 10})$$

Factor de sección, Z:

$$\frac{Q}{g} = A\sqrt{H} = \frac{\sqrt{2}}{32} \frac{(\theta - \sin \theta)^{1.5}}{\left(\sin\left(\frac{\theta}{2}\right)\right)^{0.5}} D^2 \quad (\text{Ecuación 11})$$

1.1.3.8 Flujo no uniforme permanente

Con la condición de flujo permanente el caudal es constante en el tiempo, pero la velocidad y la pendiente de la línea de energía son variables.

Si se adopta un tramo suficientemente corto, la pérdida por razonamiento puede calcularse con suficiente exactitud con el empleo de la ecuación de Manning. En la ecuación 12 se muestra la velocidad media, siendo esta entonces:

$$V_m = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Siendo la velocidad media igual a $\frac{1}{2}(V_1+V_2)$, y despejando la pendiente de la línea de energía de la ecuación anterior:

$$S = \frac{n^2 V_m^2}{R^{2/3}} = \frac{n^2 (V_1+V_2)}{4 R^{4/3}} \quad (\text{Ecuación 13})$$

El descenso de la lámina de agua, h , es igual a la suma de la pérdida de carga en el tramo y la diferencia de cabezas de velocidad en las secciones correspondientes se tiene la ecuación 14:

$$h = Sx + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{Ecuación 14})$$

Por otra parte, el descenso puede calcularse como:

$$h = S_0 x + y_1 - y_2 \quad (\text{Ecuación 15})$$

Igualando las ecuaciones del descenso:

$$x = \frac{\left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right)}{S - S_0} \quad (\text{Ecuación 16})$$

La anterior es una ecuación general para cualquier tipo de flujo no uniforme y permanente. En ella se puede calcular la distancia a la cual se presenta el descenso (y_1-y_2).

Todo cálculo de niveles de superficie de agua se debe realizar a partir de una sección en la cual la altura es conocida. Esta sección es una sección de control en la que la altura se define por la descarga y la geometría de la sección.

La profundidad crítica se presenta en la sección de descarga libre o en el punto de incremento sustancial de la pendiente. La profundidad crítica en un canal rectangular está definida por la ecuación 17:

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (\text{Ecuación 17})$$

y para una sección circular, se puede aproximar por la siguiente expresión dentro del rango de validez especificado:

$$y_c = 0,483 \left(\frac{Q}{D}\right)^{2/3} + 0,083D \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$\text{Para } 0,3 < \frac{y_c}{D} < 0,9 \quad (\text{Ecuación 19})$$

En donde y_c = altura crítica (m)

Q = caudal (m³/s)

D = diámetro interno de la tubería (m)

1.1.3.9 Régimen de flujo

La unión de los colectores en el pozo de inspección se realiza de manera diferente para flujo subcrítico o supercrítico. De todas maneras, el flujo debe ser estable y para ello el número de Froude debe estar en el rango:

$$(\text{subcrítico}) \ 0,9 > NF > 1,1 \ (\text{supercrítico})$$

El número de Froude se calcula mediante la ecuación 20, definida por la siguiente expresión:

$$NF = \frac{V}{\sqrt{gH}} \quad (\text{Ecuación 20})$$

En donde: H = profundidad hidráulica

H = área de flujo dividida por la superficie libre.

1.1.3.10 Unión de los tramos de alcantarillados

Según López Cualla 2003, como se indicó anteriormente, la unión de los colectores se hace mediante un pozo. Para realizar el empate de los colectores en el pozo existen varios criterios, a saber:

1) empate por la cota clave (cota superior interna de la tubería); 2) empate por la cota de batea (cota inferior interna de la tubería); 3) empate por el 80% de los diámetros, y 4) empate por la línea de energía.

De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo) y el empate por línea de energía. De

estos dos, el más acertado desde el punto de vista hidráulico es el empate por línea de energía, aunque la elección del método que se utilizará depende de la norma exigida para el proyecto. La norma RAS-2000 exige el empate obligatorio por línea de energía para diámetros superiores a 20" (500 mm).

Adicionalmente, el método de empate por la línea de energía depende del régimen de flujo, pues es diferente la metodología para el empate por línea de energía en régimen subcrítico o supercrítico.

1.1.3.11 *Empate por cota clave*

Según López Cualla 2003, este tipo de empate puede emplearse en la unión de colectores cuyo diámetro sea inferior a 20" (500 mm) y cuyo régimen de flujo sea subcrítico. Es un criterio geométrico que consiste en igualar las cotas claves de la tubería de entrada y de salida; entonces, la caída en el pozo es la diferencia de los diámetros de los colectores, como se observa en la figura 4.

Al ser este un criterio geométrico y desconocer la hidráulica de la unión en el pozo, es posible que la línea de energía saliente tenga una cota superior a la línea de energía entrante y, por tanto, se producirá un remanso aguas arriba de la unión. Para compensar de cierto modo lo anterior, es posible dejar una caída en la clave, ΔH_c , igual a la mitad de la diferencia de los diámetros.

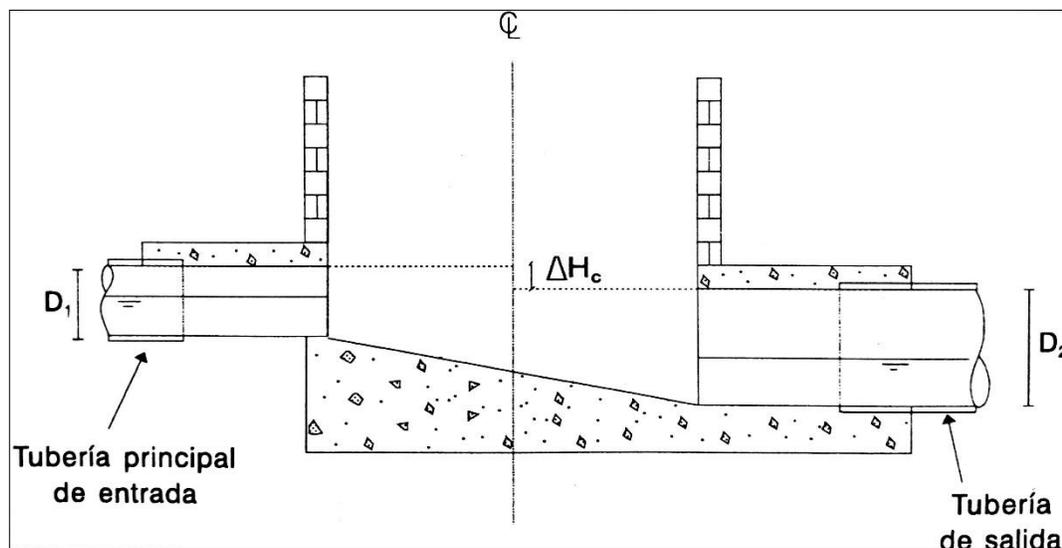


Figura 4. Empate de los colectores por cota clave.

FUENTE: López Cualla, 2003.

1.1.3.12 Empate por fa línea de energía para flujo subcrítico ($NF < 0,9$)

Según López Cualla 2003, consiste en igualar la cota de energía del colector principal entrante al pozo, con la cota de energía del colector saliente. Planteando la ecuación de energía (ecuación 21) entre las tuberías de entrada y salida al centro del pozo.

$$Z_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_e \quad (\text{Ecuación 21})$$

En donde:

Z_1 = Altura de posición de la tubería de entrada (cota de batea a la entrada)

Z_2 = Altura de posesión del colector de entrada (cota de batea a la salida)

d_1 = altura de la lámina de agua en la tubería de entrada.

d_2 = altura de la lámina de agua en la tubería de salida.

$\frac{V_1^2}{2g}$ = altura de velocidad en la tubería de entrada.

$\frac{V_2^2}{2g}$ = altura de velocidad en la tubería de salida.

ΔH_e = pérdida de energía ocurridas por el empate de las tuberías.

La caída en el pozo (diferencia de cotas de batea entre la entrada y la salida) corresponde al término $Z_1 - Z_2$:

$$Z_1 - Z_2 = \left(d_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) - \left(d_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) + \Delta H_e \quad (\text{Ecuación 22})$$

La caída en el pozo corresponde entonces a la diferencia de energía específica entre la tubería de salida y entrada, más la pérdida de energía en el pozo. Si la caída en el pozo resulta ser mayor de 0,75 m, debe proyectarse una cámara de caída. Si la caída en el pozo resulta ser negativa, la cota de batea saliente será igual a la cota de batea entrante; en ninguna circunstancia debe elevarse la cota de batea a la salida del pozo.

Al realizar el empate de las tuberías en el pozo, se producen varias pérdidas de energía; las más importantes son la pérdida de energía por cambio de dirección y la pérdida por la unión o transición ocasiona por el cambio en la altura de velocidad entre las tuberías de entrada y salida. La consideración de las pérdidas en el pozo implica una diferencia de alturas entre la línea de energía saliente y la línea de energía de la tubería principal que llega al pozo, ΔH_e :

$$\Delta H_e = \Delta H_d + \Delta H_t \quad (\text{Ecuación 23})$$

en donde:

ΔH_d = pérdida de energía por el cambio de dirección

ΔH_t = pérdida de energía por la unión o transición.

Cuando existan varias tuberías afluentes (entrantes), se debe verificar que todas las cotas de energía entrantes, después de descontadas las pérdidas de energía correspondientes, sean superiores o iguales a la de la tubería efluente (saliente). Al empatar con la tubería principal entrante, los demás tramos pueden diseñarse nuevamente de tal manera que coincidan con la misma línea de energía de la principal entrante (después de descontadas las pérdidas) en el pozo.

En la figura 5, se puede observar el modelo de empate por la línea de energía.

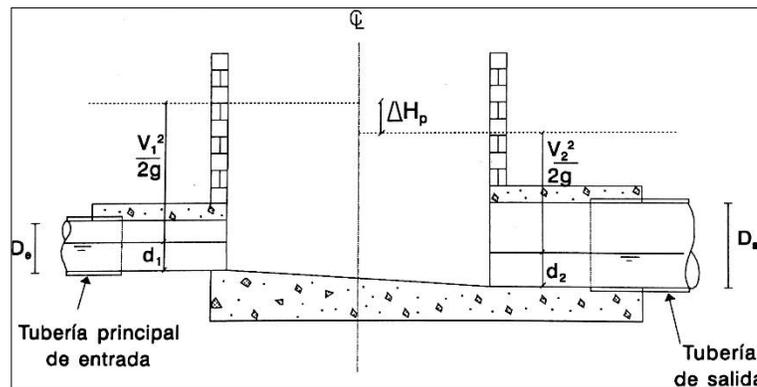


Figura 5. Empate de los colectores por la línea de energía.
FUENTE: López Cualla, 2003.

1.1.3.13 Pérdidas por cambio de dirección, AH_d .

Según López Cualla 2003, la pérdida de energía por cambio de dirección, para flujo su crítico o supercrítico, se calcula en función de la relación entre el radio de curvatura del pozo, r , y el diámetro de la tubería de salida, D_s . En la tabla 2 se presenta el valor de la pérdida de energía, " $k V^2/2g$ ", siendo " V " la velocidad promedio entre la tubería de entrada y la de salida.

Tabla 2. Pérdida de energía por cambio de dirección.

Régimen de flujo	R_c / R_d	ΔH_d
Subcrítico	1,0 – 1,5	0,40 $V^2/2g$
	1,5 – 3,0	0,20 $V^2/2g$
	>3,0	0,05 $V^2/2g$
Supercrítico	6,0 – 8,0	0,40 $V^2/2g$
	8,0 – 10,0	0,20 $V^2/2g$
	>10,0	0,05 $V^2/2g$

Fuente. LOPEZ CUALLA, 2003.

No se recomienda trabajar con relaciones de "r/D" menores que 1,0 debido a que el porcentaje de pérdida de la energía cinética es muy alto. En este caso hay que aumentar el diámetro del pozo o hacer un cambio de dirección menor de 90°.

Por consideraciones geométricas, el radio de curvatura para cambios de dirección a 90° es igual a la mitad del diámetro del pozo, como se demuestra en la ecuación 24:

$$T = R_c \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 24})$$

$$T = \frac{D_p}{2} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Igualando las ecuaciones anteriores:

$$D_p = 2r_c \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 26})$$

despejando el radio de curvatura, r_c :

$$r_c = \frac{D_p}{2 \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad (\text{Ecuación 27})$$

y para $\alpha=90^\circ$, se tiene:

$$r_c = \frac{D_p}{2} \quad (\text{Ecuación 28})$$

Por otra parte, se recomienda no utilizar relaciones r/Ds inferiores a 1,0. Dividiendo la ecuación del radio de curvatura por el diámetro de la tubería saliente, D , se obtiene la condición siguiente (ecuación 29):

$$\frac{r_c}{D_s} = \frac{D_p}{2 D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \geq 1 \quad (\text{Ecuación 29})$$

es decir, que para que las pérdidas de energía no sean superiores al 40% de la energía cinética, el diámetro del pozo debe ser superior a:

$$D_p \geq 2 D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 30})$$

1.1.3.14 Pérdidas debidas a la unión de las tuberías, AHt

Según López Cualla 2003, las pérdidas por la unión o transición obedecen al aumento o a la disminución de la velocidad debido a un cambio de diámetro, pendiente o adición de caudal. La forma general de expresión de dichas pérdidas se muestra en la ecuación 31:

$$\Delta H_t = K \left| \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right| \quad (\text{Ecuación 31})$$

donde:

k = 0,1 para un aumento de velocidad

k = 0,2 para una disminución de velocidad.

1.1.3.15 Empate por la línea de energía para flujo supercrítico (NF > 1,1)

La conexión de colectores en régimen supercrítico implica trabajar con una energía cinética mayor (velocidades mayores), lo que ocasionaría la salida tangencial del agua de la cañuela, proyectada según las condiciones de empate expuestas anteriormente, como se muestra en la figura 6. Se presentan dos alternativas para el empate de las tuberías: 1) se diseñan estructuras de conexión con radios de curvatura mayores que los del caso de empate subcrítico, o 2) se disipa toda la energía cinética en la estructura de conexión y se proyecta como un pozo de caída.

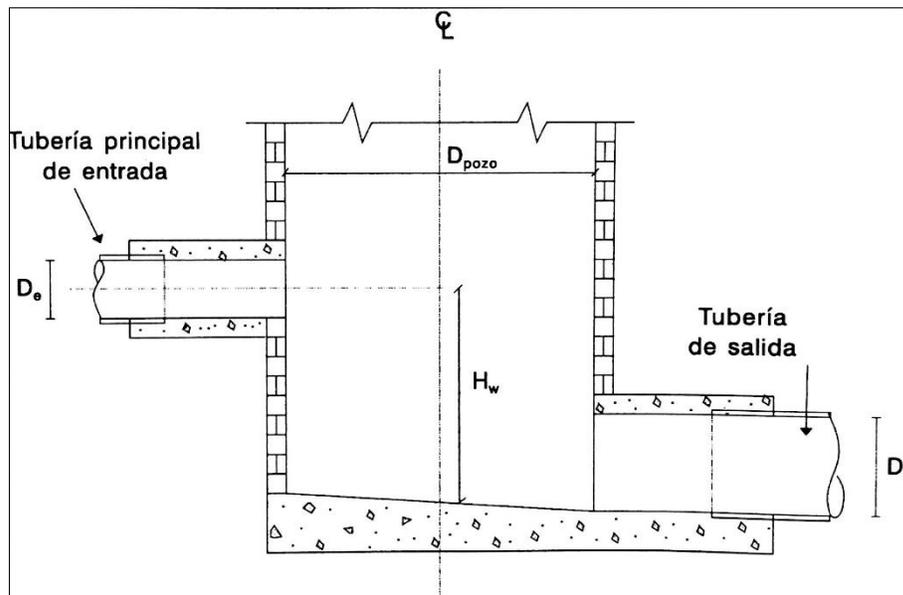


Figura 6. Empate con flujo supercrítico.

Fuente. LOPEZ CUALLA, 2003.

1.1.3.16 Empate para flujo supercrítico en estructuras alargadas sin caída

La primera alternativa, conexión con radios de curvatura grandes, requiere estructuras alargadas, de gran tamaño y que, por tanto, necesitan un mayor espacio, por lo que es una limitación dada por la planimetría de las manzanas del municipio.

La unión con este tipo de estructura implica que la lámina de agua de los colectores afluente y efluente sean aproximadamente iguales. Cuando el caudal afluente es menor del 10% del caudal efluente, puede permitirse que su lámina de agua tenga una cota superior a la de los demás. La cota de energía del colector efluente debe ser menor que la cota de energía de los afluentes para evitar la formación de un resalto hidráulico.

En el caso de utilizar estructuras de pozo de unión, de manera similar al régimen subcrítico, no se recomienda perder más del 40% de la energía cinética; por tanto, la condición para cumplir con lo anterior es:

$$\frac{r_c}{D_s} = \frac{D_p}{2 D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)} \geq 6 \quad (\text{Ecuación 32})$$

es decir, que:

$$D_p \geq 12 D_s \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 33})$$

El ángulo máximo recomendado para la intersección de alcantarillas en régimen supercrítico se presenta en la tabla 3.

Tabla 3. Máximo ángulo de intersección de los colectores principales

Diámetro del colector saliente, D_s	Ángulo
10" (250 mm)	90°
12" (300 mm) - 14" (350 mm)	75°
16" (400 mm) - 20" (530 mm)	60°
22" (560 mm) - 36" (900 mm)	45°
> 36" (900 mm)	15°

FUENTE. López Cualla, 2003.

1.1.3.17 Empate para flujo supercrítico en estructuras con caída

Este tipo de unión es aplicable cuando no se dispone del espacio necesario para proyectar las estructuras anteriores y el caudal es inferior a 5 m³/s. Para caudales superiores se pueden utilizar estructuras escalonadas o en rampa, como las indicadas en las figuras 7 y 8.

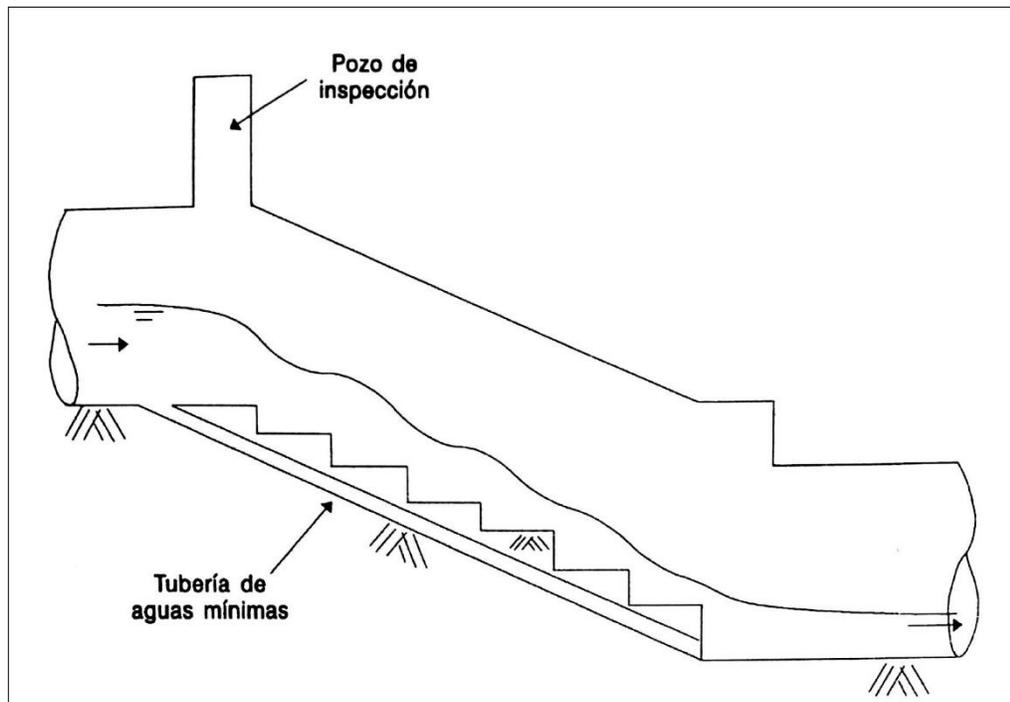


Figura 7. Cámara de caída escalonada.
Fuente. LOPEZ CUALLA, 2003.

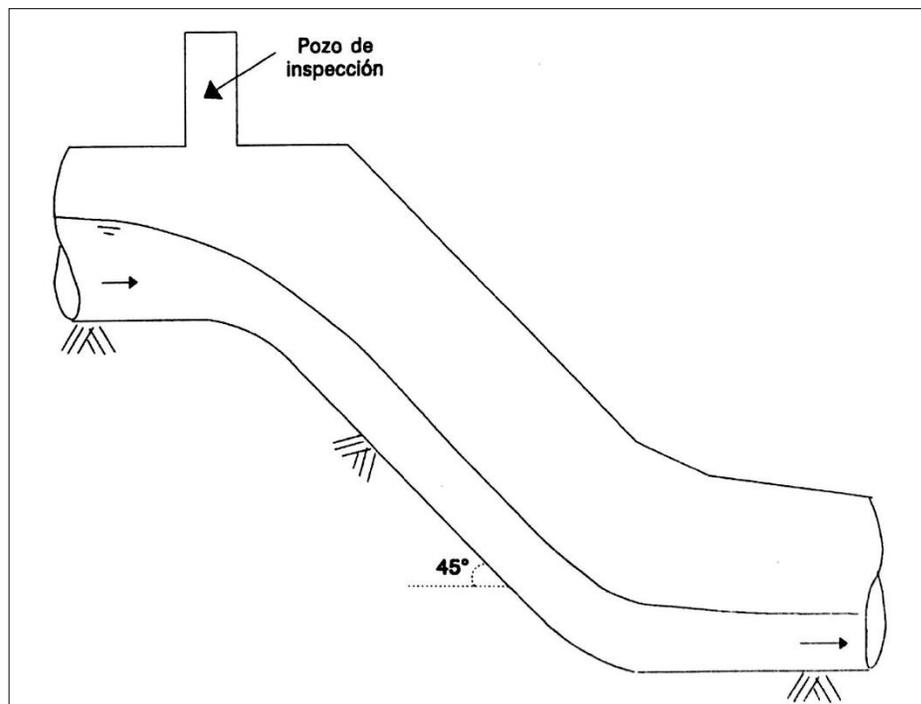


Figura 8. Cámara de caída rápida.
Fuente. LOPEZ CUALLA, 2003.

En este caso se busca disipar toda la energía cinética en el pozo, mientras que la sección de control se establece en el orificio de salida del pozo; esto significa que la capacidad de transporte de la tubería saliente es superior a la capacidad de entrada a la misma. Hidráulicamente, el pozo se analiza como un tanque con un orificio de salida y se determina la altura necesaria (H_w) para evacuar el caudal de diseño por el orificio de salida, de tal manera que la elevación del agua en el pozo no sea mayor que la elevación de la lámina de agua en las tuberías concurrentes al mismo.

La altura o caída en el pozo, al ser función del área del orificio de salida, puede ser relativamente alta y en estos casos es necesario construir una estructura de boquilla a la salida del pozo (figura 9).

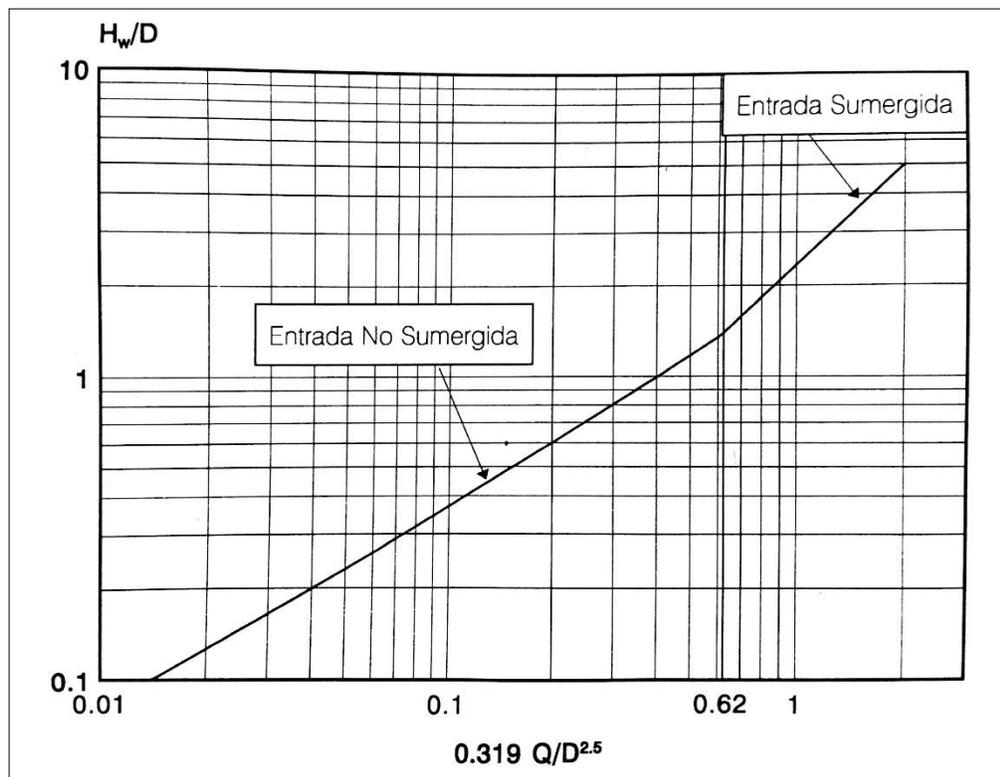


Figura 9. Determinación de H_w .

Fuente. LOPEZ CUALLA, 2003.

La entrada a la tubería de salida puede realizarse de manera sumergida o no, pero esto depende del diámetro y el caudal de la tubería de salida.

1. METODOLOGÍA

2.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

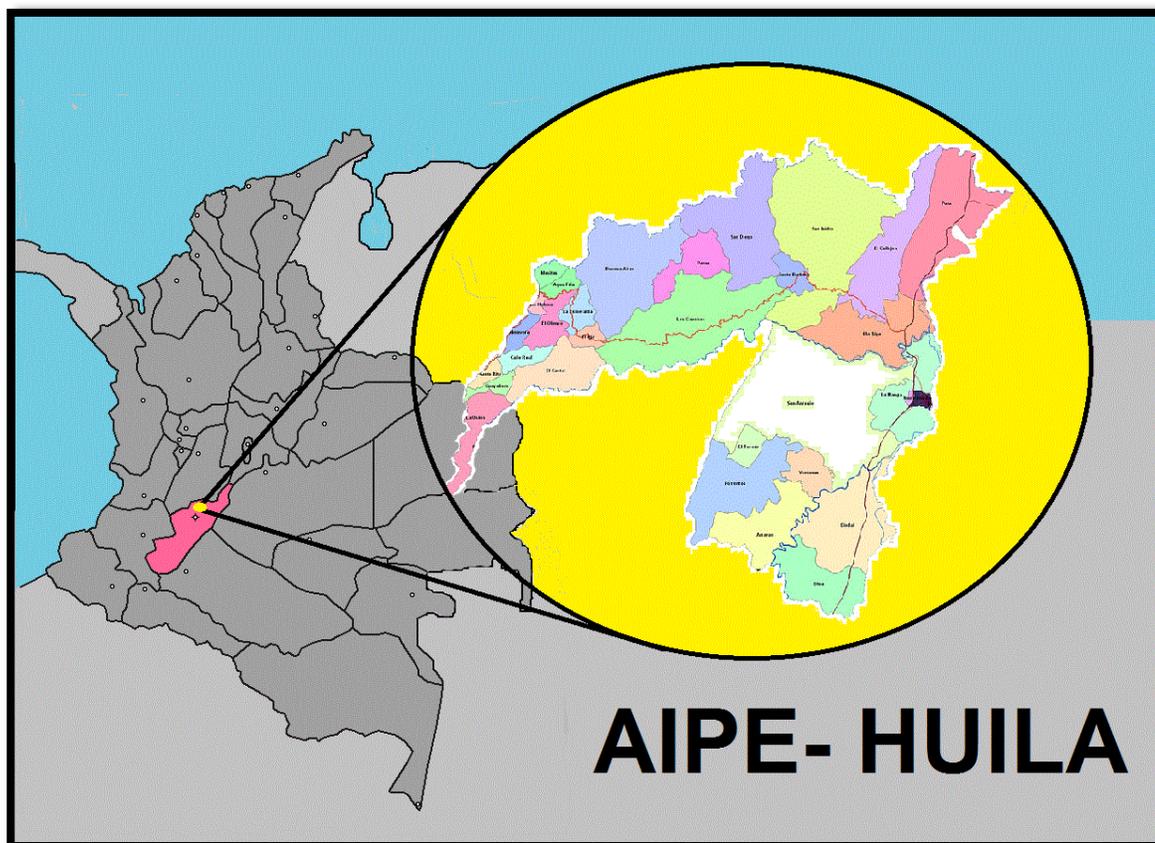


Figura 10. Localización General del proyecto

Fuente: Cardozo y García, 2016.

El Municipio de Aipe ocupa un área total de 801.04 km² (3.8% total del departamento del Huila). La cota mínima del municipio se localiza sobre la desembocadura del Río Patá al Río Magdalena a una altura de 350 metros sobre el nivel de mar, con temperatura promedio anual de 28.4°C y el punto más alto a 2.300 metros sobre el nivel del mar, localizada en la vereda La Unión (al occidente del municipio con límites con el Departamento del Tolima), la temperatura promedio es de 13.67°C., al municipio de Aipe lo rodean los ríos Magdalena, Aipe, Bache y el Pata (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

2.2.1. Acceso y comunicaciones

La carretera principal por la cual se llega al casco urbano del municipio de Aipe es la Ruta Nacional 45, que conduce al norte del país, pasando por la capital de Colombia. Hay una distancia de 32,66 km con un tiempo de 24 minutos aproximadamente desde la capital del Huila a este municipio. A nivel fluvial, el río Magdalena permite la navegación de pequeñas embarcaciones, siendo Neiva y Aipe los principales puertos (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.2.2. Descripción topográfica del área de estudio

Los territorios del municipio de Aipe están comprendidos entre la margen izquierda del río Magdalena y las cimas de la cordillera central, en los límites con el departamento del Tolima. Por la variedad de su relieve, la jurisdicción municipal ofrece los pisos térmicos cálidos, medio y frío. Presenta una topografía muy variada, por encontrarse en el valle del Magdalena y la Cordillera Central. Sus tierras son planas con ascendientes hacia la cordillera con terrenos secos y montañosos (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.2.3. Descripción hidrológica del área de estudio

El río Aipe está ubicado a 3 Km. de la vía Nacional Bogotá. Es una corriente de uso público que nace en jurisdicción de los municipios de Neiva y Palermo, al noroccidente del departamento del Huila en las montañas de San Luis, estribaciones del flanco oriental de la cordillera central, aproximadamente a una altura de 1.421 msnm, y el primer usuario es el acueducto para el casco urbano del municipio de Aipe, se encuentra a una altura de 465 m.s.n.m. y entra al área de estudio en el sitio donde el río Cachichi le entrega sus aguas a la altura de la vereda los cauchos, de allí hasta donde muere el filo chiflon que sirve de límite municipal entre Neiva y Aipe, siendo sus principales afluentes: Río Cachichi, Quebrada Guayabero, Quebrada San Francisco, Quebrada Río Recio, Quebrada Pepitica, Quebrada Tambilla, Quebrada Muchubi, desembocando en el río Magdalena, por la margen izquierda a 5 kilómetros por la vía Aipe- Bogotá (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.2.4. Aspectos climáticos

La temperatura media es de 28.4° C. En la planicie, a los 450 mts sobre el nivel del mar, la precipitación es de 1.300 mm/año y la evaporación es de 1.655 mm/año. En la parte alta o zona de cordillera, a los 1.000 mts sobre el nivel del mar, la precipitación es 2.000 mm/año y la evaporación de 1.500 mm/año.

En la parte baja del Municipio de Aipe, en algunas épocas del año se identifican dos periodos lluviosos o de invierno: el primero va de Marzo a Mayo y el segundo de Octubre a Diciembre, con el 34% y 39% de la precipitación respectivamente.

Así mismo hay dos periodos secos de verano: de Enero a Febrero y de Junio a Septiembre el primero con el 14% de la precipitación y el segundo con el 13% del total, que se constituye en la etapa más crítica del año (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.2.5. Aspectos poblacionales

El municipio de Aipe cuenta con una densidad de población 29 (Hab/Km²), con una tasa bruta de natalidad de 11.91 (%), una tasa bruta de mortalidad de 2.59 (%).

El número de habitantes en la cabecera municipal es de 14697 y el número de habitantes en la zona rural es de 8806 habitantes, para un total de 23503 habitantes de los cuales 11.633 son hombres y 11.869 son mujeres (Municipio de Aipe, 2015), Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

En la tabla 4 se describe la distribución de la población del municipio de Aipe.

Tabla 4. Distribución de la población por rangos de edad

Rangos de edad	>1 año	1-4	5-14	15-44	45-59	>60
Total por edad		3165	5129	9617	2927	2475
Porcentaje	0,00	13,47	21,82	41,77	12,45	10,53

FUENTE: Municipio de Aipe, 2015

2.2.6. Actividades económicas

El Municipio de AIPE se encuentra ocupado principalmente por viviendas rurales que se basan en el desarrollo de actividades agropecuarias, en las cuales los cultivos presentes son generalmente transitorios y permanentes con un solo propietario, ya que el porcentaje de asociatividad es bajo, actualmente la fuente principal de recursos económicos del territorio constituye a las transferencias que por concepto de regalías petroleras le son trasladadas por la Nación. En el caso de los establecimientos de comercio casi el 17% de ellos se dedican a la industria, el 46,7% al comercio, el 42,0% a servicios y solo el 4,7% a otra actividad.

Aipe actualmente es catalogada como la capital petrolera del Huila, siendo este el mayor productor de crudo en el departamento, explotando más de 120 pozos activos, beneficiando económicamente al municipio, ya que son las regalías su mayor ingreso económico para financiar los proyectos de desarrollo del municipio. Las actividades Agropecuarias, Industriales y Mineras que son líneas de producción desarrolladas por los habitantes de esta zona, resaltando la cría de mojarra roja, cachama y carpa; producción de pollos y huevos; la cría de ganado con doble propósito (ceba y cría). En la explotación minera se resaltan minerales como: roca fosfórica, carbón, barita y arcilla; La actividad turística que está en desarrollo, donde la visión es promover este sector utilizando la existencia de grandes riquezas naturales. (Municipio de Aipe, 2015). Disponible en la web <http://www.aipe-huila.gov.co/index.shtml>, Octubre 10 de 2015.

2.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

2.3.1 Ubicación y trazado de los colectores principales y emisario final.

Se debe conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados dentro del marco de la Ley 388 de 1997 y establecer las implicaciones que el sistema tendría dentro de la dinámica del desarrollo urbano.

En particular, el diseño de un sistema debe contemplar la dinámica de desarrollo urbano prevista en el corto, mediano y largo plazo de las áreas habitadas y las proyectadas en los próximos años, teniendo en cuenta la utilización del suelo, la estratificación socioeconómica, el plan vial y las zonas de conservación y protección de recursos naturales y ambientales entre otros.

2.3.2 Determinación del nivel de complejidad

De acuerdo al RAS 2000 en el numeral A.3.1. Página A9 se establece para todo el territorio nacional los siguientes niveles de complejidad:

- 1. Bajo**
- 2. Medio**
- 3. Medio alto**
- 4. Alto**

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en la Tabla 5. .

Tabla 5. Determinación del nivel de complejidad

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA NCS	POBLACIÓN DE LA ZONA URBANA	CAPACIDAD ECONÓMICA DE LOS USUARIOS
Bajo	<2.500	Baja
Medio	2.501 a 12.500	Baja
Medio Alto	12.501 a 60.000	Media
Alto	>60.000	Alta

FUENTE: RAS 2000

Se puede observar que el municipio de Aipe se cataloga en un nivel de complejidad medio alto.

2.3.3 Periodo de diseño

De acuerdo al RAS 2000 en el numeral D.2.2.3. Página D22, el periodo de planeamiento o de diseño, debe fijar las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos empleados, y la calidad de la construcción, operación y mantenimiento. El periodo de planeamiento también depende de la demanda del servicio, la programación de inversiones, la factibilidad de ampliaciones y las tasas de crecimiento de la población, del comercio y de la industria.

Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias deben proyectarse para los periodos de planeamiento que se presentan en la tabla 6.

Tabla 6. Periodos de diseño

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	PERIODO DE DISEÑO (años)
Bajo y Medio	15
Medio Alto	20
Alto	25

FUENTE: RAS 2000

Según RAS 2000, en su título E, capítulo D.2.2.3, enfatiza que para colectores principales o emisarios finales el periodo de diseño mínimo debe ser 25 años, para cualquier nivel de complejidad del sistema.

2.3.4 Diseño de redes

El tamaño y la pendiente de un colector deben ser adecuados para conducir el caudal de diseño, evitar la sedimentación de sólidos para las condiciones iniciales de servicio y garantizar su adecuada operación y funcionalidad.

Diámetros

Para los cálculos hidráulicos debe hacerse referencia al diámetro interno real de los colectores.

Diseño hidráulico

En general, los colectores deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o pluviales en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección de un colector puede hacerse suponiendo que el flujo en éste es uniforme. Esto es válido en particular para colectores de diámetro pequeño. Existen varias fórmulas de flujo uniforme apropiadas para este propósito, dentro de las cuales están la de Chézy y la de Manning. La ecuación de Chézy constituye la representación de la ecuación de Darcy para flujo en conductos abiertos, mientras que la fórmula de Manning es la más utilizada en la práctica (ecuación 34), por lo cual se adopta esta.

$$V = \left(\frac{1}{n}\right) * R^{2/3} * S^{1/2} \text{ (Manning) (Ecuación 34)}$$

Coefficiente de rugosidad

El coeficiente de rugosidad de Manning es estimado a partir de mediciones de laboratorio y de campo, y depende en general del tipo de material del conducto.

En el diseño de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales, deben usarse valores de coeficientes de rugosidad que representen adecuadamente el efecto friccional en las condiciones deservicio que el colector experimentará durante su vida útil. Estas condiciones de servicio dependen de varios factores:

1. *Material del conducto*
2. *Forma y tamaño del conducto*
3. *Profundidad de flujo*
4. *Tipo de uniones*
5. *Número de uniones por unidad de longitud*
6. *Desalineamiento horizontal del conducto*
7. *Desalineamiento vertical del conducto por efecto de las uniones*
8. *Depósitos de material en el conducto*
9. *Entrada de flujos laterales puntuales al conducto*
10. *Penetración de raíces*
11. *Deformación del colector*

Régimen de flujo

Se deben evitar las condiciones de flujo crítico. Es necesario verificar el régimen para varias condiciones de flujo en especial para las correspondientes a los primeros años de operación.

2.3.5 Población.

De acuerdo a López Cualla, 2003 la determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el sistema es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad. Con el fin de poder estimar la población futura es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas de sus habitantes en el pasado y en el presente, y hacer sus predicciones sobre su futuro desarrollo, especialmente en lo concerniente a turismo, desarrollo industrial y comercial.

Una ciudad, pueblo o aldea es un ente dinámico y su número de habitantes crece por nacimientos e inmigraciones y decrece por muertes y emigraciones. También puede crecer por anexión de otras concentraciones humanas más pequeñas. El elemento más importante y menos previsible en el desarrollo de la comunidad es el crecimiento industrial y comercial, el cual depende de manera importante de las políticas a nivel macroeconómico del país, que pueden cambiar según los planes de gobierno.

Sin tener en cuenta el factor industrial y comercial, la población presentará un crecimiento vegetativo, es decir; con espacio y oportunidad económica limitados. En este caso la curva de crecimiento de la población tiene forma de S y presenta tres etapas de crecimiento según se indica en la Figura 11, en donde:

- AB= Crecimiento temprano con índice creciente. Crecimiento geométrico.
- BC= Crecimiento intermedio con índice constante. Crecimiento lineal.
- CD= Crecimiento tardío con índice decreciente. Crecimiento logarítmico.
- D = Población de saturación.

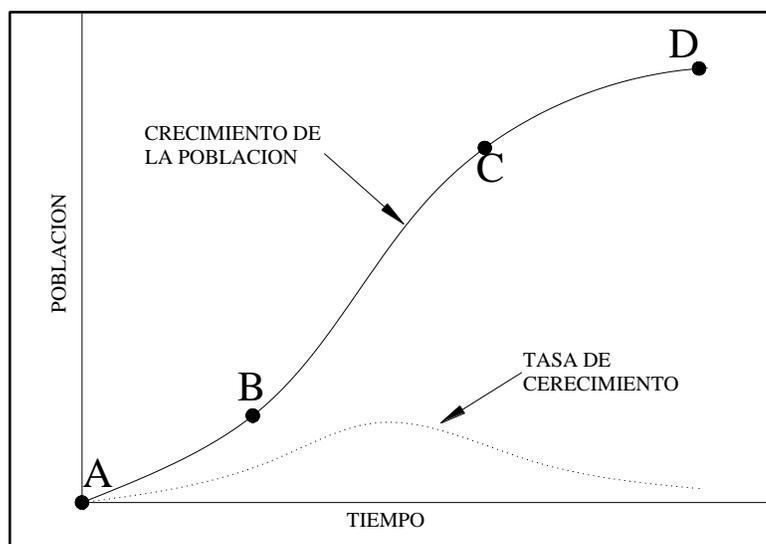


Figura 11. Curva S de crecimiento vegetativo.
FUENTE: López Cualla, 2003

2.3.6 Crecimiento poblacional en el municipio de Aipe.

La base de cualquier tipo de proyección de la población son los censos. En Colombia se dispone actualmente de los censos realizados en los años de 1938, 1951, 1964, 1973, 1986, 1993 y 2005. Esta recopilación de datos se encuentra en el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) de la cual se presenta el comportamiento poblacional en la Tabla 7.

Tabla 7. Crecimiento poblacional según censos oficiales del DANE.
COMPORTAMIENTO POBLACIONAL DEL MUNICIPIO DE AIPE
SEGÚN DANE

TIPO DE CONCENTRACIÓN	AÑO DEL CENSO		
	1986	1993	2005
URBANA	5,822	7,770	12,151
RURAL	4,870	5,771	7,642
TOTAL	10,692	13,541	19,793

FUENTE: DANE 2005

En la Tabla 8, se muestra datos históricos de población obtenidos mediante censos oficiales realizados por el DANE y una proyección del crecimiento poblacional para el municipio de Aipe tomados de estimaciones de población 1985 – 2005 y proyecciones de población 2005 - 2020, mostrando el valor total, de la cabecera urbana y del resto (rural, inspecciones, asentamientos secundarios, etc.).

Tabla 8. Proyección de crecimiento poblacional para el municipio de Aipe.

TOTAL		CABECERA		RESTO	
AÑO	POBLACION	AÑO	POBLACION	AÑO	POBLACION
1985	10,345	1985	5,586	1985	4,759
1986	10,692	1986	5,822	1986	4,870
1987	11,068	1987	6,076	1987	4,992
1988	11,450	1988	6,332	1988	5,118
1989	11,844	1989	6,603	1989	5,241
1990	12,256	1990	6,881	1990	5,375
1991	12,673	1991	7,169	1991	5,504
1992	13,102	1992	7,468	1992	5,634
1993	13,541	1993	7,770	1993	5,771
1994	13,993	1994	8,083	1994	5,910
1995	14,461	1995	8,411	1995	6,050
1996	14,928	1996	8,743	1996	6,185
1997	15,415	1997	9,087	1997	6,328
1998	15,907	1998	9,441	1998	6,466
1999	16,423	1999	9,803	1999	6,620
2000	16,946	2000	10,172	2000	6,774
2001	17,487	2001	10,552	2001	6,935
2002	18,047	2002	10,936	2002	7,111
2003	18,611	2003	11,331	2003	7,280
2004	19,194	2004	11,736	2004	7,458
2005	19,793	2005	12,151	2005	7,642
2006	20,394	2006	12,567	2006	7,827
2007	20,996	2007	12,979	2007	8,017
2008	21,604	2008	13,398	2008	8,206
2009	22,233	2009	13,827	2009	8,406
2010	22,863	2010	14,260	2010	8,603
2011	23,513	2011	14,701	2011	8,812
2012	24,169	2012	15,148	2012	9,021
2013	24,847	2013	15,606	2013	9,241
2014	25,536	2014	16,067	2014	9,469
2015	26,235	2015	16,542	2015	9,693
2016	26,950	2016	17,019	2016	9,931
2017	27,669	2017	17,498	2017	10,171
2018	28,418	2018	17,997	2018	10,421
2019	29,177	2019	18,501	2019	10,676
2020	29,965	2020	19,023	2020	10,942

FUENTE: DANE 2005

En la figura 12 se representa el comportamiento del crecimiento de población para el año 2020, según el DANE.

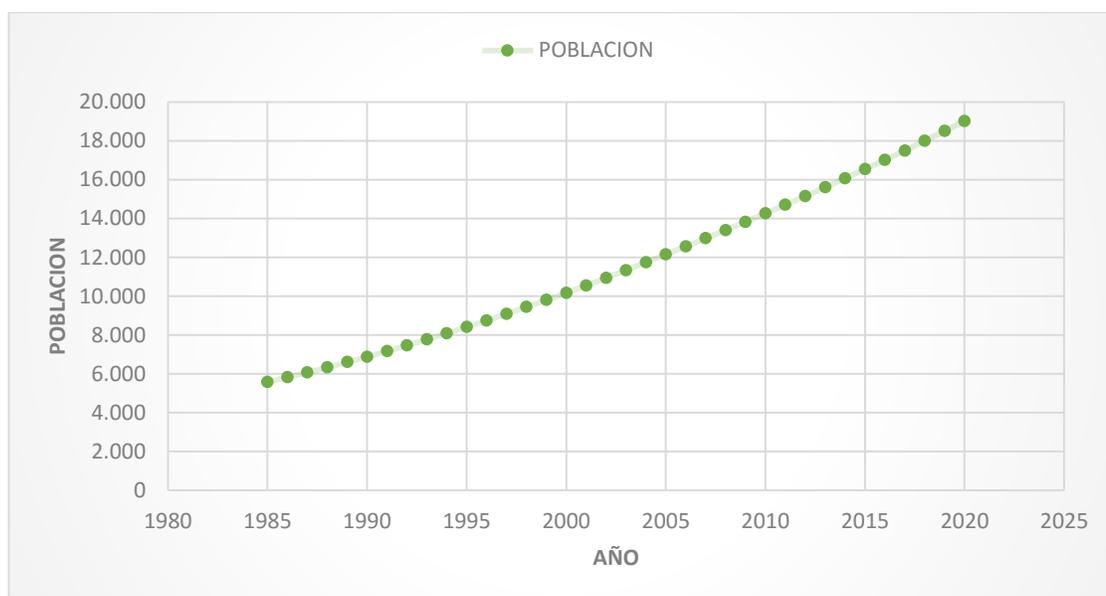


Figura 12. Proyección año 2020 en la Cabecera del municipio de Aipe
FUENTE: DANE 2005

2.3.7 Métodos de cálculo para la población futura.

Para llevar a cabo la proyección de la población objeto del diseño, se deben tener en cuenta las proyecciones del DANE hasta el año en que éstas se encuentren disponibles.

Tabla 9. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA				
Método por emplear	Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Aritmético, geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético, geométrico, exponencial, otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
Método grafico	X	X		

FUENTE: RAS 2000

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema según se muestra en la Tabla 9, para lo cual se realizó las proyecciones por el método aritmético, geométrico y Wappaus.

Método aritmético.

El método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente (Ecuación 35):

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc}) \quad (\text{Ecuación 35})$$

Dónde:

P_f = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

P_{uc} = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

T_{uc} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

Método geométrico

El método geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es la ecuación 36:

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (\text{Ecuación 36})$$

Dónde:

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

P_f = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

P_{uc} = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

T_{uc} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

La tasa de crecimiento (ecuación 37) anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1 \quad (\text{Ecuación 37})$$

Método de Wappaus

Es un método poco común, aunque sus resultados son muy confiables. Es importante aclarar que únicamente puede emplearse cuando el producto de la tasa

de crecimiento (i en %), y la diferencia entre el año a proyectar (T_f) y el año del censo inicial (T_{ci}) es menor a 200, es decir:

$$ix(T_f - T_{ci}) < 200 \quad (\text{Ecuación 38})$$

De lo contrario, debido a la forma matemática de la ecuación, la población futura obtenida será creciente pero negativa.

La ecuación que se emplea para el cálculo de la proyección de la población es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} \times \frac{(200 + i \times (T_f - T_{ci}))}{(200 - i \times (T_f - T_{ci}))} \quad (\text{Ecuación 39})$$

Donde la tasa de crecimiento (i en %) se calcula de acuerdo con el crecimiento de las poblaciones censadas y se obtiene de la siguiente expresión:

$$i = \frac{200 \times (P_{uc} - P_{ci})}{(T_{uc} - T_{ci}) \times (P_{ci} + P_{uc})} \quad (\text{Ecuación 40})$$

Como no se tienen en cuenta los datos de censos intermedios, se recomienda que los resultados obtenidos por este método sean validados a través de un análisis de sensibilidad similar al sugerido para los métodos geométrico y aritmético.

Según López Cualla, 2003; se debe realizar la verificación del método de Wappaus, que al multiplicar la tasa de crecimiento por la diferencia del tiempo final y el tiempo del censo inicial, el valor obtenido debe ser menor que 200, de no ser así, los datos no son confiables.

Verification Wappaus $i(T_f - T_{ci}) < 200$

Verificación Wappaus = $[Tasa \text{ crecimiento} \times (T_f - T_{ci})] < 200$

2.4 CONTRIBUCIONES DE AGUAS RESIDUALES

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación debe basarse, en lo posible, en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares. Para su estimación deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

2.4.1 Contribuciones domésticas (QD)

El aporte doméstico (QD) está dado por la expresión:

$$Q_D = \frac{C * D * A_{rd} * R}{86400} \quad \text{ó} \quad Q_D = \frac{C * P * R}{86400} \quad (\text{Ecuación 41})$$

Donde;

- C: Dotación neta por habitante.
- D: Densidad de población.
- Ard: Área residencial de drenaje acumulada.
- R: Coeficiente de escorrentía.

2.4.2 Estimación del consumo medio diario por habitante Cm.

Corresponde a la dotación neta, es decir, a la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del **nivel de complejidad del sistema**, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación debe hacerse con base en el RAS 2000, literal B.2.3 del Título B, anotando los valores de consumo recomendados en la tabla 10.

Tabla 10. Dotación por habitante según nivel de complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab*día) climas templado y frio	Dotación neta (L/hab*día) clima cálido
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

FUENTE: RAS 2000

Para propósitos de la tabla anterior se considera como clima cálido aquella zona del territorio nacional que se encuentre por debajo de 1000 m.s.n.m.

2.4.3 Estimación de D

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de la tierra y el ordenamiento urbano. Para la población y densidad inicial debe establecerse el comportamiento hidráulico del sistema calculada en la ecuación 42.

Para estimar la densidad de población se extrajo la información de áreas tributarias del plano de red de alcantarillado sanitario existente en el EOT del municipio de Aipe (ver Anexo B, Plano 1/1) , identificando el área urbana actual y tres zonas de expansión representativas.

$$D = \frac{\text{Población proyectada}}{\text{Área de estudio (ha)}} \quad (\text{Ecuación 42})$$

2.4.4 Estimación de P

La población servida puede ser estimada como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario (A_{rd}). (Ecuación 43)

$$P = D \times A_{rd} \text{ (Ecuación 43)}$$

Esta área debe incluir las zonas recreacionales. Esta forma de estimación es válida donde esté definida la densidad de población. Alternativamente, P puede ser estimada a partir del producto del número de viviendas planificadas en el área de drenaje y el número medio de habitantes por vivienda.

En las tablas 11,12 y 13 se observan los tipos de aporte en cada uno de los colectores y áreas de expansión del municipio, teniendo en cuenta el tipo de actividad que se desarrolla en cada uno de los componentes del colector mencionado.

Tabla 11. Áreas tributarias por colector Villegas

TIPO DE APORTE	ÁREA (ha).	% ÁREA
ZONA DE APORTE INSTITUCIONAL	5.98	10.24%
Colegio Jesús María Aguirre	4.56	
Preescolar Divino Hogar, biblioteca y casa de la cultura	0.60	
Plaza de Toros	0.17	
Escuela	0.52	
Iglesia	0.13	
ZONA DE APORTE COMERCIAL	12.83	21.98%
ZONA DE APORTE INDUSTRIAL	1.14	1.96%
ZONA DE APORTE DOMÉSTICO	38.44	65.82%
TOTAL ÁREA	58.40	100.0%

En el colector Villegas (tabla 11), con una totalidad de 58.40 ha de las cuales el 10,24% representa un aporte institucional (escuelas, colegios, bibliotecas, plazas, iglesia), mientras que el 21,98% es de aporte comercial, 1,96 % de aporte industrial y el 65,82% de aporte doméstico.

El mismo tipo de análisis se realizó para cada una de las zonas de estudio de la zona urbana del municipio de Aipe, las cuales se muestran a continuación.

Tabla 12. Áreas tributarias por colector Matadero

TIPO DE APORTE	ÁREA (ha).	% ÁREA
ZONA DE APORTE INSTITUCIONAL	1.60	3.91%
Cooperativas bancarias	0.09	
Alcaldía	0.22	

Estación de policía	0.33	
Escuela	0.24	
C.A.I.	0.35	
Ancianato	0.37	
ZONA DE APOORTE COMERCIAL	0.53	1.30%
ZONA DE APOORTE INDUSTRIAL	0.00	0.00%
ZONA DE APOORTE DOMÉSTICO	38.65	94.78%
TOTAL ÁREA	40.78	100.0%

En el colector Matadero, se observa que el aporte más representativo lo hacen las zonas de tipo doméstico, es decir; zonas residenciales.

Tabla 13. Áreas tributarias por zonas de expansión

ÁREAS TRIBUTARIAS ZONA DE EXPANSIÓN 1		
TIPO DE APOORTE	ÁREA (ha).	% ÁREA
ZONA DE APOORTE INSTITUCIONAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE COMERCIAL	8.58	50.0%
ZONA DE APOORTE INDUSTRIAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE DOMÉSTICO	8.58	50.0%
TOTAL ÁREA	17.16	100.0%
ÁREAS TRIBUTARIAS ZONA DE EXPANSIÓN 2		
TIPO DE APOORTE	ÁREA (ha).	% ÁREA
ZONA DE APOORTE INSTITUCIONAL	30.78	100.0%
ZONA DE APOORTE COMERCIAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE INDUSTRIAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE DOMÉSTICO	0.00	0.0%
TOTAL ÁREA	30.78	100.0%
ÁREAS TRIBUTARIAS ZONA DE EXPANSIÓN 3		
TIPO DE APOORTE	ÁREA (ha).	% ÁREA
ZONA DE APOORTE INSTITUCIONAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE COMERCIAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE INDUSTRIAL	0.00	0.0%
ZONA DE APOORTE DOMÉSTICO	16.02	100.0%
TOTAL ÁREA	16.02	100.0%

Las zonas de expansión del municipio, son las áreas de proyección para construcciones y ocupaciones futuras contempladas en el EOT, en las cuales se contempla que para la zona de expansión 1, el 50% del aporte es comercial y el 50% doméstico. Para la zona de expansión 2, el 100% se encuentra proyectado en aporte de tipo institucional, y; la zona de expansión 3 con un 100% de aporte doméstico.

Se realiza un análisis poblacional para cada tipo de aporte en particular, conociendo así la cantidad de población de cada una de las zonas.

2.4.5 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. Cuando esta información resulte inexistente o muy pobre, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descritos en la tabla 14, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

Tabla 14. Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	COEFICIENTE DE RETORNO
Bajo y medio	0,7 - 0,8
Medio alto y alto	0,8 - 0,85

FUENTE: RAS 2000

2.4.6 Contribuciones industriales (QI)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, y los aportes de aguas residuales varían con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento. En consecuencia, los aportes de aguas residuales industriales QI deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas, consumos industriales, estimativos de ampliaciones y consumos futuros. En la tabla 15 se muestran los valores recomendados por el RAS 2000 por hectárea de aporte industrial.

Tabla 15. Contribución industrial

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCION INDUSTRIAL (L/s .ha ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0 – 1,5

FUENTE: RAS 2000

2.4.7 Contribuciones comerciales (QC)

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales QC debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumos diarios por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales pueden ponderarse los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial, utilizando como base los valores de la tabla 16.

Tabla 16. Contribución comercial.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCION COMERCIAL (L/s .ha com)
Cualquiera	0,4 – 0,5

FUENTE: RAS 2000

2.4.8 Contribuciones institucionales (QIN)

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas, dentro de las cuales pueden mencionarse escuelas, colegios y universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. Para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla 17. Para el cálculo de ésta contribución se utiliza la ecuación 44.

Tabla 17. Contribución institucional.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	CONTRIBUCIÓN INSTITUCIONAL (L/s .ha inst)
Cualquier	0,4 – 0,5

FUENTE: RAS 2000

$$Q_i = \text{Área}_{\text{institucional}} \times \text{Contribución institucional} \text{ (Ecuación 44)}$$

2.5 Caudal medio diario de aguas residuales (QMD).

El caudal medio diario de aguas residuales (QMD) para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} \text{ (Ecuación 45)}$$

2.6 Conexiones erradas (QCE)

Deben considerarse los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios, QCE. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias. En la tabla 18 se muestran los valores recomendados por el RAS 2000 para el aporte por conexiones erradas.

El municipio de Aipe no cuenta con un sistema de alcantarillado pluvial por lo que se considera este caudal para realizar el cálculo de caudal por conexiones erradas.

Tabla 18. Aporte por conexiones erradas

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	APORTE (L/s – ha)
Bajo y medio	2.0
Medio alto y alto	2.0

FUENTE: RAS 2000

El municipio de Aipe debe disponer de un sistema de alcantarillado pluvial para la recolección de aguas lluvias a mediano plazo.

2.7 Infiltración (QINF)

Es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario, principalmente freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables. En la tabla 19 se indican los valores de aportes por infiltración recomendados por el RAS 2000.

Los aportes por infiltración (ecuación 46) se deben minimizar al máximo, pero en condiciones reales se debe tener en cuenta, ya que efectos naturales como la actividad sísmica, la permeabilidad de los suelos y la topografía plana característica de la zona urbana se puede determinar una **infiltración media** del área del proyecto.

Tabla 19. Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	INFILTRACION ALTA (L / s_ha)	INFILTRACION MEDIA (L / s_ha)	INFILTRACION BAJA (L / s_ha)
Bajo y medio.	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 - 0,2
Medio alto y alto.	0,15 - 0,4	0,1 - 0,3	0,05 - 0,2

FUENTE: RAS 2000

$$Q_{INF} = \text{Área de aporte} \times \text{Aporte infiltración (Ecuación 46)}$$

2.8 Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F \times Q_{MD} \text{ (Ecuación 47)}$$

2.8.1 Factor de mayoración (F)

Según RAS 2000, en su título D, capítulo D.3.2.4 el factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon (ecuación 48) y Babbit (ecuación 49), válidas para poblaciones de 1 000 a 1 000 000 habitantes, y la de Flores (ecuación 50), en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

A continuación se muestran las ecuaciones más utilizadas en el cálculo del factor de mayoración en función de la población, expresada en miles de habitantes.

$$F = \frac{18 + \sqrt{P_m}}{(4 + \sqrt{P_m})} \text{ Harmon (Ecuación 48)}$$

$$F = \frac{5}{P_m^{0,2}} \text{ Babbit (Ecuación 49)}$$

$$F = \frac{3,5}{P_m^{0,1}} \text{ Babbit (Ecuación 50)}$$

Donde:

F = Factor de mayoración

P_m = Población en miles de habitantes (P/1000)

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4. El factor F debe calcularse tramo por tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal.

2.8.2 Caudal de diseño

El caudal de diseño de cada tramo de la red de colectores se obtiene sumando al caudal máximo horario del día máximo (ecuación 51), Q_{MH}, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} \text{ (Ecuación 51)}$$

Según RAS 2000, cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s, debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

2.9 OTRAS ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

2.9.1 Diámetro interno real mínimo.

En las redes de recolección y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los colectores, principalmente en los tramos iniciales.

Según RAS 2000, el diámetro interno real mínimo permitido en redes de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es 200 mm (8 plg) con el fin de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema. Sin embargo, para sistemas simplificados o **niveles de complejidad del sistema bajo**, éste puede reducirse a 150 mm (6 plg), requiriéndose una justificación detallada por parte del diseñador. Cuando se pretende evacuar las aguas residuales de 10 viviendas en adelante, es recomendable utilizar como diámetro mínimo 200 mm (8 plg).

2.9.2 Velocidad

3.8.2.1 Velocidad mínima

Si las aguas residuales fluyen por un periodo largo a bajas velocidades, los sólidos transportados pueden depositarse dentro de los colectores. En consecuencia, se debe disponer regularmente de una velocidad suficiente para lavar los sólidos depositados durante periodos de caudal bajo. Según RAS 2000, en su título D, capítulo D.3.2.7, establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0,45 m/s.

Para las condiciones iniciales de operación de cada tramo, debe verificarse el comportamiento auto limpiante del flujo, para lo cual es necesario utilizar el criterio de esfuerzo cortante medio. Por lo tanto, debe establecerse que el valor del esfuerzo cortante medio sea mayor o igual a 1,5 N/m² (0,15 Kg/m²).

3.8.2.2 Velocidad máxima.

Según RAS 2000, título D, capítulo D.3.2.8, los valores máximos permisibles para la velocidad media en los colectores por gravedad dependen del material, en función de su sensibilidad a la abrasión. Los valores adoptados deben estar plenamente justificados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramientos de los colectores. Deben hacerse las provisiones necesarias de atraque del colector. En general, se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase 5 m/s.

2.9.3 Esfuerzo cortante.

Según RAS 2000, se debe calcular el esfuerzo cortante medio con en el objeto de verificar la condición de auto limpieza de la tubería con las condiciones iniciales de operación del sistema. El esfuerzo cortante medio se establece como la relación entre el esfuerzo cortante con la velocidad (ecuación 52) y se define su valor como:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S \text{ (Ecuación 52)}$$

En donde:

τ = esfuerzo cortante medio, N/m^2

γ = peso específico del agua residual, $9.81 \text{ KN}/m^3$

R = radio hidráulico de la sección de flujo, m

S = pendiente de la tubería.

Según RAS 2000, título D, capítulo D.3.2.7, el esfuerzo cortante mínimo recomendado para las condiciones de operación inicial de un alcantarillado sanitario convencional es de $1.5 \text{ N}/m^2$ ($0.15 \text{ Kg}/m^2$). Cuando se trate de sistemas de alcantarillados sanitarios simplificados, es posible reducir las especificación a un mínimo de $1.0 \text{ N}/m^2$.

En poblaciones donde la pendiente de los colectores deba ser muy baja, es posible que no pueda cumplir con la especificación de velocidad mínima real de 0.45 m/s para el caudal de diseño. Se puede admitir tal condición, siempre y cuando se garantice un esfuerzo cortante medio superior a $1.2 \text{ N}/m^2$. Para el cálculo del radio hidráulico, se debe tener en cuenta que el caudal mínimo de diseño de cualquier colector es de 1.5 l/s.

Según RAS 2000, los sistemas de alcantarillados que transportan aguas residuales industriales deben diseñarse para cumplir con un esfuerzo cortante mínimo del orden de $1.5 \text{ N}/m^2$ a $2.0 \text{ N}/m^2$.

2.9.4 Pendiente

2.9.4.1 Pendiente mínima.

El valor de la pendiente mínima del colector debe ser aquel que permita tener condiciones de auto limpieza y de control de gases adecuadas teniendo en cuenta las condiciones de velocidad mínima.

2.9.4.2 Pendiente máxima.

El valor de la pendiente máxima admisible es aquel para el cual se cumpla con los parámetros de velocidad máxima.

2.9.5 Profundidad

2.9.5.1 Profundidad hidráulica máxima.

Según RAS 2000, título D, capítulo D.3.2.11, para permitir aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad hidráulica para el caudal de diseño en un colector debe estar entre 70 y 85% del diámetro real de éste.

2.9.5.2 Profundidad mínima a cota clave.

S, según RAS 2000, los colectores de redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias sin sótano, aceptando una pendiente mínima de éstas de 2%. Además, el cubrimiento mínimo del colector debe evitar la ruptura de éste, ocasionada por cargas vivas que pueda experimentar. Los valores mínimos permisibles de cubrimiento de los colectores se definen en la tabla 20.

Tabla20. Profundidad mínima a cota clave.

SERVIDUMBRE	PROFUNDIDAD A LA CLAVE DEL COLECTOR (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0.75
Zonas vehiculares	1.20

FUENTE: RAS 2000

Para casos especiales como localidades con evidentes problemas de drenaje los valores anteriores pueden reducirse haciendo las provisiones estructurales y geotécnicas correspondientes. Las conexiones domiciliarias y los colectores de aguas residuales deben localizarse por debajo de las tuberías de acueducto.

2.9.5.3 Profundidad máxima a cota clave.

En general la máxima profundidad de los colectores es del orden de 5 m, aunque puede ser mayor siempre y cuando se garanticen los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales y colectores durante (y después de) su construcción.

3.0 RESULTADOS

3.1 Ubicación y trazado de los colectores principales y emisario final.

Contando con el levantamiento topográfico detallado de la zona objeto del estudio y con los planos de catastro de la red de alcantarillado existente suministrados por el municipio de Aipe, en los cuales reposa la información de distribución de las unidades de vivienda, instituciones, industrias y comercio, sectorizada por franjas de influencia y con las zonas de expansión proyectadas del municipio identificando las actividades que allí se desarrollan, se procede a realizar el trazado de los colectores principales, teniendo en cuenta el pozo de inspección existente al cual descolan la mayor cantidad de agua residual de la zona.

Conociendo el pozo de inspección de partida se inicia con el trazo del colector, teniendo en cuenta la topografía de la zona, evadiendo las estructuras y árboles encontrados en el trazo, el cual se realiza de acuerdo a las normas contempladas en el RAS 2000.

En el plano de diseño (ver Anexo C, plano 1/1), se pueden observar los colectores principales del sistema, el colector Villegas y el colector Matadero, denominados así por su zona de influencia.

A partir de la intersección de los dos anteriores, inicia el Emisario final, el cual conduce las aguas residuales hacia el sitio proyectado para la PTAR.

3.2 Determinación del nivel de complejidad.

El municipio de Aipe se encuentra dentro del rango de 12501 a 60000 habitantes, por lo cual se puede observar que el municipio de Aipe se cataloga en un nivel de complejidad medio alto.

3.3 Periodo de diseño.

Según RAS 2000, en su título E, capítulo D.2.2.3, el periodo de diseño para colectores principales y emisarios finales debe ser de 25 años.

3.3 Coeficiente de rugosidad.

Se pretende diseñar una red de alcantarillado sanitario con tuberías de PVC ya que es un material muy apropiado por su versatilidad, duración, fácil instalación y por su alto movimiento comercial, adoptando un coeficiente de rugosidad de Mannig de 0.015.

3.4 PARAMETROS DE DISEÑO

3.4.1 Población

En la tabla 21, se muestra los métodos de cálculo para la proyección de la población futura con sus respectivos resultados.

Puc	12,151
Pci	7,770
Tuc	2,005
Tci	1,993
Tf	2,015

Tabla 21. Métodos aplicados a la población de Aipe

MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.						
AÑO	M. ARITMÉTICO		M. GEOMÉTRICO		M. WAPPAUS (RAS)	
	POBLACIÓN	TASA DE CREC.	POBLACIÓN	TASA DE CREC.	POBLACIÓN	TASA DE CREC.
1993	7,770		7,770		7,770	
2005	12,151		12,151		12,151	
2015	15,802		17,638	0.04	18,268	3.67
2016	16,167	2.31	18,307	0.04	19,093	3.67
2017	16,532	2.26	19,002	0.04	19,972	3.67
2018	16,897	2.21	19,724	0.04	20,910	3.67
2019	17,262	2.16	20,472	0.04	21,914	3.67
2020	17,627	2.11	21,250	0.04	22,991	3.67
2021	17,992	2.07	22,056	0.04	24,149	3.67
2022	18,357	2.03	22,894	0.04	25,398	3.67
2023	18,723	1.99	23,763	0.04	26,748	3.67
2024	19,088	1.95	24,665	0.04	28,212	3.67
2025	19,453	1.91	25,601	0.04	29,807	3.67
2026	19,818	1.88	26,573	0.04	31,550	3.67
2027	20,183	1.84	27,582	0.04	33,461	3.67
2028	20,548	1.81	28,629	0.04	35,569	3.67
2029	20,913	1.78	29,716	0.04	37,903	3.67
2030	21,278	1.75	30,844	0.04	40,503	3.67
2031	21,643	1.72	32,015	0.04	43,417	3.67
2032	22,008	1.69	33,231	0.04	46,706	3.67
2033	22,373	1.66	34,492	0.04	50,446	3.67
2034	22,738	1.63	35,802	0.04	54,737	3.67
2035	23,104	1.61	37,161	0.04	59,712	3.67

MUNICIPIO DE AIPE, HUILA.						
AÑO	M. ARITMÉTICO		M. GEOMÉTRICO		M. WAPPAUS (RAS)	
	POBLACIÓN	TASA DE CREC.	POBLACIÓN	TASA DE CREC.	POBLACIÓN	TASA DE CREC.
2036	23,469	1.58	38,572	0.04	65,546	3.67
2037	23,834	1.56	40,036	0.04	72,486	3.67
2038	24,199	1.53	41,556	0.04	80,876	3.67
2039	24,564	1.51	43,134	0.04	91,225	3.67
2040	24,929	1.49	44,772	0.04	104,309	3.67

Fuente: Cardozo y García, 2016.

Según López Cualla, 2003; se debe realizar la verificación del método de Wappaus, que al multiplicar la tasa de crecimiento por la diferencia del tiempo final y el tiempo del censo inicial, el valor obtenido debe ser menor que 200, de no ser así, los datos no son confiables.

Verification Wappaus $i(T_f - T_{ci}) < 200$

$$\text{Verificación Wappaus} = \text{Tasa crecimiento} \times (T_f - T_{ci})$$

$$\text{Verificación Wappaus} = 3.67 \times (2015 - 1993)$$

$$\text{Verificación Wappaus} = 80,64$$

$$80.64 < 200$$

SE CUMPLE

En la figura 13 se ilustra el análisis gráfico de la proyección de población.

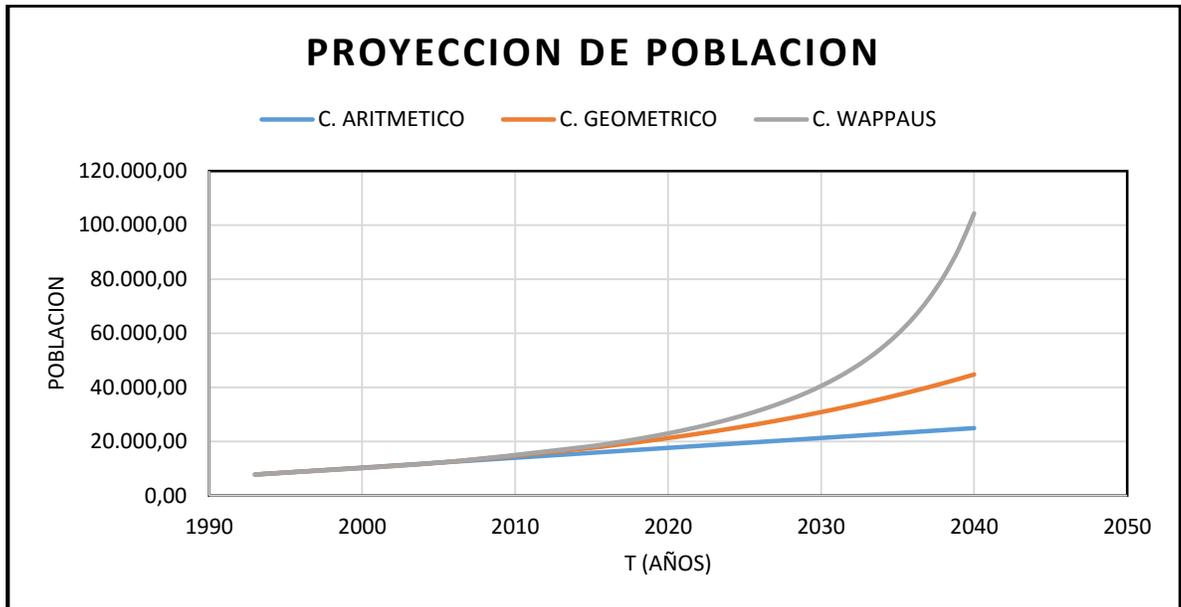


Figura 13. Proyección de Población.

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

Teniendo en cuenta que el comportamiento del crecimiento poblacional para la zona urbana del municipio de Aipe, comparando los datos obtenidos con la proyección del DANE para el año 2020 y confrontando los valores obtenidos, se puede observar que el dato más apropiado y que más se ajusta a la proyección de la población de Aipe, es el método geométrico, observando claramente que el método de Wappaus presenta un crecimiento excesivo de la población, por el contrario; el método aritmético representa un crecimiento muy lento, mientras; el método geométrico es un valor intermedio que se aproxima al crecimiento histórico real de la población., razón por la cual se adopta una población de diseño de 44712 habitantes para el año 2020.

3.4.2 Contribuciones domésticas (QD)

3.4.2.1 Estimación de D

La sumatoria de las áreas objeto del estudio da como total 163.14 ha, y teniendo una población futura de 44.772 se tiene una densidad poblacional de:

$$D = \frac{\text{Población proyectada}}{\text{Área de estudio (ha)}}$$

$$D = \frac{44712 \text{ hab}}{163.14 \text{ ha}}$$

$$D = 274 \text{ hab/ha}$$

3.4.2.2 Estimación de P

Para la cantidad de población de la zona de aporte doméstico del colector Villegas se multiplica la densidad de población D por el área residencial:

$$P = D \times A_r$$

$$P = 274 \text{ hab/ha} \times 38.44 \text{ ha}$$

$$P = 274 \text{ hab/ha} \times 38.44 \text{ ha}$$

$$P = 10532 \text{ hab}$$

En la tabla 22, se indica la cantidad de población para cada una de las zonas de estudio, teniendo en cuenta la actividad que allí se realiza.

Tabla 22. Cálculo de población para las zonas de estudio.

TIPO DE APORTE	DENSIDAD DE POBLACIÓN (hab/ha)	ÁREA (ha)	POBLACIÓN (hab)
COLECTOR VILLEGAS			
INDUSTRIAL	274	1.14	314
COMERCIAL	274	12.83	3,517
INSTITUCIONAL	274	5.98	1,640
DOMÉSTICO	274	38.44	10,532
COLECTOR MATADERO			
COMERCIAL	274	0.53	146
INSTITUCIONAL	274	1.60	438
DOMÉSTICO	274	38.65	10,592
ZONA DE EXPANSIÓN 1			
COMERCIAL	274	8.58	2,351
DOMÉSTICO	274	8.58	2,351
ZONA DE EXPANSIÓN 2			
INSTITUCIONAL	274	30.78	8,435
ZONA DE EXPANSIÓN 3			
DOMÉSTICO	274	16.02	4,391
TOTAL		163.14	44,707

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.2.3 Estimación de R

Para efectos de cálculo, y teniendo en cuenta que las actividades normales de los habitantes de la zona urbana del municipio de Aipe requieren del agua para el desarrollo de actividades básicas como aseo, alimentación y lavado, en las cuales un alto porcentaje es residual, teniendo como destino la red de alcantarillado, motivo por el cual se adopta como valor del coeficiente de retorno de 0,85; siendo éste el más alto permitido para niveles de complejidad medio alto y alto.

$$Q_D = \frac{C \times D \times A_{rd} \times R}{86400}$$

$$Q_D = \frac{135 \text{ L/hab} - \text{día} \times 274 \text{ hab/ha} \times 38.44 \text{ ha} \times 0.85}{86400}$$

$$Q_D = 13.99 \text{ L/s}$$

En la tabla 23 se muestran los aportes por caudal doméstico del proyecto.

Tabla 23. Aportes de caudal doméstico

APORTE DE CAUDAL DOMESTICO	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	13.99
Colector Matadero	14.07
Zona de expansión 1	3.12
Zona de expansión 2	0.00
Zona de expansión 3	5.83
Emisario final	36.88

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.3 Contribuciones industriales (Q_i)

Para el nivel de complejidad medio alto se adopta un valor de 0,80 L/s .ha.
Para el colector Villegas se tiene:

$$Q_i = \text{Área}_{\text{industrial}} \times \text{Contribución industrial}$$

$$Q_i = 1.14 \text{ ha} \times 0.8 \text{ L/s} \cdot \text{ha}$$

$$Q_i = 0.912 \text{ L/s}$$

En la tabla 24 se muestran los aportes por caudal industrial del proyecto.

Tabla 24. Aporte de caudal industrial

APORTE DE CAUDAL INDUSTRIAL	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	0.912
Colector Matadero	0.000
Zona de expansión 1	0.000
Zona de expansión 2	0.000
Zona de expansión 3	0.000
Emisario final	0.512

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.4 Contribuciones comerciales (QC)

$$Q_i = \text{Área}_{\text{comercial}} \times \text{Contribución comercial}$$
$$Q_i = 12.83 \text{ ha} \times 0.5 \text{ L/s} \cdot \text{ha}$$
$$Q_i = 6.41 \text{ L/s}$$

En la tabla 25 se muestran los aportes por caudal comercial del proyecto.

Tabla 25. Aporte de caudal comercial.

APORTE DE CAUDAL COMERCIAL	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	6.41
Colector Matadero	0.27
Zona de expansión 1	4.29
Zona de expansión 2	0.00
Zona de expansión 3	0.00
Emisario final	11.95

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.5 Contribuciones institucionales (QIN)

$$Q_i = \text{Área}_{\text{institucional}} \times \text{Contribución institucional}$$
$$Q_i = 5.98 \text{ ha} \times 0.5 \text{ L/s} \cdot \text{ha}$$
$$Q_i = 2.99 \text{ L/s}$$

En la tabla 26 se muestran los aportes por caudal institucional del proyecto.

Tabla 26. Caudal de aporte institucional.

APORTE DE CAUDAL INSTITUCIONAL	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	2.99
Colector Matadero	0.98
Zona de expansión 1	0.00
Zona de expansión 2	15.39
Zona de expansión 3	0.00
Emisario final	18.62

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.6 Caudal medio diario de aguas residuales (QMD).

$$\begin{aligned}Q_{MD} &= Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} \\Q_{MD} &= 13.99 + 0.912 + 6.41 + 2.99 \\Q_{MD} &= 24.31 \text{ L/s}\end{aligned}$$

En la tabla 27 se muestra el caudal medio diario de las zonas del proyecto.

Tabla 27. Caudal medio diario de aguas residuales

CAUDAL MEDIO DIARIO	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	24.31
Colector Matadero	15.13
Zona de expansión 1	7.41
Zona de expansión 2	15.39
Zona de expansión 3	5.83
Emisario final	67.97

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.7 Conexiones erradas (QCE)

Para el colector Villegas con un área total de 58,40 ha, se tiene que:

$$\begin{aligned}Q_{CE} &= \text{Área de aporte} \times \text{Aporte conexiones erradas} \\Q_{CE} &= 58.40 \text{ ha} \times 2.0 \text{ L/s} - \text{ha} \\Q_{CE} &= 116.8 \text{ L/s}\end{aligned}$$

En la tabla 28 se muestra el caudal por conexiones erradas de las zonas del proyecto.

Tabla 28. Caudal por conexiones erradas

CAUDAL POR CONEXIONES ERRADAS	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	116.79
Colector Matadero	81.56
Zona de expansión 1	34.31
Zona de expansión 2	61.56
Zona de expansión 3	32.04
Emisario final	326.28

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.7 Infiltración (QINF)

Para el colector Villegas se tiene:

$$Q_{INF} = \text{Área de aporte} \times \text{Aporte infiltración}$$
$$Q_{CE} = 58.4 \text{ ha} \times 0.10 \text{ L/s} - \text{ha}$$
$$Q_{CE} = 5.84 \text{ L/s}$$

En la tabla 29 se muestra el caudal por infiltración de las zonas del proyecto.

Tabla 29. Caudal por infiltración.

CAUDAL POR INFILTRACIÓN	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	5.84
Colector Matadero	4.08
Zona de expansión 1	1.72
Zona de expansión 2	3.08
Zona de expansión 3	1.60
Emisario final	16.31

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.8 Caudal máximo horario (QMH)

$$Q_{MH} = F \times Q_{MD}$$

3.4.8.1 Factor de mayoración (F)

Para efectos de cálculo se adopta la ecuación de Harmon ya que es una de las más utilizadas y se ajusta a los parámetros establecidos.

$$F = \frac{18 + \sqrt{16001/1000}}{4 + \sqrt{16001/1000}} \text{ Harmon}$$

$$F = 2.75$$

Por lo tanto se tiene que el Q_{MH} será de:

$$Q_{MH} = 2.75 \times 24.30 \text{ L/s}$$
$$Q_{MH} = 66.85 \text{ L/s}$$

En la tabla 30 se muestra el caudal máximo horario de las zonas del proyecto.

Tabla30. Caudal máximo horario.

CAUDAL MÁXIMO HORARIO	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	66.85
Colector Matadero	43.97
Zona de expansión 1	24.23
Zona de expansión 2	46.60
Zona de expansión 3	19.22
Emisario final	157.02

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

3.4.8 Caudal de diseño (QDT)

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

$$Q_{DT} = 66.85 \text{ L/s} + 5.84 \text{ L/s} + 116.80 \text{ L/s}$$

$$Q_{DT} = 189.49 \text{ L/s}$$

Este caudal corresponde al caudal total de aportes de aguas residuales que se presentará en el colector Villegas.

Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea inferior a 1,5 L/s , debe adoptarse este valor como caudal de diseño.

En la tabla 31 se muestra el caudal de diseño de las zonas del proyecto.

Tabla 31. Caudal de diseño.

CAUDAL DE DISEÑO	
ZONA DE ESTUDIO	Q (L/s)
Colector Villegas	189.49
Colector Matadero	129.61
Zona de expansión 1	60.26
Zona de expansión 2	111.24
Zona de expansión 3	52.87
Emisario final	499.61

FUENTE: Cardozo y García, 2016.

OBSERVACIONES:

1. La zona de expansión 1 se conectará al colector Villegas, siendo el caudal de diseño para el colector Villegas la suma de los dos, $(189.49 + 60.26)$ l/s, igual a 249.75 l/s.
2. El caudal de diseño del colector Matadero es de 129.61 l/s.
3. La zona de expansión 2 y 3 se conectará al emisario final, siendo el caudal de diseño del emisario final igual a 499.61 l/s.

En el Anexo D, se puede observar la tabla resumen de los cálculos de caudal de diseño, al igual que una muestra de cálculo en el Anexo E.

3.5 CALCULO HIDRAULICO DE LOS COLECTORES Y EMISARIO FINAL

El cálculo hidráulico se realizó de acuerdo a los parámetros de diseño y recomendaciones del RAS 2000, contempladas el título D.

Ver Anexo F. Tabla de cálculo hidráulico.

Ver Anexo G. Memoria tabla de cálculo hidráulico.

4.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se puede observar en los planos de diseño de planta perfil (ver Anexo. Planos Planta-Perfil) que el trazado general de los colectores y del emisario final se encuentra en zonas peatonales y zonas verdes, razón por la cual la profundidad de la tubería a cota clave puede ser de mínimo 0.75 m, asegurando la estabilidad de la tubería ya que no se verá sometida a presiones que puedan poner en peligro el buen estado de la misma.

En las figuras 14 y 15, se presentan las zonas de estudio del sistema de alcantarillado que fueron evaluadas, identificando el trazado del Colector Villegas, Colector Matadero y el Emisario Final, haciendo referencia al sitio de descarga del sistema donde posteriormente se llevará a cabo su tratamiento, la Planta de Tratamiento de aguas Residuales, PTAR. (ver Anexo C. Planta general).



Figura 14. Sistema de alcantarillado actual del municipio de Aipe.

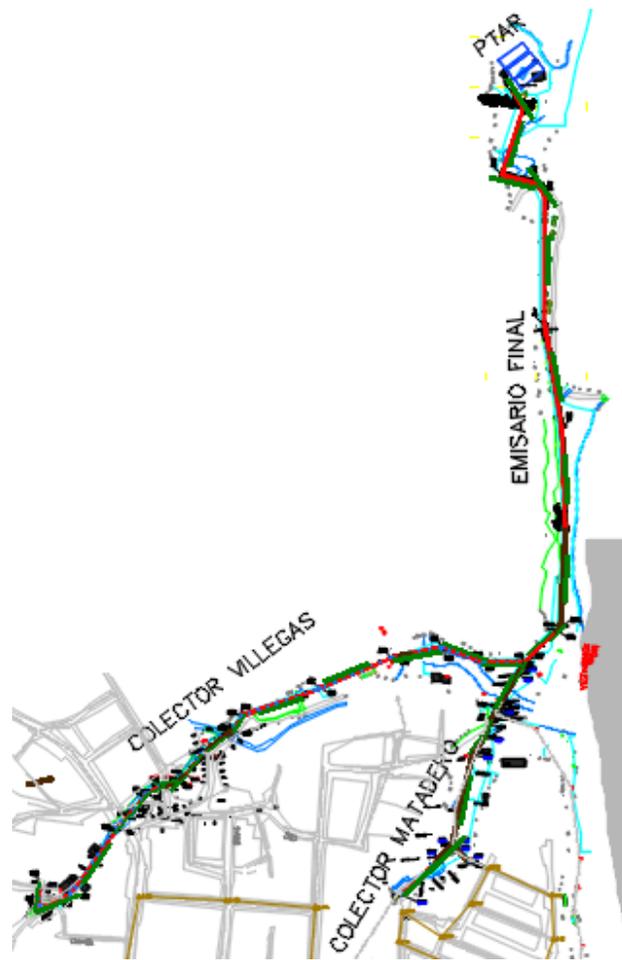


Figura 15. Detalle recorrido del colector principal.

Dadas las condiciones topográficas, la densidad de población futura, el tipo y la cantidad de aporte de aguas residuales del colector Villegas, colector Matadero y emisario final del sistema de alcantarillado sanitario del municipio de Aipe, se propone:

- El empate de la tubería en los pozos de inspección en cualquiera de sus diámetros de diseño, debe realizarse por línea de energía, adoptando la caída en las cotas bateas estipuladas en la tabla de cálculo de la red sanitaria.
- Instalación de tubería de alcantarillado SUPRAFORT,NOVAFORT o similar, de diámetro de 24" en el colector Villegas del sistema proyectado que comprende desde el pozo PZ-PRY-1 hasta PZ - U, de acuerdo con el diseño hidráulico. Además de la construcción de 133.0 m de viaducto comprendidos entre las abscisas K0+220.21 - K0+302.86, y K0+462.38 -K0+512.73, necesarios para la superación de accidentes topográficos importantes.

- Instalación de tubería de alcantarillado SUPRAFORT,NOVAFORT o similar, de diámetro de 20” en el colector Matadero del sistema proyectado que comprende desde el pozo PZ-5636A hasta PZ - U, de acuerdo con el diseño hidráulico. Además de la construcción de 204,20 m de viaducto comprendidos entre las abscisas K0+050,15 a la K0+254,38, necesarios para la superación de accidentes topográficos importantes.
- Instalación de tubería de alcantarillado SUPRAFORT,NOVAFORT o similar, de diámetro de 33” en el Emisario Final del sistema proyectado que comprende desde el pozo PZ-U hasta la PTAR, de acuerdo con el diseño hidráulico. Además de la construcción de 429,71 m de viaducto comprendidos entre las abscisas K0+050,11 a la K0+479,82 del tramo final, necesarios para la superación de accidentes topográficos importantes.
- Los planos de diseño contemplan las descripciones técnicas y resultados del diseño (tipo de tubería, diámetro, longitud, pendiente y pozos de inspección).

Ver Anexo H. Planos de planta perfil.

NOTA:

En el presente diseño se hace necesaria la instalación de 766,91 ml de viaducto en estructura metálica para el paso de tubería PVC Sanitaria en sectores de alta accidentalidad topográfica, los cuales NO son objeto del presente estudio cálculos estructurales, dejando en claro que el objetivo principal del actual proyecto es Diseñar los emisarios finales y el colector principal de la red de alcantarillado sanitario del centro poblado del municipio de Aipe, departamento del Huila.

5. CONCLUSIONES

- La realización del presente proyecto ha permitido la aplicación de los conocimientos adquiridos en el proceso de formación como estudiantes del programa de Ingeniería Agrícola de la Universidad Surcolombiana, con el desarrollo práctico y enfoque de extensión a la comunidad.
- Los procedimientos y cálculos contemplados en el presente estudio, se realizaron teniendo en cuenta los parámetros y normas de diseño vigentes planteadas por el reglamento técnico de agua potable y saneamiento básico (RAS).
- El empate de los colectores se realizó por el método de la línea de energía, el cual se recomienda para diámetros mayores de veinte (20) pulgadas ya que es uno de los métodos más acertados desde el punto de vista hidráulico.
- Las características del colector Villegas, colector Matadero y emisario final cumplen con las condiciones hidráulicas necesarias para condiciones de auto limpieza de la tubería, presentando un esfuerzo cortante superior a 1.2 N/m^2
- Los planos presentados de la conducción de los colectores y emisario final contemplan planta y perfil del trazado, identificando en ellos las estructuras existentes y las estructuras proyectadas, anotando en cada una de ellas la cota rasante, cota clave, cota de energía, cota de lámina de agua, cota batea, abscisa y nombre del pozo de inspección. (Ver Anexo H).
- Teniendo en cuenta que el objetivo principal es transportar las aguas residuales de la localidad del municipio de Aipe al sitio de tratamiento proyectado por planeación municipal, dando un trazado adecuado y cumpliendo con las condiciones técnicas e hidráulicas de la tubería, es necesaria la construcción de 766.91 m de viaducto para el paso de tuberías en accidentes topográficos, evitando la instalación de tubería a trece (13) metros bajo tierra, ya que técnicamente no es recomendable.
- La disposición final de las aguas servidas de la zona urbana del municipio de Aipe se podrá realizar en el sitio proyectado para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), la cual se encuentra a una distancia considerable del límite urbano, evitando así poner en riesgo la salud pública y ambiental de la zona de intervención.

6. PRESUPUESTO

MUNICIPIO DE AIPE, DEPARTAMENTO DEL HUILA.					
PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA. COLECTORES PRINCIPALES Y EMISARIO FINAL.					
ITEM	DESCRIPCION	UNID	CANT.	VR/. UNIT	VALOR PARCIAL
1	EMISARIO FINAL-PLANTA DE TRATAMIENTO				
1.1	Localización y replanteo de la red de alcantarillado.	ML	1482.74	\$ 1,359.00	\$ 2,015,043.66
1.2	Excavación manual en material común de 0 a 2.0 metros de profundidad.	M3	4024.68	\$ 29,699.00	\$ 119,528,971.32
1.3	Excavación manual en material común de 2.0 a 4.0 metros de profundidad.	M3	1338.00	\$ 34,319.00	\$ 45,918,822.00
1.4	Relleno con material seleccionado transportado compactado 95% PM	M3	968.00	\$ 65,413.00	\$ 63,319,784.00
1.5	Relleno con material seleccionado proveniente de la excavación	M3	5094.00	\$ 13,709.00	\$ 69,833,646.00
1.6	Suministro e instalación de tubería PVC sanitaria de 24"	ML	865.12	\$ 419,577.00	\$ 362,984,454.24
1.7	Suministro e instalación de tubería PVC sanitaria de 33"	ML	617.62	\$ 728,812.00	\$ 450,128,867.44
1.8	Pozo de inspección completo de diámetro 1.2 m	UN	23.00	\$ 1,880,100.00	\$ 43,242,300.00
1.9	Pozo de inspección completo de diámetro 1.5 m	UN	11.00	\$ 2,288,580.00	\$ 25,174,380.00
1.10	Entibado para las brechas según condiciones de trabajo	M2	1650.00	\$ 22,330.00	\$ 36,844,500.00
1.11	Viaducto en estructura metálica para paso de tubería, incluye diseño.	ML	766.91	\$ 1,488,000.00	\$ 1,141,162,080.00
SUB-TOTAL OBRAS COSTO DIRECTO					\$ 2,360,152,848.66
ADMINISTRACIÓN (18%)					\$ 424,827,512.76
IMPREVISTOS (2%)					\$ 47,203,056.97
UTILIDAD (5%)					\$ 118,007,642.43
VALOR TOTAL					\$ 2,950,191,060.83

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.1

ACTIVIDAD LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO DE LA RED DE ALCANTARILLADO.

UNIDAD: ML

Replanteo topográfico (Incluye planos finales de obra, con amarre al sistema de coordenadas planas del catastro de redes)

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Equipo de topografía	GI			480.81	
Sub-Total					480.81

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Polin	UND	6,000	0.01	60.00	
Puntilla	Lb	1,500	0.06	90.00	
Alambre galvanizado	Kg	3,500	0.02	70.00	
Sub-Total					220.00

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
					-	
Sub-Total						-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Topógrafo		350,000.00	600	583.33	
Cadenero		45,000.00	600	75.00	
Sub-Total					658.33

Total Costo Directo

1,359.14

Precio unitario total aproximado al peso

1,359

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.3

ACTIVIDAD EXCAVACIÓN MANUAL EN MATERIAL COMÚN DE 2.0 A 4.0 METROS DE PROFUNDIDAD.

UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor	GI			1,977.13	
Sub-Total					1,977.13

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				-	
Sub-Total					-

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
					-	
Sub-Total						-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	3.6	20,988.06	
Ayudante		40,874.00	3.6	11,353.89	
Sub-Total					32,341.94

Total Costo Directo 34,319.07

Precio unitario total aproximado al peso 34,319

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.4
ACTIVIDAD: RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO TRANSPORTADO COMPACTADO 95%
UNIDAD: PM
UNIDAD: M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor		2,500.00	0.50	1,250.00	
Equipo de compactación		50,000.00	0.10	4,735.25	
Sub-Total					5,985.25

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Material selecionado	m3	18,500	1.30	24,050.00	
				-	
Sub-Total					24,050.00

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Volqueta 5 m3		15.0	1.3	1,500.00	29,250.00	
					-	
Sub-Total					29,250.00	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	19	3,976.68	
Ayudante		40,874.00	19	2,151.26	
Sub-Total					6,127.95

Total Costo Directo 65,413.20

Precio unitario total aproximado al peso 65,413

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.5

ACTIVIDAD

RELLENO CON MATERIAL SELECCIONADO PROVENIENTE DE LA EXCAVACION

UNIDAD:

M3

Relleno con material seleccionado proveniente de la excavación compacta mínimo a la densidad natural del terreno o 95% PM.

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor				1,551.91	
Equipo de compactación		50,000.00	0.15	7,500.00	
Sub-Total					9,051.91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				-	
				-	
Sub-Total					-

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
					-	
Sub-Total						-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador			Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial			75,557.00	25	3,022.28	
Ayudante			40,874.00	25	1,634.96	
Sub-Total						4,657.24

Total Costo Directo 13,709.15

Precio unitario total aproximado al peso 13,709

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.10

ACTIVIDAD ENTIBADO PARA LAS BRECHAS SEGÚN CONDICIONES DE TRABAJO

UNIDAD: M3

Acodalamiento para las brechas según condición del terreno, clima, profundidad de la brecha y forma de trabajo. A lado y lado de brecha con madera. Dispuestas en sentido longitudinal con tabla de 20 cm por espesor de 5 cm separadas 20 cm y puntales con maderos de 10 x 5 cm verticalmente cada 80 cm máximo sostenidos con cercos distanciados cada 50 cm.

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor				2,808.00	
				-	
Sub-Total					2,808.00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Madera 20 x2x.05 m	Unidad	9,000	0.80	7,200.00	
Cerco 10x.05 m	Unidad	7,500	0.50	3,750.00	
Puntilla	Lb	1,500	1.00	1,500.00	
Alambre	Kg	2,500	0.50	1,250.00	
Sub-Total					13,700.00

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
Sub-Total						-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	20	3,777.85	
Ayudante		40,874.00	20	2,043.70	
Sub-Total					5,821.55

Total Costo Directo 22,330

Precio unitario total aproximado al peso 22,330

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.6

ACTIVIDAD SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC SANITARIA DE 24"

UNIDAD: ML

Suministro e instalación de tubería PVC corrugada diámetro 24" de pared estructural y sello hermético. Incluye: Transporte al sitio de la obra, cama en arena relleno en material mixto de río(libre de material orgánico) 10 CM.

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta Menor				2,500.00	
Equipo para Instalación				8,000.00	
Sub-Total					10,500.00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Tubería PVC D = 24"	MI	367,333.00	1.00	367,333.00	
Adhesivo	Und	39,440.00	0.01	394.40	
Arena de mixto de río	M3	35,000.00	0.25	8,750.00	
Sub-Total					376,477.40

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Tubería 24"					3,491.60	
					-	
Sub-Total						3,491.60

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	4	18,889.25	
Ayudante		40,874.00	4	10,218.50	
Sub-Total					29,107.75

Total Costo Directo

419,576.75

Precio unitario total aproximado al peso

419,577

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.7

ACTIVIDAD SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA PVC SANITARIA DE 33"

UNIDAD: ML

Suministro e instalación de tubería PVC corrugada diámetro 33" de pared estructural y sello hermético. Incluye: Transporte al sitio de la obra, cama en arena relleno en material mixto de río(libre de material orgánico) 10 CM.

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta Menor				2,500.00	
Equipo para Instalación				8,000.00	
Sub-Total					10,500.00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Tubería PVC D = 33"	MI	661,557.00	1.00	661,557.00	
Adhesivo	Und	39,440.00	0.03	1,183.20	
Arena de mixto de río	M3	35,000.00	0.35	12,250.00	
Sub-Total					674,990.20

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M³-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Tubería 33"					4,511.00	
					-	
Sub-Total					4,511.00	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	3	25,185.67	
Ayudante		40,874.00	3	13,624.67	
Sub-Total					38,810.33

Total Costo Directo

728,811.53

Precio unitario total aproximado al peso

728,812

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.8

ACTIVIDAD POZO DE INSPECCION COMPLETO DE DIAMETRO 1.2 M

UNIDAD: UN

Pozo de inspección completo de diámetro 1.2 m interiormente en concreto simple de 3000 p.s.i. (tamaño máx. Agregado 3/4"), espesor de muros 20 cm y base tapa en HF circular diámetro 70 cm apoyada perimetralmente 8 cm.
H promedio entre 0,0 - 2,5 m

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor				20,236.41	
Mezcladora		50,000.00	0.30	15,000.00	
Formaleta		70,000.00	2.10	147,000.00	
Sub-Total					182,236.41

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Cemento	Kg	400	770.00	308,000.00	
Arena	M3	40,000	1.43	57,200.00	
Gravilla	M3	58,000	1.65	95,700.00	
Agua	Lt	150	462.00	69,300.00	
Impermeabilizante para concreto	Kg	7,800.0	14.00	109,200.00	
Sub-Total					639,400.00

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
					-	
Sub-Total					-	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial	75,557.00	0.11	686,881.82	
Ayudante	40,874.00	0.11	371,581.82	
Sub-Total			1,058,463.64	

Total Costo Directo

1,880,100

Precio unitario total aproximado al peso

1,880,100

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.9

ACTIVIDA

D POZO DE INSPECCION COMPLETO DE DIAMETRO 1.5 M

UNIDAD: UN

Pozo de inspección completo de diámetro 1.5 m interiormente en concreto simple de 3000 p.s.i. (tamaño máx. Agregado 3/4"), espesor de muros 20 cm y base tapa en HF circular diámetro 70 cm apoyada perimetralmente 8 cm. H promedio entre 0,0 - 2,5 m

I.

EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Herramienta menor		8,000.00	0.75	6,000.00	
Mezcladora		50,000.00	1.50	75,000.00	
Formaleta		70,000.00	5.00	350,000.00	
Sub-Total					

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Cemento	Kg	400	938.00	375,200.00	
Arena	M3	40,000	1.55	62,000.00	
Gravilla	M3	58,000	1.94	112,520.00	
Agua	Lt	150	541.00	81,150.00	
Impermeabilizante para concreto	Kg	7,800.0	8.00	62,400.00	
Sub-Total					

III. TRANSPORTES

Material	Vol-peso ó Cant.	Distancia-Km	M ³ -Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					-	
					-	
Sub-Total						-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	0.1	755,570.00	
Ayudante		40,874.00	0.1	408,740.00	
Sub-Total					1,164,310.00

Total Costo Directo

2,288,580

Precio unitario total aproximado al peso

2,288,580

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ITEM: 1.11
ACTIVIDAD VIADUCTO EN ESTRUCTURA METALICA PARA PASO DE TUBERIA.INCLUYE DISEÑO.
UNIDAD: ML

I.EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/Día	Rendimiento	Valor-Unit.	
Equipo motosoldador diesel		70,000.00	0.6000	42,000.00	
formaleta tipo andamio viga lanzadora		120,000.00	0.50	60,000.00	
Compresor para pintura		30,000.00	0.40	12,000.00	
Herramienta menor	gl	8,095.00	1.00	8,095.00	
Equipo para montaje elevado		960,000.00	0.27	259,200.00	
Sub-Total					381,295.00

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Angulo de 2-1/2" x 3/16"	MI	12,000.00	16.00	192,000.00	
Lamina Cal roll cal 16	M2	30,000.00	6.00	180,000.00	
Soldadura	Kg	8,500.00	6.0	51,000.00	
Tornillo 5/8" grado 5 para anclaje pedestal	Unidad	5,500.00	0.200	1,100.00	
Platina de 3" x 10mm	MI	12,000.00	2.000	24,000.00	
Pintura anticorrosivo	Gl	55,000.00	0.400	22,000.00	
lamina en acero de 3" x 3/8"	Unidad	20,000.00	0.660	13,200.00	
materia soporte sintetico para amortiguacion de tubería		55,000.00	0.75	41,250.00	
Sub-Total					524,550.00

IV. MANO DE OBRA

Trabajador		Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial		75,557.00	0.2	377,785.00	
Ayudante		40,874.00	0.2	204,370.00	
Sub-Total					582,155.00

Total Costo Directo

1,488,000

BIBLIOGRAFÍA

- Lopez Cualla, R. A. (2003). *Elementos de Diseño Para Acueductos y Alcantarillados 2da Edición*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Rural. (2004). *Plan de Manejo de Aguas Residuales*.
- Ministerio de Desarrollo Economico. (2000). *Reglamento Tecnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Basico RAS - 2000*. Bogotá D.C.
- Municipio de Aipe. (10 de Octubre de 2015). Obtenido de http://www.aipe-huila.gov.co/informacion_general.shtml
- Villalobos, F. (2008). *Caracteristicas Generales de los Sistemas de Alcantarillado*. Puerto La Cruz, Venezuela: Instituto Universitario Politecnico Santiago Mariño. Recuperado el 10 de Octubre de 2015, de <http://es.slideshare.net/orbirtel/caracteristicas-generales-de-los-sistemas-de-alcantarillado>

ANEXOS