

**APOYO TÉCNICO EN LA EVALUACION DE LOS PROYECTOS, EN EL PLAN
DE DESARROLLO," PASTO MEJOR 2008-2011", EN EL PROGRAMA AGUA Y
SANEAMIENTO BÁSICO PARA EL CAMPO**

JAVIER ANDRES FORERO VALENCIA

**UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2008**

APOYO TÉCNICO EN LA EVALUACION DE LOS PROYECTOS, EN EL PLAN DE DESARROLLO, " PASTO MEJOR 2008-2011", EN EL PROGRAMA AGUA Y SANEAMIENTO BÁSICO PARA EL CAMPO

JAVIER ANDRES FORERO VALENCIA
Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil

DIRECTOR DEL PROYECTO
ING. ALVARO MARTINEZ BURBANO.

CODIRECTOR DEL PROYECTO
ING. MsC. CARLOS ANDRES PANTOJA AGREDA

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2008

NOTA DE RESPONSABILIDAD

Las ideas y conclusiones aportadas en el presente trabajo son responsabilidad exclusiva de sus autores.

Artículo 1° del acuerdo N° 324 de octubre 11 de 1966, emanado del honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

NOTA DE ACEPTACIÓN

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

San Juan de Pasto, Noviembre de 2008

DEDICATORIA

A dios por iluminarme. A mis Padres por el apoyo que me han brindado. Por enseñarme las lecciones mas importantes de la vida, por el amor y sobre todo por creer en mi.

A mis hermanos, a mi Abuela, mi novia y especialmente a mi tío Eliades Porras por quien guardo inmensa gratitud

AGRADECIMIENTOS

A: Carlos Andrés Pantoja Agreda, Ingeniero Civil. MsC, codirector del proyecto, por sus invaluable orientaciones. Ingeniero Civil Álvaro Martínez Burbano, director del proyecto, por su confianza y colaboración.

Y a todos los demás que de alguna manera intervinieron en este proyecto.

TABLA DE CONTENIDO

GLOSARIO	15
RESUMEN	19
ABSTRACT	19
INTRODUCCIÓN	20
1 OBJETIVOS	21
1.1 <i>OBJETIVO GENERAL</i>	21
1.2 <i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i>	21
2 MARCO TEORICO	22
2.1 <i>PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN</i>	22
2.2 <i>FUENTES DE ABASTECIMIENTO</i>	23
2.3 <i>TRANSPORTE Y DISTRIBUCIÓN</i>	23
2.4 <i>DESINFECCIÓN</i>	23
3 DESCRIPCION DE LOS PROYECTOS	25
4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	26
4.1 <i>PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO</i>	26
5 PARAMETROS DE FINANCIACION	27
5.1 <i>LOCALIZACIÓN</i>	27
5.2 <i>POBLACIÓN</i>	27
5.3 <i>DOTACIÓN</i>	27
6 estudios preliminares	28
6.1 <i>PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ</i> 28	
6.1.1 Localización.	28
6.1.2 Climatología.	28
6.1.3 Hidrografía de La zona	28
6.1.4 Componente social	28
6.1.5 Características ambientales.....	29
6.1.6 Condiciones sanitarias existentes	29
6.2 <i>PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO</i>	30
6.2.1 Localización	30

6.2.2 Climatología	30
6.2.3 Hidrografía de la zona	30
6.2.4 Componente social	31
6.2.5 Características ambientales.....	32
6.2.6 Condiciones sanitarias existentes	32
6.3 PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA.....	32
6.3.1 Localización	33
6.3.2 Hidrografía de la zona	33
6.3.3 Componente social	33
6.4 PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA	33
6.4.1 Descripción de la localidad y de la zona del proyecto	33
6.4.2 Recursos hídricos.....	33
7 DIAGNÓSTICO DE los SISTEMAs DE ACUEDUCTos existentes	35
7.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ.....	35
7.1.1 Fuente de suministro.....	35
7.1.2 Conducción.....	35
7.1.3 Sistema de tratamiento.....	36
7.2 RESUMEN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.....	36
7.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO.....	36
7.3.1 Fuente de Suministro	37
7.3.2 Conducción.....	37
7.3.3 Sistema de tratamiento.....	37
7.3.4 Resumen Del Sistema De Acueducto	38
7.4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA.....	38
7.4.1 Aspectos Urbanísticos	39
7.5 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA	39
7.5.1 Características socioeconómicas	39
7.5.2 Aspectos urbanísticos.	40
8 EVALUACIÓN DE Los SISTEMAs DE ACUEDUCTO	41
8.1 EVALUACION DEL PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ	41
8.1.1 Disponibilidad vs. demanda de agua.....	41
8.1.2 Tubería de conducción.....	42
8.1.3 Sistema de almacenamiento.....	43
8.1.4 Redes de distribución.....	44
8.1.5 Determinación del nivel de complejidad del sistema.....	45
8.1.6 Demanda acueducto.....	46
8.2 METODOLOGÍAS DE PROYECCIÓN	46
8.2.1 Método aritmético.....	46

8.2.2 Método geométrico.....	47
8.2.3 Proyección.....	48
8.2.4 Estimación de la demanda.....	49
8.2.5 Demanda escenario alto.....	49
8.2.6 Demanda escenario mínimo.....	54
8.2.7 Caudal de producción.....	54
8.2.8 Caudal consumido.....	55
8.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE DEMANDA.....	55
8.4 EVALUACION DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO.....	56
8.4.1 Sistema de almacenamiento.....	56
8.4.2 Redes de distribución.....	57
8.4.3 Evaluación del sistema actual.....	58
8.4.4 Determinación del nivel de complejidad del sistema.....	58
8.4.5 Identificación y justificación del proyecto.....	59
8.4.6 Sistema de acueducto.....	59
8.4.7 Demanda acueducto.....	59
8.4.8 Horizonte de proyección.....	60
8.4.9 Proyección.....	60
8.4.10 Estimación de la demanda.....	61
8.4.11 Demanda escenario medio alto.....	61
8.4.12 Análisis de Resultados de Los diferentes escenarios de demanda.....	62
8.5 EVALUACION DEL PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA	63
8.5.1 Aspectos demográficos.....	63
8.5.2 Condiciones sanitarias existentes.....	63
8.5.3 Procedimiento general de diseño de los sistemas de acueducto.....	64
8.5.4 Justificación del proyecto y definición del alcance.....	64
8.5.5 Periodos de diseño para las estructuras según el nivel de complejidad.....	64
8.5.5 Descripción del proyecto.....	64
8.6 EVALUACION DEL PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA.....	67
8.6.1 Aspectos demográficos.....	67
8.6.2 Posibles fuentes de abastecimiento.....	67
8.6.3 Procedimiento general de diseño de los sistemas de acueducto.....	67
8.6.4 Periodos de diseño para las estructuras según el nivel de complejidad.....	67
8.6.5 Descripción del proyecto.....	68
9 PLAN DE OBRAS E INVERSIONES DE LOS SISTEMAS DE acueductos.....	71
9.1 PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN.....	71
9.2 PROGRAMAS DE AMPLIACIÓN.....	72
10 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN.....	75
10.1 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN.....	75
10.2 ALTERNATIVA DE PLAN DE OBRAS E INVERSIONES.....	76
10.3 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN.....	77

<i>10.4 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN</i>	77
<i>10.5 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN</i>	78
<i>10.6 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN</i>	78
CONCLUSIONES	80
RECOMENDACIONES	¡Error! Marcador no definido.
ANEXOS	84
BIBLIOGRAFÍA	116

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 - Descripción de la red de distribución del acueducto	36
Tabla2 - Descripción de la red de distribución del acueducto	37
Tabla 3- Evaluación tubería de conducción	43
Tabla 4 - Requerimientos de almacenamiento.....	44
Tabla 5- Diámetros internos mínimos de la red de acueducto	44
Tabla 6- Niveles de complejidad de los sistemas	45
Tabla 7 - Población Vereda SAN JOSE ANGANOY – Corregimiento de Morasurco	46
Tabla 8 - Población en la cabecera	48
Tabla 9 - Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	49
Tabla 10 - Variación a la dotación neta según el clima.....	50
Tabla 11 - Porcentaje admisible de pérdidas técnicas	51
Tabla 12 - Coeficiente de consumo máximo diario, k1	52
Tabla13 - Coeficiente de consumo máximo horario, k2	53
Tabla14 - Caudales según RAS.....	53
Tabla 15 - Cálculo de la demanda año por año sin tener en cuenta la reducción de pérdidas.	54
Tabla 16 - Evaluación tubería de conducción	56
Tabla17 - Requerimientos de almacenamiento.....	57
Tabla 18 - Diámetros internos mínimos de la red de acueducto.....	57
Tabla19 - Niveles de complejidad de los sistemas	58
Tabla20 - Población Vereda San Francisco Briceño Alto – Corregimiento de Mapachico	59
Tabla21 - Población en la cabecera	61
Tabla 22 - Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	62

Tabla 23 – Aspectos Demográficos	63
Tabla 24 – Aspectos Demográficos	67
Tabla 25- Programa de ampliación del acueducto.....	76
Tabla26 - Programa de optimización del acueducto	77
Tabla 27 - Programa de ampliación del acueducto.....	77
Tabla 28 - Programa de ampliación del acueducto.....	79

LISTA DE FIGURAS

Figura No. 1 – GRAFICO DE LA DEMANDA DE AGUA vs. DISPONIBILIDAD	41
---	----

LISTA DE ANEXOS

1	ANEXO A	85
2	ANEXO B	95
3	ANEXO C	105
4	ANEXO D	115

GLOSARIO.

Accesorios Elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tees etc.

Acometida Derivación de la red local de acueducto que llega hasta el registro de rueda en el punto de empate con la instalación interna del inmueble. En edificios de propiedad horizontal o condominios, la acometida llega hasta el registro de corte general.

Aducción Componente a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a flujo libre o a presión.

Agua potable Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

Almacenamiento Acción destinada a almacenar un determinado volumen de agua para cubrir los picos horarios y la demanda contra incendios.

Borde libre Espacio comprendido entre el nivel máximo esperado del agua fijado por el sistema de rebose y la altura total de la estructura de almacenamiento.

Cabeza de presión. Presión manométrica en un punto, expresada en metros de columna de agua, obtenida como la razón entre la magnitud de la presión y el peso específico del agua.

Capacidad hidráulica Caudal máximo que puede manejar un componente o una estructura hidráulica conservando sus condiciones normales de operación.

Captación Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente de abastecimiento.

Caudal de diseño Caudal estimado con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un Sistema determinado.

Caudal máximo diario Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal máximo horario Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

Caudal medio diario Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

Coeficiente de consumo máximo diario Relación entre el consumo máximo diario y el consumo medio diario.

Coeficiente de consumo máximo horario con relación al máximo diario Relación entre el consumo máximo horario y el consumo máximo diario.

Coeficiente de consumo máximo horario Relación entre el consumo máximo horario y el consumo medio diario.

Coeficiente de pérdida menor Medida de las pérdidas de energía que se producen por el paso del flujo en un accesorio o estructura, y que es factor de la cabeza de velocidad.

Conducción Componente a través del cual se transporta agua potable, ya sea a flujo libre o a presión.

Desarenador Componente destinado a la remoción de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación mecánica.

Desinfección Proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos Patógenos presentes en el agua.

Diámetro nominal Es el número con el cual se conoce comúnmente el diámetro de una tubería, aunque su valor no coincida con el diámetro real interno.

Diámetro real Diámetro interno de una tubería determinado con elementos apropiados.

Fugas Cantidad de agua que se pierde en un sistema de acueducto por accidentes en la operación, tales como rotura o fisura de tubos, rebose de tanques, o fallas en las uniones entre las tuberías y los Accesorios.

Golpe de ariete Fenómeno hidráulico de tipo dinámico oscilatorio, causado por la interrupción violenta del flujo en una tubería, bien por el cierre rápido de una válvula o apagado del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética en energía elástica, tanto en el flujo como en la tubería, produciendo sobre elevación de la presión, supresiones y cambios en el sentido de la velocidad del flujo.

Optimización Proceso de diseño y/o construcción para lograr la mejor armonía y compatibilidad entre los componentes de un sistema o incrementar su capacidad o la de sus componentes, aprovechando al máximo todos los recursos disponibles.

Pérdidas menores Pérdida de energía causada por accesorios o válvulas en una conducción de agua.

Período de diseño Tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo.

Población de diseño Población que se espera atender por el proyecto, considerando el índice de Cubrimiento, crecimiento y proyección de la demanda para el período de diseño.

Red de distribución Conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento o planta de tratamiento hasta los puntos de consumo.

Red matriz Parte de la red de distribución que conforma la malla principal de servicio de una población y que distribuye el agua procedente de la conducción, planta de tratamiento o tanques de compensación a las redes secundarias. La red primaria mantiene las presiones básicas de servicio para el funcionamiento correcto de todo el sistema, y generalmente no reparte agua en ruta.

Red secundaria Parte de la red de distribución que se deriva de la red primaria y que distribuye el agua a los barrios y urbanizaciones de la ciudad y que puede repartir agua en ruta.

Rejilla Dispositivo instalado en una captación para impedir el paso de elementos flotantes o sólidos Grandes.

Vida útil Tiempo estimado para la duración de un equipo o componente de un sistema sin que sea necesaria la sustitución del mismo; en este tiempo solo se requieren labores de mantenimiento para su adecuado funcionamiento.”¹

¹ MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO DE COLOMBIA, Sección II título B

RESUMEN

La infraestructura física que compone los sistemas de Acueducto de cada una de las veredas que conforman los corregimientos del municipio de Pasto, no se ajustan a los requerimientos actuales, tanto técnicos como demográficos, lo que hace necesario plantear soluciones a los problemas de abastecimiento de agua en las veredas de Santa lucia corregimiento del Encano, Pradera bajo Corregimiento de la Caldera , San Francisco Briceño y Vista hermosa San José; donde se pretende ampliar y/o optimizar la red existente.

ABSTRACT

The physical infrastructure which makes up the aquaduc systems of each one of the villages that form the botoughs of the Pasto municipality, are not adapted to the current requirements, in technical tems as well as demographics, which makes it necessary to find solution to the water prorision problems in the villages of Santa lucia withim me borongh of del Encano, Pradera bajo Corregimiento within meborongh of la Caldera , San Francisco Briceño and Vista hermosa San José; where they are trying to widen and/or optimizing the existing network.

PALABRAS CLAVES: saneamiento básico, agua para el campo, acueducto, optimización

INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han venido desarrollando con rapidez proyectos de recursos hidráulicos, en el sector de agua potable y saneamiento básico. Esto es “fundamental dado que contribuye en forma determinante en la calidad de vida de la población, por causa del mejoramiento de las condiciones de salubridad y el desarrollo económico de las regiones. En este contexto, el sector es variable fundamental para el crecimiento económico territorial, al generar condiciones para la expansión de la actividad urbana, comercial e industrial en las ciudades”².

La Secretaria de Gestión y Saneamiento Ambiental, es uno de los entes que se encarga de coordinar las tareas de diseño, construcción, preinversión, inversión, y la verificación de proyectos que se desarrolla dentro del marco del Contrato de consultoría suscrito con la Empresa de Servicios Públicos de Pasto. **EMPOPASTO S.A. ESP**, dando así prioridad a los sectores más necesitados del municipio.

Los proyectos contenidos en el plan de desarrollo “**JUNTOS PODEMOS MAS 2008 – 2011**”; se evaluaron dentro de los marcos técnicos y legales establecidos por el gobierno, cada proyecto presenta todos los ítems necesarios para su ejecución y contratación por parte del municipio. Las decisiones que se tomaron, establecieron las pautas de viabilidad de cada uno de los proyectos, para la contratación y ejecución en el año 2008.

La fundamentación teórica para la evaluación de los proyectos se basa en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico **RAS – 2000**, los sistemas de redes abiertas siguen los modelos de pérdidas de energía en cada una de las tuberías, siendo estas modificaciones de las ecuaciones de Darcy, Manning, Schoder, Scobey, Hazen Williams y otros. La hidráulica de cada uno de los componentes de los proyectos también esta basada en estas ecuaciones por su fácil implementación.

² DEPARTAMENTO NACIONAL DE PLANEACION, Agua Potable y Saneamiento Básico,

1 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar los proyectos contenidos en el plan de desarrollo “JUNTOS PODEMOS MAS 2008 – 2011”. (Optimización acueducto Pradera Bajo, corregimiento de la Caldera; Optimización acueducto Santa Lucia Corregimiento del Encano; Estudio y diseño del acueducto de la vereda San Francisco, Briceño; Estudio y diseño del acueducto de la vereda Vista Hermosa, San José) Se establecerán las pautas de cálculo y diseño necesarias para mantener y mejorar, integralmente, las condiciones de los sistemas, de tal modo que se garantice el suministro a la población.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Diagnosticar la infraestructura existente de los sistemas, evaluando las condiciones actuales de operación, estado actual de la infraestructura, la capacidad instalada de cada uno de los elementos que conforman el sistema y las condiciones ambientales existentes en el área de cada proyecto.
- Determinar los parámetros que exigen los organismos que financiarán los proyectos mencionados.
- Obtener la mejor alternativa en cada proyecto, en costo y beneficio
- Analizar los costos de cada proyecto, y así determinar las prioridades para la ejecución.

2 MARCO TEORICO

2.1 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

La determinación de del numero de habitantes para los cuales se diseña el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad³. Existen varias metodologías para la proyección de población, los métodos más generalizados se describen a continuación:

- **Método de Comparación Gráfica:** consiste en hacer una comparación grafica de la población de estudio y de otras tres poblaciones con similar característica.”
- **Crecimiento Lineal:** el crecimiento lineal es utilizado cuando la población tiene un crecimiento lineal. Si P es la población y T es el tiempo;

$$\frac{dP}{dT} = k_a \quad (\text{Ec. 1})$$

- **Crecimiento Geométrico:** El crecimiento será geométrico si el aumento de población es proporcional al tamaño de esta. En donde r es la tasa de crecimiento anual.

$$P_{f=} = P_{uc} (1 + r)^{T_{ci} - t_{uc}} \quad (\text{Ec. 2})$$

- **Crecimiento Logarítmico:** El crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación.”⁴

$$\frac{dP}{P} = k_g dT \quad (\text{Ec. 3})$$

³ LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados", Santa Fe de Bogota, Escuela Colombiana de Ingeniería, Pág. 37

⁴ LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados", Santa Fe de Bogota, Escuela Colombiana de Ingeniería, Pág. 38 39

2.2 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Dentro de los componentes de los diseños es importante encontrar los modelos más adecuados, para encontrar soluciones acordes a nuestra sociedad; las captaciones es uno de estos componentes, ya que existen diferentes tipos, cada captación es un problema con características de diseño específicas. “las captaciones se dividen en dos grandes grupos; superficiales y subterráneo subdividiéndose las primeras de la siguiente manera

Captaciones superficiales:

- Flotantes
- Torres de toma con represa
- Toma de manantiales.
- De fondo o sumergidas
- Laterales
- Mixtas
- Tubular basculante
- De aguas lluvias
- En el suelo
- Evaporación de agua de mar”⁵

Cada una de estas tiene un análisis y componentes diferentes de estudio y manejo. La utilización dependerá de los estudios que realizaron los consultores.

2.3 TRANSPORTE Y DISTRIBUCIÓN

Debido a la complejidad de la revisión de los proyectos los demás componentes de estudio como aducción, conducción, desarenador, tanque de almacenamiento, red de distribución, cloración, se tendrá en cuenta los criterios del reglamento de agua potable y saneamiento básico Ras-2000⁶

2.4 DESINFECCIÓN

⁵ SALAZAR CANO, Roberto. “Acueductos y Alcantarillados”, San Juan de Pasto, 2006

⁶ MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO DE COLOMBIA, Sección II título B

Los métodos de desinfección del agua se pueden hacer mediante los siguientes procedimientos.

- “Desinfección por rayos ultravioleta.
- Desinfección por medio de ozono
- Desinfección por medio de cloro: es de uso generalizado y es el mas económico”⁷

⁷ **ROMERO ROJAS**, Jairo Alberto. “Purificación del agua”, Santa fe de Bogota, Escuela Colombiana de Ingenia.

3 DESCRIPCION DE LOS PROYECTOS

Los proyectos propuestos por la Empresa de Servicios Públicos de Pasto. EMPOPASTO S.A. ESP, presentados en el plan de desarrollo **PASTO MEJOR 2004-2007**, para su revisión y ejecución, por parte de la **Secretaría de Gestión y Saneamiento Ambiental**, comprenden estudios: preliminares, demográficos, obras civiles, redes de distribución, conducción, adicción, acometidas y presupuesto total del proyecto.

4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

La acertada determinación de los parámetros de diseño y entre ellos la cifra de consumo, da lugar a un sistema de abastecimiento de agua eficiente a lo largo de su periodo de diseño. Al iniciar el planteamiento de un programa de acueducto es necesario establecer y analizar las características que conforman los criterios de diseño.

- “Disponibilidad en cantidad y calidad del agua de las fuentes de abastecimiento.
- Estadística de consumo de agua en la localidad en estudio o en similares.
- Período de diseño y vida probable de las estructuras.
- Variaciones de periódicas de los consumos e influencias sobre los componentes del sistema.
- Calidad de los materiales a utilizar.”⁸

4.1 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO

Toda población tiene un comportamiento demográfico, social y económico único, que determina sus propios parámetros de diseño. En nuestro país algunas poblaciones rurales no cuentan con registros históricos, necesarios para proyectar su crecimiento, por eso el gobierno a dispuesto una serie de normas descritas en la **RAS – 2000 Título B**, literales del **B.1.3.1** al **B.1.3.10**. que determinan los procedimientos generales de diseño.

⁸ **CORCHO ROMERO**, Freddy Hernán. “Acueductos Teoría y Diseño”, Medellín, 1993.

5 PARAMETROS DE FINANCIACION

Los términos de referencia presentados por el **BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO**, y en su programa “**AGUA PARA EL CAMPO EN PASTO**” exige una revisión técnica de los proyectos a financiar, estableciendo parámetros que están dentro del Reglamento Operativo del **BID**.

Los términos de referencia presentados por el **BID** y la **Empresa de Obras Sanitarias de Pasto SA- ESP (EMPOPASTO)**, fueron establecidos en Marzo de 2008. Cada proyecto debe cumplir estos requisitos para determinar su financiación.

Los parámetros mínimos para que el **BID** estudie una posible financiación, se describen a continuación.

5.1 LOCALIZACIÓN

Cada proyecto debe estar localizado en la parte rural del municipio de Pasto, el cual abastezca localidades que se presenten una baja o deficiente cobertura en el suministro de agua potable.

5.2 POBLACIÓN

Un componente fundamental de cada proyecto es el aspecto demográfico, ya que este determina el nivel de complejidad de cada proyecto, el BID establece que los proyectos deben estar en un nivel de complejidad bajo.

5.3 DOTACIÓN

La estimación de la dotación es un término fundamental para la financiación ya que en estos casos la dotación de agua potable, se confunde con el uso agrícola de esta.

6 ESTUDIOS PRELIMINARES

6.1 PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ

6.1.1 Localización. La vereda de SAN JOSE ANGANROY, perteneciente al Corregimiento de Mapachico – Municipio de Pasto, capital del departamento de Nariño, vereda ubicada en el occidente del Municipio, con coordenadas geodésicas: 974.700 Este, 626.400 Norte.

6.1.2 Climatología. Las principales características climatológicas del municipio de Pasto, tomadas de los registros de la estación metereológica en Pasto, son:

- La temperatura media mensual multianual es de 14°C. Su área es 1.181 kilómetros cuadrados y su precipitación media anual es de 700 mm.

6.1.3 Hidrografía de La zona. La vereda de VISTA HERMOSA - SAN JOSE ANGANROY – Corregimiento de Mapachico, se ubica en la vía que conduce al Volcán Galeras. Posee una quebrada dentro de la zona de la vereda llamada El Guaico. La vereda, está constituida por un terreno inclinado y ondulado, rodeada de cultivos agrícolas. No se presentan inundaciones en ningún sector de la vereda.

El principal uso que se le da al sistema de aguas superficiales es el de riego y el abastecimiento de agua para potabilización. La agricultura y la ganadería constituyen el renglón principal en la dinámica económica de la vereda, específicamente como fuente generadora de empleo y de ingresos.

6.1.4 Componente social. En relación con la población, actualmente, la vereda de SAN JOSE ANGANROY tiene una población total de 125 habitantes, la densidad poblacional es de aproximadamente 7.81 Hab/Ha. Dentro de las actividades del sector informal, la agricultura es el principal generador de empleo, también la ganadería es una fuente de ingresos para los habitantes. El espacio urbano de la Vereda se encuentra organizado con una vía principal

destapada la cual se accede desde la vereda San Juan de Anganoy, sobre esta vía destapada están ubicadas la mayoría de las viviendas.

La infraestructura de la vivienda en el sector, se construye principalmente con ladrillo tipo tolete o macizo, las viviendas se construyen amplias y de un solo nivel debido a la ubicación y al estilo agrícola de la zona.

El material de los pisos en las viviendas corresponde a un 70% concreto visto, un 20% en baldosa o tableta, un 10% en tierra apisonada. El material predominante de los techos de las viviendas es teja de barro en un 80%, la lamina ondulada de asbesto cemento en un 20%.

No tiene vías urbanas ni esta dividido en zonas. La vereda no cuenta con establecimientos educativos para la educación Básica primaria y para educación media, Los niños deben acudir a centros educativos ubicados la vereda de San Juan de Anganoy y en el casco urbano de la ciudad de Pasto.

La población estudiantil asciende a unos 15 estudiantes entre primaria y secundaria No cuenta con centros de salud en el área de la vereda.

En cuanto al aseo, no se hace recolección de desechos sólidos, cada vivienda dispone de ellos ya sea quemando los residuos, utilizándolos como abonos o enterrándolos en las áreas de cada vivienda.

6.1.5 Características ambientales. Dentro del área de la vereda, no se han identificado comunidades indígenas, minorías étnicas, ni bosques naturales o áreas del sistema de reserva Natural, que requieran un tratamiento especial, desde el punto de vista ambiental. Sin embargo se debe seguir los parámetros que sugiere CORPONARIÑO para la conservación de las cuencas y fuentes de agua para abastecimiento.

6.1.6 Condiciones sanitarias existentes. Los servicios de alcantarillado no son atendidos por la Junta de Acción Comunal de SAN JOSE ANGANOY.

La vereda no cuenta con un sistema de alcantarillado convencional, las aguas residuales son dispuestas en pozos sépticos. Por otra parte no existe un sistema de tratamiento y disposición del total de las aguas residuales generadas en la vereda.

Esta situación trae como consecuencia, un impacto negativo sobre el entorno por la aparición de focos infecciosos, malos olores e insectos, que afectan a toda la población, problemas que en su conjunto representan condiciones generales de insalubridad y mala calidad de vida de la población.

6.2 PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO

6.2.1 Localización. La vereda de San Francisco Briceño perteneciente al Corregimiento de Mapachico – Municipio de Pasto, capital del departamento de Nariño, ubicada en el occidente del Municipio, con coordenadas: 1° 14' 58" de latitud y 77° 19' 00" de longitud, limita al Norte con el corregimiento de Morasurco, al Occidente con el corregimiento de Genoy al Oriente con el casco urbano de Pasto.

6.2.2 Climatología. Las principales características climatológicas del municipio de Pasto, tomadas de los registros de la estación metereológica en Pasto, son:

- La temperatura media mensual multianual es de 14°C. Su área es 1.181 kilómetros cuadrados y su precipitación media anual es de 700 mm.

6.2.3 Hidrografía de la zona. La vereda de San Francisco, Briceño Alto – Corregimiento de Mapachico, en su totalidad, se ubica sobre las faldas del Volcán Galeras. Por esta zona atraviesa una sola quebrada llamada Curiquinga y es afluente del río Pasto. Esta quebrada nace en un solo punto y no hay posibilidad de otras fuentes de agua.

La vereda, está constituida por un terreno inclinado y rocoso rodeada de cultivos agrícolas. No se presentan inundaciones en ningún sector de la vereda.

El principal uso que se le da al sistema de aguas superficiales es el de riego y el abastecimiento de agua para potabilización. La agricultura constituye el renglón principal en la dinámica económica de la vereda, específicamente como fuente generadora de empleo y de ingresos.

Para la ejecución del Proyecto se realizaron muestreos de calidad del agua a la fuente de abastecimiento, como al agua de suministro a la población. Los datos de muestreo se muestran en los Anexos.

6.2.4 Componente social. En relación con la población, actualmente, la vereda de San Francisco tiene una población total de 180 habitantes, la densidad poblacional es de aproximadamente 44 Hab/Ha.

Dentro de las actividades del sector informal, la agricultura es el principal generador de empleo, posee tres restaurantes, dos moteles y una cantera de extracción de material de relleno como recebo y base también extraen triturado.

El espacio urbano de la Vereda se encuentra organizado con La vía principal que es la carretera Occidental que conduce al Municipio de Nariño, sobre la cual están ubicados la mayoría de las viviendas y un acceso o variante que es un camino destapado para dar acceso a los otros domicilios.

La infraestructura de la vivienda en el sector, se construye principalmente con ladrillo tipo tolete o macizo y en menor cantidad con bloque hueco de cemento, las viviendas se construyen tipo campestre debido a la ubicación y al estilo descanso que produce la zona.

El material de los pisos en las viviendas corresponde a un 35% en concreto visto, un 60% en baldosa o tableta, un 5% en tierra apisonada. El material predominante de los techos de las viviendas es teja de barro en un 80%, la lamina ondulada de asbesto cemento en un 20%, no tiene vías urbanas ni esta dividido en zonas.

La vereda no cuenta con establecimientos educativos para la educación básica primaria, los niños deben acudir a centros ubicados en el casco urbano de la ciudad de Pasto. La educación media deben realizarla en establecimientos ubicados en el casco urbano del municipio de Pasto, trasladándose a través de buses urbanos.

La población estudiantil asciende a unos 20 estudiantes, entre primaria y secundaria. No cuenta con centros de salud en el área de la vereda.

Los residuos sólidos de la población no cuentan con un tratamiento adecuado, siendo cada usuario quien maneja sus propios residuos de diferentes formas.

6.2.5 Características ambientales. Dentro del área de la vereda, no se han identificado comunidades indígenas, minorías étnicas, bosques naturales o áreas del sistema de parques naturales nacionales, que requieran un tratamiento especial, desde el punto de vista ambiental. Sin embargo se debe seguir los parámetros que sugiere CORPONARIÑO para la conservación de cuencas y fuentes de agua para abastecimiento.

En el componente físico se puede establecer que en cuanto al agua, no se ve afectado la calidad del agua suministrada porque no hay contaminación de corrientes superficiales por disposición de residuos líquidos. No existe alteración del recurso, porque no habría cambios en las condiciones de drenaje natural y la zona no se presentaría explotaciones inadecuadas. La cantidad de agua no mermaría porque la fuente posee un buen caudal debido a la cuenca donde esta localizada la quebrada. No se presentan malos olores porque no hay contaminantes de residuos líquidos, que se viertan a cuerpos de agua o suelo.

En el componente biótico, cuyos componentes sería la flora y la fauna, no hay impacto negativo a las especies de animales o vegetal porque no hay disposición inadecuada de residuos.

6.2.6 Condiciones sanitarias existentes. Los servicios de alcantarillado no son atendidos actualmente por la Junta Administradora de Acueducto de San Francisco – Briceño Alto.

La vereda no cuenta con un sistema de alcantarillado convencional, las aguas residuales son dispuestas en pozos sépticos. Por otra parte no existe un sistema de tratamiento y disposición del total de las aguas residuales generadas en la vereda.

Esta situación trae como consecuencia, un impacto negativo sobre el entorno por la aparición de focos infecciosos, malos olores e insectos, que afectan a toda la población, problemas que en su conjunto representan condiciones generales de insalubridad y mala calidad de vida de la población.

6.3 PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA

6.3.1 Localización. La vereda Santa Lucia pertenece al corregimiento de El Encano municipio de Pasto en la vereda se ubican 64 familias dedicadas en su mayoría a la producción de carbón, cultivo de papa su temperatura aproximada es de 10 °C, la topografía del terreno es bastante quebrada. Presenta una gran reserva forestal teniendo en cuenta que es una zona muy apartada para el ingreso debe hacerse atravesando la Laguna de la Cocha. La altura sobre el nivel del mar en promedio es de 2740 m.s.n.m.

6.3.2 Hidrografía de la zona. En la actualidad el acueducto se abastece de la Quebrada Romerillo la cual tiene la suficiente cantidad de agua para abastecer a la población proyectada. Esta ubicada en las coordenadas 603659.71 N 985865.26 E. y se encuentra a una cota de 2740 m.s.n.m. esta toma fue construida por corponariño hace aproximadamente 15 años.

6.3.3 Componente social. La población es netamente agrícola se trabaja los cultivos piscícolas de trucha que suministran en gran parte El Encano y la ciudad de Pasto en una pequeña proporción, se trabaja la ganadería de especies pequeñas como cerdos cuyes, conejos, el cultivo predominante es la papa. Esta zona ha sido muy atacada por la violencia en los últimos tiempos lo que ha imposibilitado algún tipo de desarrollo turístico que es un potencial que brinda el sector.

6.4 PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA

6.4.1 Descripción de la localidad y de la zona del proyecto. La vereda Pradera Bajo pertenece al corregimiento de La Caldera municipio de Pasto en la vereda se ubican 142 familias dedicadas en su mayoría al cultivo de fique y papa su temperatura aproximada es de 12 °C, la topografía del terreno es bastante quebrada. Ha sido afectada últimamente por la reactivación del Volcán Galeras el cual con la emisión de cenizas ha contaminado los cultivos y las posibles fuentes de abastecimiento. La altura sobre el nivel del mar en promedio es de 2150 m.s.n.m.

6.4.2 Recursos hídricos. En la actualidad el acueducto se abastece de la quebrada de Mata Ratón la cual presenta problemas de contaminación aguas abajo por la emisión de cenizas y diferentes materiales procedentes del volcán

que son perjudiciales para la salud de los pobladores. Se propone tomar agua en la quebrada denominada de Don Finado Luciano esta se encuentra en las coordenadas 635240.19 N 97024.56 E. y se encuentra a una cota de 2310 m.s.n.m. esta fuente se encuentra en estudio por parte del I.D.S.N. de todas maneras no existen otras fuentes que nos permitan mejorar las condiciones de servicio.

7 DIAGNÓSTICO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTOS EXISTENTES

7.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ

El sistema de acueducto es operado por la Junta de Acción Comunal SAN JOSE ANGANOY. No posee una estructura de captación, desarenador, la conducción se hace a través de manguera negra de 2", posee un tanque de abastecimiento pequeño, las acometidas son en manguera negra. Presenta muchos daños y afecta la continuidad y la calidad del suministro de agua a los habitantes de la vereda.

7.1.1 Fuente de suministro. La vereda de SAN JOSE ANGANOY posee una fuente de agua dentro de la zona, llamada EL GUAICO, esta fuente nace en un punto en el cual se va a proponer la bocatoma, para lograr una mayor altura con respecto a la población. No se puede pensar en otras fuentes cercanas porque no las hay.

7.1.2 Conducción. Posee una tubería de conducción en manguera negra con las siguientes características.

- longitud: : 1500
- Diámetro : 2"
- Material : Manguera negra
- Estado Actual : Mala, presenta fugas en diferentes partes

CONDUCCION					
	DIÁMETRO	Mangue. Negra	P.V.C.	A.C.	TOTAL
	2"	1500			1.500
	TOTAL				1.500
RED PRINCIPAL					
	2"	500			500
TOTAL RED					2.000

Tabla 1 - Descripción de la red de distribución del acueducto

7.1.3 Sistema de tratamiento. No existe una planta de tratamiento. Por lo tanto no se hace ningún tipo de mejoramiento de la calidad de agua.

7.2 RESUMEN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

De acuerdo con la descripción del sistema precedente, los aspectos más importantes del sistema de acueducto son:

- No hay estructura de captación.
- No posee planta de tratamiento.
- Posee un pequeño Tanque de Abastecimiento.
- La conducción a cada vivienda es a través de manguera negra
- No hay red de distribución.
- No existe macro medición

La cantidad de usuarios registrados en la Junta de Acción Comunal de SAN JOSE ANGANOY, es de 25 de los cuales todos son residenciales, para una población de 125 habitantes y un promedio, 5.0 hab/usuario.

- La cobertura nominal residencial del servicio de acueducto es del 100%
- La cobertura real del servicio es del 100%
- No está detectados el número de usuarios Clandestinos.

7.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO

El sistema de acueducto es operado por la Junta Administradora de Acueducto de la Vereda de San Francisco de Briceño alto. Está constituido por: un sistema de captación superficial localizado en la Quebrada Curiquinga distante 2 Km., posee un tanque de abastecimiento que presenta fugas y su capacidad es 8 M3 lo cual es deficiente, no posee una planta de tratamiento de agua, una red de distribución principal que consta de aproximadamente 2000 mt de tubería (manguera) de 2 pulgadas de diámetro, una red secundaria de aproximadamente 500 mt de tubería. Debido al escaso caudal y a las conexiones erradas, el agua no les llega a los habitantes de la parte alta.

7.3.1 Fuente de Suministro. La vereda de San Francisco se abastece de agua cruda de una sola fuente: de la quebrada Curiquinga, en el punto localizado aproximadamente 2 Km., a través de un sistema de captación superficial, cuyas características principales son: Captación a través de una manguera diámetro 2" sin ningún tipo de estructura para captación. Caudal concedido por CORPONARIÑO 5 lps.

7.3.2 Conducción. Las principales características de la conducción son.

- longitud: 2.000 Mt.
- .Diámetro : 2"
- Material : PVC
- Estado Actual : regular

7.3.3 Sistema de tratamiento. No existe una planta de tratamiento. Por lo tanto no se hace ningún tipo de mejoramiento de la calidad de agua.

<i>RED PRINCIPAL</i>					
	DIÁMETRO	P.V.C	H.F.	A.C.	TOTAL
	2"	1.500			1500
	1 1/2"	500			500
	3/4"	400			400
	TOTAL	1.900			1.900
RED SECUNDARIA					
TOTAL REDES					1.900

Tabla2 - Descripción de la red de distribución del acueducto

7.3.4 Resumen Del Sistema De Acueducto. De acuerdo con la descripción del sistema precedente, los aspectos más importantes del sistema de acueducto y alcantarillado son:

- La captación de fondo actual es de 0.4 l/s y operan el sistema 24 horas por día
- No posee planta de tratamiento.
- La capacidad total de almacenamiento es de 8 m³
- Se encuentran instalados 2000 metros de tubería, de los cuales 1500 son en PVC, 500 en PVC. Instalada hace 15 años. No existe macro medición.
- La cantidad de usuarios registrados en la Junta Administradora de Acueducto, es de 36 de los cuales 31 son residenciales, 5 no residenciales, para una población de 180 habitantes y un promedio, 5.0 hab/usuario.
- La cobertura nominal residencial del servicio de acueducto es del 100%. La cobertura real del servicio es del 65%. No se tiene detectados el número de los usuarios Clandestinos.

7.4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA

En el momento el acueducto cuenta con una bocatoma y un que no cumplen con las condiciones actuales de población y consumo además la tubería principal esta ubicada en un trazo que no permite garantizar el suministro del liquido a las viviendas, en cuanto a los ramales se encuentran en buen estado pero falta instalarse una mayor longitud que permita adicionar nuevos usuarios a la red.

No existe sistema de alcantarillado como tal las personas depositan estos residuos en letrinas que no han sido trabajadas según las condiciones necesarias para cada usuario y han sido trabajadas en forma empírica.

En cuanto a las vías de comunicación se tienen una entrada por vía terrestre hasta el puerto del encano y una (1) hora atravesando en lancha la laguna de la cocha posteriormente debe hacerse un recorrido a pie de aproximadamente 30 minutos hasta la bocatoma. La red eléctrica abastece a la totalidad de los beneficiarios.

7.4.1 Aspectos Urbanísticos. La comunidad se encuentra bastante dispersa a lo largo del recorrido lo que obliga a disponer de algunos ramales que permitan ofrecer el servicio a final de la red principal se ubica un asentamiento poblacional de mayor densidad teniendo en cuenta la cercanía del puerto, la escuela y la capilla.

7.5 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DEL PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA

En el momento el acueducto cuenta con bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento que no cumplen con las condiciones actuales de población y consumo además la tubería principal esta ubicada en un trazo que no permite garantizar el suministro del liquido a las viviendas, en cuanto a los ramales se encuentran en buen estado pero falta instalarse una mayor longitud que permita adicionar nuevos usuarios a la red.

No existe sistema de alcantarillado como tal las personas depositan estos residuos en letrinas que no han sido trabajadas según las condiciones necesarias para cada usuario y han sido trabajadas en forma empírica.

En cuanto a las vías de comunicación presentan un buen estado ya que se han sido intervenidas por la alerta que ha generado la reactivación del volcán galeras, la red eléctrica abastece a la totalidad de los beneficiarios.

7.5.1 Características socioeconómicas. La población es netamente agrícola se trabaja la ganadería vacuna en una pequeña proporción, se trabaja la ganadería de especies pequeñas como cerdos cuyes, conejos, los cultivos predominantes son la cabuya y papa, debemos tener en cuenta un aspecto importante como lo es que esta zona es de evacuación de los sectores vecinos que están amenazados por una posible erupción del Volcán Galeras lo que me afectaría notablemente las condiciones normales de funcionamiento del acueducto.

7.5.2 Aspectos urbanísticos. La comunidad se encuentra bastante dispersa a lo largo del recorrido lo que obliga a disponer de algunos ramales que permitan ofrecer el servicio.

8 EVALUACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO

8.1 EVALUACION DEL PROYECTO: ESTUDIO Y DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE LA VEREDA VISTA HERMOSA, SAN JOSÉ

8.1.1 Disponibilidad vs. demanda de agua

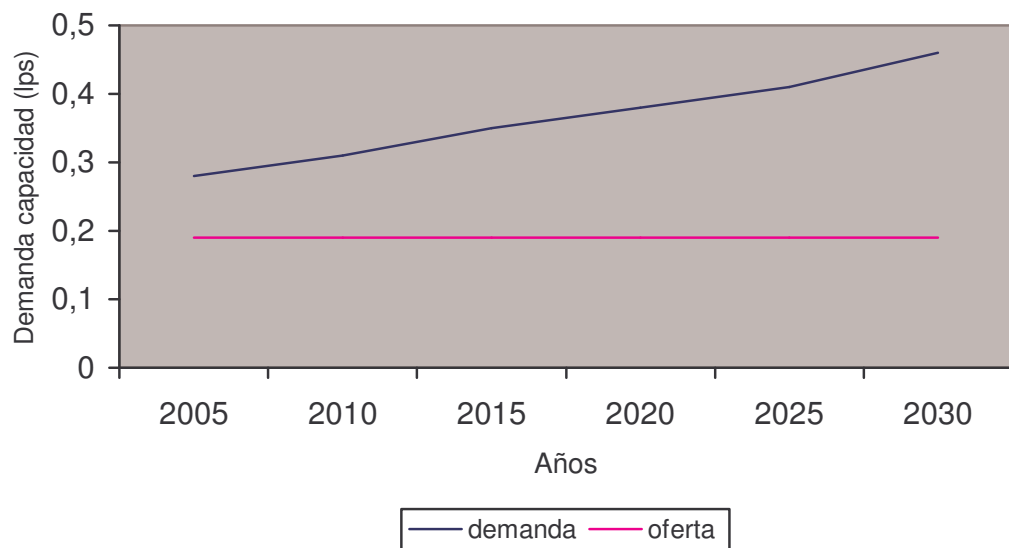


Figura No. 1 – GRAFICO DE LA DEMANDA DE AGUA vs. DISPONIBILIDAD

Con base en las condiciones de suministro actuales se presentan las proyecciones de la demanda hasta el año 2031. En la figura 1 se presentan los cálculos básicos que definen el balance entre la oferta y la demanda, considerando la capacidad de producción actual de 0.22.l/s, en condiciones en que la dotación de subsistencia es de 130 l/hab-día implicaría, que el operador especializado debe ampliar su producción, sectorizar la distribución del agua y reducir las pérdidas en el sistema, y aun así, suministrar la dotación demandada por la población. De acuerdo con lo anterior se puede observar que en el periodo cero (2006), se presenta déficit de la producción frente a la demanda.

8.1.2 Tubería de conducción. Para evaluar la capacidad del sistema de conducción, se utiliza la fórmula de Hazen-Williams⁹, como sigue

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785CJ^{0.54}} \right)^{1/2.63} \quad (\text{Ec.4})$$

Donde:

Q= Caudal medio en m³/s

C= coeficiente de fricción o rugosidad (100 tubería HF)

D= diámetro interno del tubo en m

J= Pérdida de carga en m/m

Para utilizar la formulación de Hazen - William, se tiene en cuenta los siguientes criterios

- Velocidad mínima en el tramo 0.45 m/s
- Velocidad máxima en el tramo 6.6 m/s
- Se asume una pérdida de carga de 1/10.000, dadas las condiciones del terreno, de acuerdo con lo anterior, se evalúa si se cumple la velocidad de flujo.

A partir de la ecuación de continuidad, se puede calcular el caudal máximo, para lo cual se asume un valor de velocidad máximo permitido según los criterios de diseño ya mencionados (6.6 m/s), así:

$$Q = V * A \quad (\text{Ec.5})$$

Donde

Q = caudal en m³/s

V = Velocidad en m/s

A = Área de la tubería m²

⁹ LOPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, "Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados", 104-105-107p

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

CARACTERÍSTICAS LÍNEA CONDUCCIÓN	CONDUCCIÓN
Caudal estimado actual (l/s)	0.19
Longitud (m)	1.500
Diámetro (pulgadas)	2
Material	PVC
Pérdidas de carga unitaria (m/m)	0,0044
Coefficiente rugosidad Hazen-Williams	100
Velocidad media (m/s)	1.83
Caudal máximo (l/s)	0.4

Tabla 3- Evaluación tubería de conducción

Como se observa en la tabla3, la velocidad media, se encuentra dentro del rango establecido anteriormente y el caudal calculado para la máxima velocidad permitida supera ampliamente el caudal actual.

8.1.3 Sistema de almacenamiento. La vereda cuenta con un sistema de almacenamiento el cual presenta un déficit, en relación con la necesidad de regulación de caudales de consumo y la necesidad de compensar el nivel de servicio de presión. Para calcular el déficit actual de almacenamiento, es necesario tener en cuenta los criterios del RAS, como sigue

- Regulación del caudal (Caudal Máximo Diario) que permita la continuidad del servicio durante 24 horas, atendiendo la demanda horaria de consumo.- Tener en cuenta las condiciones actuales de operación y la distribución de presiones en la red, las condiciones topográficas de la vereda (superficie ondulada, con elevaciones prominentes) y la disponibilidad del recurso hídrico.
- Estas condiciones influyen para que se considere la disposición de tanques adicionales o uno nuevo con la capacidad necesaria para compensar el volumen de consumo.
- El caudal máximo diario definido para el dimensionamiento del volumen de almacenamiento corresponde al caudal de diseño del año 2.031 (25 años es el periodo de diseño del proyecto). Es de 0.73 lps. El volumen del tanque

necesario para el año del proyecto será: 1/3 QMD suministrando agua las 24 horas: con lo anterior tenemos: un volumen de 21 m³ La capacidad actual de almacenamiento es de 6 m³

De acuerdo con los criterios descritos, el volumen de almacenamiento requerido en cada caso sería:

Sistema de Almacenamiento	Volumen Actual (m³)	Déficit proyectado (m³), Continuidad del Servicio 24 Horas	Déficit proyectado (m³), Continuidad del Servicio 12 Horas
Tanque Enterrado	6	21	10

Tabla 4 - Requerimientos de almacenamiento

Como se observa en la tabla, el déficit de almacenamiento es del 28.6%, de acuerdo con el parámetro del RAS de garantizar una continuidad del servicio las 24 horas.

8.1.4 Redes de distribución. La red de distribución tanto principal como secundaria, debe cumplir con los diámetros mínimos establecidos por el RAS, los cuales se han definido en función del nivel de complejidad del sistema, como se muestra en la siguiente tabla:

Nivel de Complejidad	Diámetro Mínimo Red Principal	Diámetro Mínimo Red Secundaria
Bajo	2.5"	1.5"
Medio	4"	2"
Medio Alto	6"	4" zona Com. E Ind., 2" Zona residencial.
Alto	12"	6" zona Com. E Ind., 3" Zona residencial.

Tabla 5- Diámetros internos mínimos de la red de acueducto

El nivel de complejidad actual del sistema es bajo, por lo tanto, la red matriz o principal debe ser de 2.5" y la red secundaria debe ser de 1.5".

En relación con la red secundaria, toda la tubería instalada es de 2", 1 ½", 1" de diámetro, lo cual indica que con respecto a los diámetros de 2 ½", 2", solamente se cumpliría con lo establecido por el RAS para la zona residencial. Sin embargo, se debe hacer reposición de los diámetros menores. En la vereda SAN JOSE ANGANOY, no se tienen establecidas zonas comerciales ni industriales, que impliquen un aumento del diámetro de red.

8.1.5 Determinación del nivel de complejidad del sistema. El RAS ha establecido, para todo el territorio nacional, los siguientes niveles de complejidad:

Nivel de Complejidad	Población en la zona urbana (hab.)	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

Tabla 6- Niveles de complejidad de los sistemas¹⁰

Como se observa, la asignación del nivel de complejidad del sistema, es función del número de habitantes del municipio en el casco urbano para el año del proyecto y de la capacidad económica de los usuarios.

Para definir el nivel de complejidad de la vereda SAN JOSE ANGANOY, según la población existente, se ha considerado la población que tendrá la zona al final del periodo de diseño escogido, , este periodo debe estar entre los 15 y 30 años, para este análisis se considerará 25 años, y como año de inicio del proyecto el 2006. Así la población será la que se proyecte para el año 2.031.

La población proyectada para el año 2.031 es de 135 habitantes, la cual es inferior a 2.500 habitantes. Por tanto, el nivel de complejidad por el parámetro de población y el de capacidad económica es el nivel **baja**.

¹⁰ REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO RAS – 2000,

8.1.6 Demanda acueducto. En este capítulo se resumen diferentes metodologías para la proyección de la población para los periodos de diseño de los diferentes elementos de los sistemas y para el periodo de diseño del esquema de negocio.

Inicialmente, y de acuerdo con las proyecciones de población del DANE, la población estimada de la vereda de SAN JOSE ANGANROY Briceño, para el año 2.031, es como se define a continuación:

Población Cabecera (2031)	Población Resto	Población Total (2031)
135		135

Tabla 7 - Población Vereda SAN JOSE ANGANROY – Corregimiento de Morasurco

La densidad poblacional, se expresa en habitantes por vivienda, y su valor en este estudio, se obtiene a partir de la relación entre la población estimada para el año 2031 según el DANE, y el número de predios de uso residencial existentes en el casco urbano, así se estima que:

Densidad Poblacional = Población Cabecera / No. de predios uso residencial¹
 Densidad Poblacional = 135 / 27 Predios = 5 Hab. /Viv.

Una proyección es más incierta a medida que crece el horizonte, sin embargo dadas las características del estudio se tomará como horizonte de proyección un período de veinticinco (25) años, el cual corresponde al período normal de diseño de sistemas de distribución, tanques de almacenamiento y plantas de tratamiento.

8.2 METODOLOGÍAS DE PROYECCIÓN

8.2.1 Método aritmético. Este método estima que la población aumenta con una tasa de crecimiento aritmético constante, es decir, que a la población del último censo se le adiciona un número fijo de habitantes para cada período en el futuro, lo cual gráficamente representa una línea recta, y supone un crecimiento negativo balanceado por mortalidad y la emigración. El crecimiento por período se puede obtener de los datos censales de los dos últimos censos practicados en la localidad.

Este método es aplicable a pequeñas localidades, en especial rurales y ciudades grandes con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de desarrollo futuro casi nulas.

El método se aplica utilizando la siguiente ecuación:

$$P_n = P_1 + n \frac{(P_1 - P_0)}{m} \quad (\text{Ec.6})$$

Donde:

P_n = Población en el año n

P_0 = Población en el censo 0

P_1 = Población en el censo 1

m = Período ínter censal entre los censos P_1 y P_0

n = Período entre el último censo y el año de proyección

Para el cálculo de la proyección por este método se tiene como datos iniciales:

Población año 2.006 = 82

Población año 2.002 = 75

8.2.2 Método geométrico. Este método se puede utilizar para algunas poblaciones, en especial para ciudades que no han alcanzado su desarrollo y crecen manteniendo un porcentaje uniforme obtenido en periodos pasados. La representación gráfica sería la de una curva de interés compuesto.

El método se aplica utilizando la siguiente ecuación:

$$P_n = P_0(1 + r)^n \quad (\text{Ec.7})$$

Donde:

P_n = Población en el año n

P_0 = Población en el año base

r = Tasa de crecimiento

n = número del periodo a proyectar

La tasa de crecimiento r utilizada para el cálculo de la proyección, será la tasa que resulte del cálculo de los censos de los años 2002 y 2006.

La tasa de crecimiento es:

$$r = \left(\frac{82}{75}\right)^{\left(\frac{1}{2006-2002}\right)} - 1 \quad (\text{Ec.8})$$

$$r=0.023$$

8.2.3 Proyección. Para la estimación de la población en el horizonte de proyección, se ha optado por utilizar el promedio entre los métodos Aritmético y el método geométrico, dadas las características de la vereda.

Año	Método Aritmético	Método Geométrico	Promedio
2006	82	82	82
2007	84	84	84
2008	86	86	86
2009	87	88	88
2010	89	90	90
2011	91	92	92
2012	93	94	94
2013	94	96	95
2014	96	98	97
2015	98	101	100
2016	100	103	102
2017	101	105	103
2018	103	108	106
2019	105	110	108
2020	107	113	110
2021	108	115	112
2022	110	118	114
2023	112	121	117
2024	114	123	119
2025	115	126	121
2026	117	129	123
2027	119	132	126
2028	121	135	128
2031	126	145	136

Tabla 8 - Población en la cabecera

8.2.4 Estimación de la demanda. A continuación se describe paso a paso la metodología utilizada, para la estimación de la demanda de agua de un sistema de acueducto. Inicialmente se presenta la metodología utilizada para la estimación de la demanda dada por las especificaciones del RAS, luego se presentan las demandas dadas por las diferentes características actuales de prestación del servicio y finalmente se presenta la demanda de un periodo de transición en el cual se busca mejorar las condiciones actuales del servicio.

Para efectos prácticos del ejercicio la estimación de la demanda con base en las especificaciones del RAS, se tomará como escenario de demanda máxima probable, ya que esta supone unas condiciones óptimas de prestación del servicio en cuanto a dotación por habitante, cobertura del servicio, pérdidas de sistemas de distribución, entre otras. Como demanda mínima probable se tomará la demanda mínima estimada para las condiciones actuales de prestación del servicio, y el escenario de transición se tomará como demanda media.

8.2.5 Demanda escenario alto. Para efectos del ejercicio el escenario alto de proyección de demanda, se tomará de la demanda del servicio dadas las características de la prestación (nivel de pérdidas, coberturas, dotaciones por habitante, etc.) contenidas en el RAS.

- **DOTACIÓN NETA**

La dotación neta es la cantidad de agua mínima que se requiere para satisfacer las necesidades básicas por habitante, y se determina dependiendo del nivel de complejidad de cada municipio. Esta dotación no tiene en cuenta las pérdidas del sistema. Para el caso de la vereda de SAN JOSE ANGANROY, la dotación neta es como sigue:

Nivel de complejidad del sistema	de	Dotación neta mínima (L/hab-día)	Dotación neta máxima (L/hab-día)
Bajo		100	150

Tabla 9 - Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema

- **EFFECTOS DEL CLIMA EN LA DOTACIÓN NETA**

Debido a las condiciones propias de las actividades del ser humano, entre mayor sea la temperatura, mayor será el consumo de agua. Por esto es necesario tener en cuenta el clima predominante en el municipio, para lo cual es necesario realizar ajustes en la dotación neta inicial como se muestra en la siguiente tabla:

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Mas de 28 °C)	Clima templado (Entre 20 °C y 28 °C)	Clima frío (Menos de 20 °C)
Bajo	+ 15%	+ 10%	No se admite Corrección por Clima
Medio	+ 15%	+ 10%	
Medio alto	+ 20 %	+ 15%	
Alto	+ 20 %	+ 15%	

Tabla 10 - Variación a la dotación neta según el clima

Por lo anterior, la dotación neta es de: 135.2 l/hab-día, con esta dotación se suministraría una dotación de consumo de aproximadamente 20.28 m³/mes usuario.

- **Pérdidas**

Las pérdidas que dependen del nivel de complejidad y las características propias de cada sistema son:

- **Pérdidas en la aducción**

Según el RAS, este nivel de pérdidas no debe ser superior al 5%.

- **Pérdidas de la planta de tratamiento**

Según normas del RAS, este nivel debe estar entre el 3% y el 5% del caudal medio diario.

- **Pérdidas de conducción**

Según normas del RAS, este debe ser inferior al 5%.

- **Pérdidas en redes de distribución**

Debido a la falta de registros sobre pérdidas técnicas, es necesario utilizar la Tabla 12, para estimar el nivel de pérdidas técnicas dependiendo del nivel de complejidad.

Nivel de complejidad del sistema	Porcentaje de pérdidas para el admisibles cálculo de la dotación bruta
Bajo	40%
Medio	30%
Medio alto	25%
Alto	20%

Tabla 11 - Porcentaje admisible de pérdidas técnicas

- **Dotación Bruta**

La dotación bruta se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$D = \frac{D_n}{(1 - lpt)} \quad (\text{Ec.9})$$

Donde:

Db = Dotación bruta

Dn = Dotación neta: (135.2 lps)

lpt = índice de pérdidas técnicas: (5%+5%+5%+25%=40%)

Aplicando esta ecuación la dotación bruta es de: 225.33 l/hab-día

- **Caudal medio diario**

Con base en la dotación bruta y la población en cada año, se estimó el caudal medio diario hasta el horizonte de proyección, para así compararlo con el caudal de producción año a año.

$$Q_{mdk} = \frac{(Db * Pk)}{86400} \quad (\text{Ec.10})$$

Donde:

Q_{mdk} = Caudal medio diario para el año k

P_k = Población en el año k

El caudal medio diario estimado para el año 2031 de acuerdo con los parámetros del RAS, considerando una cobertura del 100% es de 0.35 l/seg.

- **Caudal medio diario consumido**

Se estimó el caudal medio diario consumido al sustraerle las pérdidas de aducción, conducción, tratamiento y en redes de distribución al caudal medio diario.

$$Q_{mdck} = Q_{mdk} * (1 - Lpt - Lpa) \quad (\text{Ec.11})$$

Donde:

Q_{mdck} = Caudal medio diario consumido para el año k.

- **Caudal máximo diario**

El caudal máximo diario se estima basado en normas del RAS para el diseño de los sistemas captación, aducción, conducción, tratamiento y almacenamiento, y está dado por:

$$QMD = Q_{MD} K_1 \quad (\text{Ec.12})$$

Donde K_1 es el coeficiente consumo máximo diario, y depende del nivel de complejidad de cada localidad.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario – k_1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

Tabla 12 - Coeficiente de consumo máximo diario, k_1

QMD = 0.46 Lps (para el año de proyección)

- **Caudal máximo horario**

El caudal máximo horario se estima basado en normas del RAS para el diseño de las redes de distribución, y está dado por:

$$QMD = Q_{MD} K_2 \quad (\text{Ec.11})$$

Donde K_2 es el coeficiente consumo máximo horario, y depende del nivel de complejidad de cada localidad.

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	RED MENOR DE DISTRIBUCIÓN	RED SECUNDARIA	RED MATRIZ
Bajo	1.60	-	-
Medio	1.60	1.50	-
Medio alto	1.50	1.45	1.40
Alto	1.50	1.45	1.40

Tabla13 - Coeficiente de consumo máximo horario, k2

En la Tabla14 se presentan los diferentes caudales para el año 2031, según la metodología del RAS.

PARÁMETRO	CANTIDAD
Población (cabecera)	135
Qmd (l/s)	0.35
QMD (l/s)	0.46
QMH (l/s)	0.73

Tabla14 - Caudales según RAS

Los resultados de la proyección de demanda y de producción para el escenario Medio Alto, se presentan en la siguiente tabla:

AÑO	POBLACION	DOTACION	Qmd	QMD	QMH
		NETA	(lps)	(lps)	(lps)
2006	82.00	225.33	0.21	0.28	0.44
2007	84.00	225.33	0.22	0.28	0.46
2008	86.00	225.33	0.22	0.29	0.47
2009	88.00	225.33	0.23	0.30	0.48
2010	90.00	225.33	0.23	0.31	0.49
2011	92.00	225.33	0.24	0.31	0.50
2012	94.00	225.33	0.25	0.32	0.51
2015	100.00	225.33	0.26	0.34	0.54
2016	102.00	225.33	0.27	0.35	0.55
2021	112.00	225.33	0.29	0.38	0.61
2022	114.00	225.33	0.30	0.39	0.62
2023	117.00	225.33	0.31	0.40	0.63
2024	119.00	225.33	0.31	0.40	0.65
2025	121.00	225.33	0.32	0.41	0.66
2026	123.00	225.33	0.32	0.42	0.67
2027	126.00	225.33	0.33	0.43	0.68
2028	128.00	225.33	0.33	0.43	0.69
2029	130.00	225.33	0.34	0.44	0.71
2030	133.00	225.33	0.35	0.45	0.72
2031	136.00	225.33	0.35	0.46	0.74

Tabla 15 - Cálculo de la demanda año por año sin tener en cuenta la reducción de pérdidas.

8.2.6 Demanda escenario mínimo. Para el escenario de dotación mínima, se consideró un consumo básico de 20.28 m³/mes-usuario y se proyectó este consumo con base en que se mejora el nivel de servicio del sistema actual de acueducto para la vereda SAN JOSE ANGANROY, aumentando el nivel actual de la cobertura según lo especificado en el RAS, se estimó una disminución en el nivel de pérdidas actuales hasta acercarse a los niveles permitidos por el RAS.

8.2.7 Caudal de producción. Con base en el consumo por habitante atendido, una reducción en el nivel de pérdidas del sistema y con un incremento en la

cobertura, se estimó el caudal de producción necesario para mantener constante este consumo.

8.2.8 Caudal consumido. Se estimó el caudal consumido al sustraerle las pérdidas de aducción, conducción, tratamiento y en redes de distribución al caudal de producción.

$$Q_{ck} = Q_k * (1 - L_{pt} - L_{pa}) \quad (\text{Ec.13})$$

$$Q_{cK} = 1.00 \text{ lps}$$

Donde:

Q_{ck} = Caudal consumido para el año k

8.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DIFERENTES ESCENARIOS DE DEMANDA

En la Tabla 14 se presentan los resultados generales de la evolución de la demanda (dotación de consumo) y la producción requerida para satisfacer esa demanda en cada escenario.

En los resultados de los diferentes escenarios para la vereda SAN JOSE ANGANÓY, se observa que en el Escenario bajo, la Dotación de Consumo está por encima de la Dotación Mínima de subsistencia en un 50 % (10 m³/mes-usuario), en el mismo Escenario bajo, la producción requerida es la menor, esto está dado porque el RAS considera un IANC de solo el 20%, situación ideal pero poco real, debido a que el IANC que se logre reducir en la práctica en estas veredas como máximo llega a un 40%.

8.4 EVALUACION DEL PROYECTO: CONSTRUCCIÓN ACUEDUCTO VEREDA SAN FRANCISCO BRICEÑO

Los resultados de la evaluación del proyecto se presentan en la tabla 19.

Características línea conducción	Conducción
Caudal estimado actual (l/s)	0.40
Longitud (m)	1.400
Diámetro (pulgadas)	2
Material	PVC
Pérdidas de carga unitaria (m/m)	0,044
Coefficiente rugosidad Hazen-Williams	100
Velocidad media (m/s)	2.41
Caudal máximo (l/s)	214

Tabla 16 - Evaluación tubería de conducción

Como se observa en la tabla19, la velocidad media, se encuentra dentro del rango establecido anteriormente y el caudal calculado para la máxima velocidad permitida supera ampliamente el caudal actual.

8.4.1 Sistema de almacenamiento. El sistema de almacenamiento actual presenta un déficit, en relación con la necesidad de regulación de caudales de consumo y la necesidad de compensar el nivel de servicio de presión. Para calcular el déficit actual de almacenamiento, es necesario tener en cuenta los criterios del RAS, como sigue:

- Regulación del caudal (Caudal Máximo Diario) que permita la continuidad del servicio durante 24 horas, atendiendo la demanda horaria de consumo.- Tener en cuenta las condiciones actuales de operación y la distribución de presiones en la red, las condiciones topográficas de la vereda (superficie plana ondulada, sin elevaciones prominentes) y la disponibilidad del recurso hídrico.
- Estas condiciones influyen para que se considere la disposición de tanques adicionales para compensar el volumen de consumo.

- El caudal máximo diario definido para el dimensionamiento del volumen de almacenamiento corresponde al caudal de diseño del año 2.031 (25 años es el periodo de diseño del proyecto). Es de 1.00 lps. El volumen del tanque necesario para el año del proyecto será: 1/3 QMD suministrando agua las 24 horas: con lo anterior tenemos: un volumen de 29 M3.

La capacidad actual de almacenamiento es de 8 m³

De acuerdo con los criterios descritos, el volumen de almacenamiento requerido en cada caso sería:

Sistema de Almacenamiento	Volumen Actual (m³)	Déficit proyectado (m³), Continuidad del Servicio 24 Horas	Déficit proyectado (m³), Continuidad del Servicio 12 Horas
1. Tanque Enterrado	8	29	15

Tabla17 - Requerimientos de almacenamiento

Como se observa en la tabla, el déficit de almacenamiento es de aproximadamente el 72%, de acuerdo con el parámetro del RAS de garantizar una continuidad del servicio las 24 horas.

8.4.2 Redes de distribución. La red de distribución tanto principal como secundaria, debe cumplir con los diámetros mínimos establecidos por el RAS, los cuales se han definido en función del nivel de complejidad del sistema, como se muestra en la siguiente tabla:

Nivel de Complejidad	de Diámetro Principal	Mínimo	Red	Diámetro Secundaria	Mínimo	Red
Bajo		2.5"		1.5"		
Medio		4"		2"		
Medio Alto		6"		4" zona Com. E Ind., 2" Zona residencial.		
Alto		12"		6" zona Com. E Ind., 3" Zona residencial.		

Tabla 18 - Diámetros internos mínimos de la red de acueducto

El nivel de complejidad actual del sistema es bajo, por lo tanto, la red matriz o principal debe ser de 2.5" y la red secundaria debe ser de 1.5".

En relación con la red secundaria, toda la tubería instalada es de 2", 1 ½", 1" de diámetro, lo cual indica que con respecto a los diámetros de 2 ½", 2", solamente se cumpliría con lo establecido por el RAS para la zona residencial. Sin embargo, se debe hacer reposición de los diámetros menores. En la vereda San Francisco, no se tienen establecidas zonas comerciales ni industriales, que impliquen un aumento del diámetro de red.

8.4.3 Evaluación del sistema actual. Como se ha descrito anteriormente, las viviendas no cuentan con un sistema de recolección o colector principal de las aguas servidas, sino con pozos sépticos individuales, los cuales cada vivienda debe hacer su mantenimiento periódico.

8.4.4 Determinación del nivel de complejidad del sistema. El RAS ha establecido, para todo el territorio nacional, los siguientes niveles de complejidad:

Nivel de Complejidad	Población en la zona urbana (hab.)	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

Tabla19 - Niveles de complejidad de los sistemas

Como se observa, la asignación del nivel de complejidad del sistema, es función del número de habitantes del municipio en el casco urbano para el año del proyecto y de la capacidad económica de los usuarios.

Para definir el nivel de complejidad de la vereda San Francisco Briceño, según la población existente, se ha considerado la población que tendrá la zona al final del periodo de diseño escogido, , este periodo debe estar entre los 15 y 30 años, para este análisis se considerará 25 años, y como año de inicio del proyecto el 2006. Así la población será la que se proyecte para el año 2.031.

La población proyectada para el año 2.031 es de 295 habitantes, la cual es inferior a 2.500 habitantes. Por tanto, el nivel de complejidad por el parámetro de población y el de capacidad económica es el nivel **baja**.

8.4.5 Identificación y justificación del proyecto. Dentro del sector de agua potable y saneamiento básico de la vereda, se determina que en la actualidad se prestan los servicios públicos de recolección de basuras, suministro de agua y recolección de las aguas servidas.

Por ser el objeto y el alcance de esta consultoría, la consultora analizará y determinará las necesidades de los servicios de acueducto. Las condiciones en las cuales se presta actualmente los servicios son:

8.4.6 Sistema de acueducto. Prestación insuficiente en el servicio con respecto: a la continuidad (suministro de agua a la población 2 horas al día, 7 días a la semana), a la calidad del agua (no se aplica actualmente un buen proceso de desinfección) y baja cobertura del servicio (usuarios conectados al servicio 77%).

Deficiencia en la prestación del servicio respecto a la continuidad debido al déficit de almacenamiento del sistema y baja cobertura debido al mal diseño de las redes de distribución, ya que existen diferencias de presiones enormes entre diferentes puntos de la red, lo cual implica que en ciertos puntos haya demasiada presión y en otros exista presión muy baja.

8.4.7 Demanda acueducto. En este capítulo se resumen diferentes metodologías para la proyección de la población para los periodos de diseño de los diferentes elementos de los sistemas y para el periodo de diseño del esquema de negocio.

Inicialmente, y de acuerdo con las proyecciones de población del DANE, la población estimada de la vereda de San Francisco Briceño, para el año 2.031, es como se define a continuación:

Población Cabecera (2031)	Población Resto	Población Total (2031)
295		295

Tabla20 - Población Vereda San Francisco Briceño Alto – Corregimiento de Mapachico

La densidad poblacional, se expresa en habitantes por vivienda, y su valor en este estudio, se obtiene a partir de la relación entre la población estimada para

el año 2031 según el DANE, y el número de predios de uso residencial existentes en el casco urbano, así se estima que:

Densidad Poblacional = Población Cabecera / No. de predios uso residencial
 Densidad Poblacional = 295 / 59 Predios = 5 Hab. /Viv.

8.4.8 Horizonte de proyección. Una proyección es más incierta a medida que crece el horizonte, sin embargo dadas las características del estudio se tomará como horizonte de proyección un período de veinticinco (25) años, el cual corresponde al período normal de diseño de sistemas de distribución, tanques de almacenamiento y plantas de tratamiento.

8.4.9 Proyección. Para la estimación de la población en el horizonte de proyección, se ha optado por utilizar el promedio entre los métodos Aritmético y el método geométrico, dadas las características de la vereda.

Año	Método Aritmético	Método Geométrico	Promedio
2006	180	180	180
2007	183	184	184
2008	187	188	188
2009	191	192	192
2010	195	197	196
2011	199	201	200
2012	202	206	204
2013	206	210	209
2014	210	215	213
2015	214	220	217
2016	218	225	222
2017	221	230	226
2018	225	235	230
2019	229	241	235
2020	233	246	240
2021	237	252	244
2022	240	257	249
2023	244	263	254
2024	248	269	259
2025	252	275	264
2026	256	281	269
2027	259	288	274

Año	Método Aritmético	Método Geométrico	Promedio
2029	267	301	284
2030	271	308	289
2031	275	315	295

Tabla21 - Población en la cabecera

8.4.10 Estimación de la demanda. A continuación se describe paso a paso la metodología utilizada, para la estimación de la demanda de agua de un sistema de acueducto. Inicialmente se presenta la metodología utilizada para la estimación de la demanda dada por las especificaciones del RAS, luego se presentan las demandas dadas por las diferentes características actuales de prestación del servicio y finalmente se presenta la demanda de un periodo de transición en el cual se busca mejorar las condiciones actuales del servicio.

Para efectos prácticos del ejercicio la estimación de la demanda con base en las especificaciones del RAS, se tomará como escenario de demanda máxima probable, ya que esta supone unas condiciones óptimas de prestación del servicio en cuanto a dotación por habitante, cobertura del servicio, pérdidas de sistemas de distribución, entre otras. Como demanda mínima probable se tomará la demanda mínima estimada para las condiciones actuales de prestación del servicio, y el escenario de transición se tomará como demanda media.

8.4.11 Demanda escenario medio alto. Para efectos del ejercicio el escenario alto de proyección de demanda, se tomará de la demanda del servicio dadas las características de la prestación (nivel de pérdidas, coberturas, dotaciones por habitante, etc.) contenidas en el RAS.

- **Dotación neta**

La dotación neta es la cantidad de agua mínima que se requiere para satisfacer las necesidades básicas por habitante, y se determina dependiendo del nivel de complejidad de cada municipio. Esta dotación no tiene en cuenta las pérdidas del sistema. Para el caso de la vereda de San Francisco Briceño, la dotación neta es como sigue:

AÑO	POBLACION	DOTACION	Qmd	QMD	QMH
		NETA	(lps)	(lps)	(lps)
2006	180	225.33	0.47	0.61	0.98
2007	184	225.33	0.48	0.62	0.99
2010	196	225.33	0.51	0.66	1.06
2011	200	225.33	0.52	0.68	1.09
2012	204	225.33	0.53	0.69	1.10
2013	209	225.33	0.55	0.72	1.15
2014	213	225.33	0.56	0.72	1.15
2015	217	225.33	0.57	0.74	1.18
2016	222	225.33	0.58	0.75	1.20
2017	226	225.33	0.59	0.77	1.23
2018	230	225.33	0.60	0.78	1.25
2019	235	225.33	0.61	0.79	1.26
2020	240	225.33	0.63	0.82	1.31
2021	244	225.33	0.64	0.83	1.33
2022	249	225.33	0.65	0.85	1.36
2023	254	225.33	0.66	0.86	1.38
2024	259	225.33	0.68	0.89	1.42
2025	264	225.33	0.69	0.90	1.44
2026	269	225.33	0.70	0.91	1.46
2027	274	225.33	0.72	0.94	1.50
2028	279	225.33	0.73	0.95	1.52
2029	284	225.33	0.74	0.96	1.54
2030	289	225.33	0.75	0.98	1.57
2031	295	225.33	0.77	1.0	1.60

Tabla 22 - Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema

8.4.12 Análisis de Resultados de Los diferentes escenarios de demanda.

En la Tabla 22 se presentan los resultados generales de la evolución de la demanda (dotación de consumo) y la producción requerida para satisfacer esa demanda en cada escenario.

En los resultados de los diferentes escenarios para la vereda San Francisco Briceño, se observa que en el Escenario bajo, la Dotación de Consumo esta por encima de la Dotación Mínima de subsistencia en un 50 % (10 m³/mes-usuario),

en el mismo Escenario bajo, la producción requerida es la menor, esto es dado porque el RAS considera un IANC de solo el 20%, situación ideal pero poco real, debido a que el IANC que se logre reducir en la práctica en estos municipios como máximo llega a un 30%.

La producción actual que se le suministra actualmente a la vereda de San Francisco es 0.4 l/seg., producción menor en un 66 % a la que se requiere en el Escenario bajo de acuerdo con todos los parámetros del RAS.

8.5 EVALUACION DEL PROYECTO: MEJORAMIENTO DE ACUEDUCTO VEREDA SANTA LUCIA

8.5.1 Aspectos demográficos. Según el levantamiento ejecutado tenemos 258 habitantes distribuidos en 64 viviendas para efectos de la proyección de la población tuvimos en cuenta una tasa de crecimiento anual del 2%.

Según datos estadísticos emitidos por el DANE para la vereda se tiene el siguiente detalle:

Año	Población
2001	227
2006	258

Tabla 23 – Aspectos Demográficos

Taza de crecimiento para la vereda según los anteriores datos es del 2.6 % que es muy cercano al sugerido por las normas RAS para este tipo de población además no son muy representativos ya que no existe un registro continuo de datos por tal razón asumimos un promedio de tasa de crecimiento del 2%.

8.5.2 Condiciones sanitarias existentes

- Las excretas son evacuadas en pozos sépticos y en algunas viviendas se hacen a campo abierto.
- Sistemas de abastecimiento de agua: la población no cuenta con una estructura para almacenar agua.

8.5.3 Procedimiento general de diseño de los sistemas de acueducto.

Teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema optamos por clasificarlo en nivel bajo.

8.5.4 Justificación del proyecto y definición del alcance. El presente proyecto se justifica teniendo en cuenta que a pesar de tener algunas estructuras y red construida no ha sido posible el suministro de agua adecuado a los habitantes de la vereda siendo este factor muy importante en el desarrollo de las actividades diarias, con la optimización del mismo se pretende brindar un servicio adecuado a la población actualmente conectada e incluir personas que no se les ofrece el servicio actualmente.

8.5.5 Periodos de diseño para las estructuras según el nivel de complejidad.

Periodo de diseño de la captación de agua superficial.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

Período de diseño de las aducciones o conducciones.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

Período de diseño de tanques de almacenamiento y compensación

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo	20 años

Período de diseño de la red de distribución secundaria o red local

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

8.5.5 Descripción del proyecto. Tal como se ha aclarado en la descripción actual se hace necesaria la optimización de la red existente para tal efecto se han tomado las siguientes medidas:

- Bocatoma: En cuanto a esta estructura cumple con los requerimientos mínimos de uso que garanticen el suministro del fluido esta se encuentra ubicada en el K0+000 coordenadas 603659.71 N 985865.26 E y cota 2740 m.s.n.m.
- El aforo de esta quebrada no fue posible ya que el caudal que circula es muy grande y suficiente para abastecer la red por parte de Corponariño se tiene estimada una concesión de 4 lps suficiente para nuestro proyecto de optimización.
- En cuanto al desarenador existente no cumple con el área mínima de diseño por tal razón este trabajara como una gran cajilla de recolección y se construirá un nuevo desarenador que tiene las siguientes dimensiones:

ALTURA ÚTIL DEL DESARENADOR	(m)	1.2
ALTURA PARA ALMACENAMIENTO DE LODOS	(m)	0.2
PROFUNDIDAD DE LA TOLVA	(m)	0.2
ALTURA TOTAL DEL DESARENADOR	(m)	1.8
ANCHO	(m)	1.3
LARGO	(m)	4.6

- El tanque de almacenamiento se ubico en la abscisa K0+018.36 con una capacidad de almacenamiento de 35 m3.
- El tramo de adicción tiene una longitud de 2 m en tubería de 2" RDE 26 y la conducción tiene una longitud de 11.56 m distribuido en tubería de 2" RDE 26.
- La distribución tiene una longitud 7.843.30 m con diámetros que van de 2", 1" y ¾", se maneja un ramal principal y 2 ramales.
- La red principal se conserva según el trazo inicial debido a que el actual no garantiza el suministro a viviendas que están sobre la piezometrica actual.
- En el ramal 1 debe se debe instalar un tramo de K2+120.23 de tubería de 1" y ¾".

- En el ramal 2 se debe instalar un tramo de K2+593 de tubería de 1”.
- las domiciliarias se recomienda sean instaladas en su totalidad teniendo en cuenta que estas presentan deficiencias en la instalación produciendo perdidas en la red actual tiene una longitud 3.295.85 ml programadas en tubería de ½”.
- Se han programado la instalación de válvulas ventosas y purgas según la siguiente relación:

VENTOSAS. PRINCIPAL	PURGAS.	RAMAL
	K0+474.67	
K1+632.72	K1+758.83	1
K1+490.05	K1+281.71	2

- Para un mejor manejo de la red se proyectan instalar válvulas de corte en los ramales:

RAMAL	DIÁMETRO.
1	1”
2	1”

- En la abscisa K0+704 encontramos un paso a través de un canal en una longitud de 38 ml para atravesar este paso existen dos alternativas a.) Construcción de un viaducto que incrementaría los costos considerablemente teniendo en cuenta se propuso otra solución b.) Profundizar la tubería en el canal que permite realizar este trabajo en tiempo de verano y recubrirla con una viga de 30*30 en concreto reforzado para evitar su deterioro y posible arrastre.

Para una mejor comprensión y claridad de cualquier detalle favor remitirse a las memorias de calculo y a los planos para cada caso detalladas en el anexo C

8.6 EVALUACION DEL PROYECTO: OPTIMIZACION ACUEDUCTO PRADERA BAJO CORREGIMIENTO DE LA CALDERA

8.6.1 Aspectos demográficos. Según el levantamiento ejecutado tenemos 649 habitantes distribuidos en 142 viviendas para efectos de la proyección de la población tuvimos en cuenta una tasa de crecimiento anual del 2%.

Según datos estadísticos emitidos por el DANE para el corregimiento se tiene el siguiente detalle:

Año	Población
2005	2354
2006	2469

Tabla 24 – Aspectos Demográficos

Taza de crecimiento para la totalidad del corregimiento 4.88 % estos datos no son muy representativos ya que no existe un registro continuo de datos y por otra parte el fenómeno Galeras a ocasionado una gran diferencia en los valores estadísticos por tal razón asumimos un promedio de rata tasa de crecimiento del 2% recalcando que en el lugar por el mismo fenómeno la tendencia es evacuar algunos sectores que presentan problemas.

8.6.2 Posibles fuentes de abastecimiento. La fuente ubicada en del sitio denominado del finado Luciano presenta condiciones de seguridad ante la contaminación por material del volcán teniendo en cuenta que la Estudio de las distintas fuentes aprovechables (superficiales y subterráneas).

8.6.3 Procedimiento general de diseño de los sistemas de acueducto. Teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema optamos por clasificarlo en nivel bajo.

8.6.4 Periodos de diseño para las estructuras según el nivel de complejidad. Periodo de diseño de la captación de agua superficial.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

Período de diseño de las aducciones o conducciones.

Nivel de Complejidad del Sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

Período de diseño de tanques de almacenamiento y compensación

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo	20 años

Período de diseño de la red de distribución secundaria o red local

Nivel de complejidad del sistema	Período de diseño
Bajo	15 años

8.6.5 Descripción del proyecto. Tal como se ha aclarado en la descripción actual se hace necesaria la optimización de la red existente para tal efecto se han tomado las siguientes medidas:

- Bocatoma: En cuanto a esta estructura cumple con los requerimientos mínimos de uso que garanticen el suministro del fluido esta se encuentra ubicada en el K0+000 coordenadas 603659.71 N 985865.26 E y cota 2740 m.s.n.m.
- El aforo de esta quebrada no fue posible ya que el caudal que circula es muy grande y suficiente para abastecer la red por parte de corponariño se tiene estimada una concesión de 4 lps suficiente para nuestro proyecto de optimización. .
- En cuanto al desarenador existente no cumple con el área mínima de diseño por tal razón este trabajara como una gran cajilla de recolección y se construirá un nuevo desarenador que tiene las siguientes dimensiones:

ALTURA ÚTIL DEL DESARENADOR	(m)	1.2
BORDE LIBRE	(m)	0.2
ALTURA PARA ALMACENAMIENTO DE LODOS	(m)	0.2
PROFUNDIDAD DE LA TOLVA	(m)	0.2
ALTURA TOTAL DEL DESARENADOR	(m)	1.8
ANCHO	(m)	1.3
LARGO	(m)	4.6

- El tanque de almacenamiento se ubico en la abscisa K0+018.36 con una capacidad de almacenamiento de 35 m3.
- El tramo de adicción tiene una longitud de 2 m en tubería de 2" RDE 26 y la conducción tiene una longitud de 11.56 m distribuido en tubería de 2" RDE 26.
- La distribución tiene una longitud 7.843.30 m con diámetros que van de 2", 1" y ¾", se maneja un ramal principal y 2 ramales.
- La red principal se conserva según el trazo inicial debido a que el actual no garantiza el suministro a viviendas que están sobre la piezometrica actual.
- En el ramal 1 debe se debe instalar un tramo de K2+120.23 de tubería de 1" y ¾".
- En el ramal 2 se debe instalar un tramo de K2+593 de tubería de 1".
- las domiciliarias se recomienda sean instaladas en su totalidad teniendo en cuenta que estas presentan deficiencias en la instalación produciendo perdidas en la red actual tiene una longitud 3.295.85 ml programadas en tubería de ½".
- Se han programado la instalación de válvulas ventosas y purgas según la siguiente relación:

VENTOSAS.	PURGAS.	RAMAL PRINCIPAL
	K0+474.67	
K1+632.72	K1+758.83	1
K1+490.05	K1+281.71	2

- Para un mejor manejo de la red se proyectan instalar válvulas de corte en los ramales:

RAMAL	DIÁMETRO.
1	1"
2	1"

- En la abscisa K0+704 encontramos un paso a través de un canal en una longitud de 38 ml para atravesar este paso existen dos alternativas a.) Construcción de un viaducto que incrementaría los costos considerablemente teniendo en cuenta se propuso otra solución b.) Profundizar la tubería en el canal que permite realizar este trabajo en tiempo de verano y recubrirla con una viga de 30*30 en concreto reforzado para evitar su deterioro y posible arrastre.

Todos los cálculos se encuentran en el anexo D.

9 PLAN DE OBRAS E INVERSIONES DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTOS

Las actividades de optimización y ampliación incluyen las obras e inversiones a desarrollar en estudios, infraestructura y equipos, que permitan mejorar el nivel de servicio del sistema de Acueducto, acorde con los parámetros de cantidad, calidad, continuidad, cobertura y eficiencia, definidos como sigue:

- Aumento de la continuidad del servicio de Acueducto hacia todos los usuarios.
- Aumento de la cobertura de acueducto al 100 %, según el mínimo establecido por el Reglamento Técnico del Sector de Acueducto RAS, para este tipo de veredas.
- Suministro de agua con calidad potable
- Programa de medición a largo plazo del consumo de los usuarios
- Reducción gradual de pérdidas
- Optimización de las prácticas y costos operativos

Para efectos del proyecto, las actividades a desarrollarse se han dividido de la siguiente forma:

9.1 PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN

Incluye las obras e inversiones destinadas a mejorar la operación, la racionalización en el consumo, la rehabilitación de algún elemento en particular, el mantenimiento y/o la reposición de infraestructura; las cuales se deben realizar durante el primer año. Adicionalmente, el programa de optimización incluye los estudios que han de realizarse para obtener la información necesaria para adelantar dichas actividades, tales como el catastro de redes y usuarios, los estudios de capacidad hidráulica, estudios de operación de las redes de distribución, etc.

9.2 PROGRAMAS DE AMPLIACIÓN

Dentro del programa de inversión de obras para la ampliación de los sistemas, se considera la ejecución de obras de infraestructura, que permitan el incremento en la cobertura del servicio, acorde con un horizonte de proyección hacia el futuro y con un incremento en los niveles de calidad del servicio.

Se consideran en este programa de ampliación las obras que permitan el incremento en la producción de agua; se considera la construcción de una Bocatoma, un desarenador que permita un pre tratamiento de la calidad de agua, un Tanque de Abastecimiento, conducción, en el término no mayor a un año (1) año (año 2.007). En las tuberías de conducción, se tiene en cuenta su reposición por cumplir la vida útil y/o por no tener suficiente capacidad hidráulica; teniendo en cuenta que se debe implementar en forma paralela la instalación de conexiones domiciliarias y los sistemas de micro medición a largo plazo para el caso del acueducto.

Es importante resaltar que es necesario implementar en primera instancia las obras y programas que permitan la operación eficiente del sistema, la racionalización del consumo y la reducción de las perdidas en un tiempo prudencial y en porcentaje aceptable, para después si implementar las obras de ampliación del sistema acorde con la demanda real y de acuerdo con el crecimiento futuro de la población.

Además de las consideraciones expuestas, se han definido los criterios para la formulación del Plan de Obras e Inversiones, específicos para cada componente de los sistemas, como sigue:

En el caso de la vereda SAN JOSE ANGANOY, se tomó 25 años como periodo de diseño, para la estructuración del sistema.

- El incremento de la población es del 2.3% anual
- La densidad de población permanece constante en 5 hab/usuario
- En relación con la producción de agua, se ha diseñado un Plan de

Inversiones en el que se estima una dotación de 135.2 l/hab - día, dada por un consumo básico de 20.28 m³/mes - usuario

- Se ha estimado una reducción de pérdidas del cinco por ciento (5%) cada cinco años, hasta llegar al IANC del 25%.
- Para la ampliación de redes de distribución, se asume de acuerdo con el crecimiento de la demanda para mantener una cobertura real del 100%.

Las actividades de optimización y ampliación incluyen las obras e inversiones a desarrollar en estudios, infraestructura y equipos, que permitan mejorar el nivel de servicio del sistema de Acueducto, Alcantarillado y Aseo, acorde con los parámetros de cantidad, calidad, continuidad, cobertura y eficiencia, definidos como sigue:

Aumento de la continuidad del servicio de Acueducto hacia la parte alta, de 2 h/día a 24 h/día

Aumento de la cobertura de acueducto del 77% al 100 %, según el mínimo establecido por el Reglamento Técnico del Sector de Acueducto RAS, para este tipo de veredas.

- Suministro de agua con calidad potable
- Programa de medición a largo plazo del consumo de los usuarios
- Reducción gradual de pérdidas
- Optimización de las prácticas y costos operativos

Para efectos del proyecto, las actividades a desarrollarse se han dividido de la siguiente forma:

Dentro del programa de inversión de obras para la ampliación de los sistemas, se considera la ejecución de obras de infraestructura, que permitan el incremento en la cobertura del servicio, acorde con un horizonte de proyección hacia el futuro y con un incremento en los niveles de calidad del servicio.

Se consideran en este programa de ampliación las obras que permitan el incremento en la producción de agua; se considera la construcción de un nuevo tanque que permita la reducción en el déficit de almacenamiento en el término no mayor a un año (1) año (año 2.007). En las tuberías se tiene en cuenta su reposición por cumplir la vida útil y/o por no tener suficiente capacidad hidráulica, también se considera el suministro e instalación de tubería que permita la ampliación de la cobertura de las redes; teniendo en cuenta que se debe implementar en forma paralela la instalación de conexiones domiciliarias y los sistemas de micro medición a largo plazo para el caso del acueducto.

Es importante resaltar que es necesario implementar en primera instancia las obras y programas que permitan la operación eficiente del sistema, la racionalización del consumo y la reducción de las pérdidas en un tiempo prudencial y en porcentaje aceptable, para después si implementar las obras de ampliación del sistema acorde con la demanda real y de acuerdo con el crecimiento futuro de la población.

Además de las consideraciones expuestas, se han definido los criterios para la formulación del Plan de Obras e Inversiones, específicos para cada componente de los sistemas, como sigue:

En el caso de la vereda San Francisco Briceño, se tomó 25 años como periodo de diseño, para la estructuración del sistema.

El incremento de la población es del 2.26% anual la densidad de población permanece constante en 5 hab/usuario. En relación con la producción de agua, se ha diseñado un Plan de Inversiones en el que se estima una dotación de 135.2 l/hab - día, dada por un consumo básico de 22.53 m³/mes – usuario. Se ha estimado una reducción de pérdidas del cinco por ciento (5%) cada cinco años, hasta llegar al IANC del 25%. Para la ampliación de redes de distribución, se asume de acuerdo con el crecimiento de la demanda para mantener una cobertura real superior al 90%.

10 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN

Como se observa, en el programa de optimización de las redes, se considerará la ejecución de obras para la reposición y optimización de tubería, para la optimización del servicio de acueducto.

Adicionalmente, con los estudios de simulación hidráulica de la red y a la implementación de un plan de operación y distribución por sectores, con la instalación de un sistema de válvulas y accesorios. Esta actividad estará complementada por un programa para identificación de fugas, que permita la calibración adecuada del modelo y por ende, del control de las mismas.

Por otra parte, con base en los resultados del diagnóstico técnico del sistema, se estableció que en la actualidad la vereda no posee un catastro de usuarios actualizados. Por lo tanto, es indispensable mantener la información al día, de forma tal, que permita determinar el tipo de usuario, usuarios potenciales que no están actualmente conectados, el tipo de conexión, la legalidad de la conexión.

Con base en los resultados del diseño de redes y los estudios de simulación hidráulica del sistema, la red de distribución se debe sectorizar con el fin de aislar por sectores el servicio, en el caso de rotura de tuberías o para el suministro de agua a determinados sectores de la población, acorde con el estudio desarrollado por la consultoría.

10.1 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN

El programa de ampliación del sistema de acueducto incluye las siguientes obras:

ELEMENTO	OBRAS FÍSICAS
Bocatoma	Construcción Estructura
Desarenador	Construcción de la estructura
Conducción	Instalación de nueva tubería
Tanque de Abastecimiento.	Estructura Nueva
Red de Distribución	Instalación de tubería
Acometidas	Instalación de 27 acometidas

Tabla 25- Programa de ampliación del acueducto

En relación con el Plan de Obras de almacenamiento presentado en la Tabla 25, es preciso señalar consideraciones adicionales que se tuvieron en cuenta para su formulación.

Actualmente, el sistema presenta un déficit, en relación con la necesidad de regulación de caudales de consumo y la necesidad de compensar el nivel de servicio de presión. Para calcular el déficit actual de almacenamiento, se tuvieron en cuenta los criterios del RAS:

- Regulación del caudal (Caudal Máximo Diario) que permita la continuidad del servicio durante 24 horas, atendiendo la demanda máxima horaria de consumo.
- Se tienen en cuenta las condiciones actuales de operación de la red y la distribución de presiones en la red, las condiciones topográficas de la vereda (superficie ondulada, sin elevaciones prominentes) y la disponibilidad del recurso hídrico.
- El caudal máximo diario definido para el dimensionamiento del volumen de almacenamiento corresponde al caudal de diseño del año 2.031, porque la vida útil estimada para tanques de concreto es de 25 años.

La capacidad actual de almacenamiento es de 6 m³, mostrando un déficit en su capacidad.

10.2 ALTERNATIVA DE PLAN DE OBRAS E INVERSIONES

A partir de un análisis de sensibilidad técnico financiero, se plantea en el informe del Plan de Obras e Inversiones POI.

A partir de las consideraciones presentadas el Plan de Obras de acueducto, tanto de optimización como de ampliación, se presenta en las tablas siguientes:

10.3 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN

Las obras que se realizarán dentro del programa de optimización del sistema de acueducto, se presentan en la tabla 26 y 27.

ELEMENTO	OBRAS FÍSICAS
Captación Superficial	Ampliación del caudal de captación
Conducción	Instalación de tubería de conducción
Sectorización	Instalación de válvulas
Cobertura	Llegar a todos los usuarios
Almacenamiento	Construcción de un nuevo tanque
Pre tratamiento	Construcción de un Desarenador

Tabla26 - Programa de optimización del acueducto

10.4 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN

El programa de ampliación del sistema de acueducto incluye las siguientes obras.

ELEMENTO	OBRAS FÍSICAS
Bocatoma	Ampliación de captación e caudal
Desarenador	Construcción de nueva estructura
Conducción	Instalación de nueva tubería
Tanque de Abastecimiento.	Estructura Nueva
Red de Distribución	Instalación Nueva red
Acometidas	Instalación 107 Acometidas

Tabla 27 - Programa de ampliación del acueducto

Todos los cálculos para el diseño se encuentran en el anexo A, estos cálculos permitieron verificar y aprobar los diseños del consultor de ese proyecto, los cálculos *descritos en el anexo A fueron realizados dentro de toda la normatividad exigida por el gobierno municipal y con la supervisión de la secretaria de gestión y saneamiento ambiental.*

10.5 PROGRAMA DE OPTIMIZACIÓN

Las obras que se realizarán dentro del programa de optimización del sistema de acueducto, se presentan en la siguiente tabla:

Como se observa, en el programa de optimización de las redes, se considerará la ejecución de obras para la reposición y optimización de tubería, para la optimización del servicio de acueducto.

Adicionalmente, con los estudios de simulación hidráulica de la red y a la implementación de un plan de operación y distribución por sectores, con la instalación de un sistema de válvulas y accesorios. Esta actividad estará complementada por un programa para identificación de fugas, que permita la calibración adecuada del modelo y por ende, del control de las mismas.

Por otra parte, con base en los resultados del diagnóstico técnico del sistema, se estableció que en la actualidad la vereda no posee un catastro de usuarios actualizados. Por lo tanto, es indispensable mantener la información al día, de forma tal, que permita determinar el tipo de usuario, usuarios potenciales que no están actualmente conectados, el tipo de conexión, la legalidad de la conexión.

Con base en los resultados del diseño de redes y los estudios de simulación hidráulica del sistema, la red de distribución se debe sectorizar con el fin de aislar por sectores el servicio, en el caso de rotura de tuberías o para el suministro de agua a determinados sectores de la población, acorde con el estudio desarrollado por la consultoría.

10.6 PROGRAMA DE AMPLIACIÓN

El programa de ampliación del sistema de acueducto incluye las siguientes obras:

ELEMENTO	OBRAS FÍSICAS
Bocatoma	Ampliación de captación y caudal
Desarenador	Construcción de la estructura
Conducción	Instalación de nueva tubería
Cambio de redes	Instalación de nuevas redes de Acueducto
Tanque de Almacenamiento	Construcción de nueva estructura en concreto reforzado incluye aditamentos

Tabla 28 - Programa de ampliación del acueducto

En relación con el Plan de Obras de almacenamiento presentado en la Tabla 26, es preciso señalar consideraciones adicionales que se tuvieron en cuenta para su formulación.

Actualmente, el sistema presenta un déficit, en relación con la necesidad de regulación de caudales de consumo y la necesidad de compensar el nivel de servicio de presión. Para calcular el déficit actual de almacenamiento, se tuvieron en cuenta los criterios del RAS:

- Regulación del caudal (Caudal Máximo Diario) que permita la continuidad del servicio durante 24 horas, atendiendo la demanda máxima horaria de consumo.
- Se tienen en cuenta las condiciones actuales de operación de la red y la distribución de presiones en la red, las condiciones topográficas de la vereda (superficie plana ondulada, sin elevaciones prominentes) y la disponibilidad del recurso hídrico.
- El caudal máximo diario definido para el dimensionamiento del volumen de almacenamiento corresponde al caudal de diseño del año 2.031, porque la vida útil estimada para tanques de concreto es de 25 años.

La capacidad actual de almacenamiento es de 8 m³, contemplado en un tanque superficial.

Los cálculos referentes a este proyecto se presentan en el anexo B. Este proyecto no presenta ninguna discrepancia por parte del consultor y la secretaria de gestión y saneamiento ambiental.

CONCLUSIONES

Una buena planificación y organización de un proyecto determina el éxito de la misma ayudando a aprovechar los recursos y a disminuir los imprevistos.

Los estudios realizados a los diferentes proyectos, tanto en su parte técnica como presupuestal, dieron como resultado mejoras en el diseño inicial que se presento, estas mejoras están concertadas entre la **Secretaría de Gestión y Saneamiento Ambiental** y el consultor de cada estudio.

El proceso de evaluar nuevamente cada proyecto, estableció las prioridades de cada proyecto, optimizando así los recursos financieros.

Para la contratación de proyectos es de vital importancia haber concebido parámetros claros y presupuestos precisos, para no tener inconvenientes, con los entes que los financiaran, los resultados obtenidos permitieron establecer los ítems más importantes para la ejecución de cada proyecto.

El diseño de los diferentes componentes del acueducto de la vereda San Francisco Briceño garantiza presiones, caudales y el suministro de agua de manera continua, suficiente para que la población no se vea afectada desde el momento de la terminación hasta el final de la vida útil del acueducto. El diseño de este sistema comprende el dimensionamiento de la aducción, conducción, Bocatoma, desarenador y tanque de abastecimiento, la ubicación del tanque es único debido a la cota de la bocatoma y a la ubicación de las viviendas más críticas, esto determina en los primeros tramos de tuberías unas velocidades y unas presiones bajas, pero no hay otra alternativa de otra fuente ni ubicar la bocatoma ni el tanque a una cota mayor, puesto que el nacimiento del agua se encuentra a una diferencia de cotas muy pequeña entre el nacimiento de la fuente y las viviendas más altas. Se hace recomendación especial sobre el tramo inicial de la red donde el diámetro es de 3" (870 metros lineales), en el cual no se puede hacer ningún tipo de acometidas o derivaciones, esto debido a las bajas presiones y velocidades que se presentan en este tramo. Esta situación se presenta ante la imposibilidad de ampliar la cota de captación y ubicación de las estructuras como el tanque de abastecimiento, como es sabido en la zona no posee otra fuente de agua y la que existe nace en el punto donde

se hace la captación. Esto sumado a la topografía y ubicación de las viviendas no se podía plantear otra alternativa de solución para el suministro de agua

Los diagnósticos de las estructuras existentes de los diferentes acueductos determinaron las estructuras físicas que deben construirse en el periodo 2008 – 2009 optimizando al máximo los tiempos de ejecución.

RECOMENDACIONES

La fuente a abastecer el sistema de acueducto de la vereda, se llama Quebrada EL GUAICO, la fuente es producto de un nacimiento, y no hay posibilidad de otras fuentes en la zona.

El caudal de diseño para suplir las necesidades de la población es de 0.46 lps y el caudal concedido por CORPONARIÑO es de 0.40 lps. Se hizo solicitud a dicha entidad para que aumente el caudal de concesión, ya que la fuente posee un caudal suficiente para aumentar el caudal de captación.

Debido a la ubicación y el caudal que puede suministrar, estaría garantizando la continuidad de suministro de agua durante el periodo de diseño.

DIMENSIONAMIENTO DE REDES

El diseño de la conducción y de la red de acueducto garantiza el suministro de agua de manera continua y con la presión y caudal suficiente para que la población no se vea afectada desde el momento de la terminación de las obras hasta el periodo de diseño. El diseño de este sistema comprende el dimensionamiento de la aducción, conducción, Bocatoma, desarenador y tanque de abastecimiento, la ubicación del tanque es único debido a la cota de la bocatoma y a la ubicación de las viviendas más críticas, esto determina en los primeros tramos de tuberías unas velocidades y unas presiones bajas, pero no hay otra alternativa de otra fuente ni ubicar la bocatoma ni el tanque a una cota mayor, puesto que el nacimiento del agua se encuentra a una diferencia de cotas muy pequeña entre el nacimiento de la fuente y las viviendas más altas.

Se hace recomendación especial sobre el tramo inicial de la red (200 metros lineales), en el cual no se puede hacer ningún tipo de acometidas o derivaciones, esto debido a las bajas presiones y velocidades que se presentan en este tramo. Esta situación se presenta ante la imposibilidad de ampliar la cota de captación y ubicación de las estructuras como el tanque de abastecimiento, como es sabido en la zona no posee otra fuente de agua y la que existe nace en el punto donde se hace la captación. Esto sumado a la topografía y ubicación de las viviendas no se podía plantear más alternativas de solución para el suministro de agua.

SERVIDUMBRES

La tubería nueva que se va a instalar, conservará el alineamiento de la manguera negra de 2" que actualmente abastece a la población, por lo tanto la servidumbre ya esta generada y no había necesidad de solicitar permisos para el nuevo proyecto, pero se inscribieron unas actas de compromisos con los dueños de los predios por donde pasa la tubería y no hubo problemas al

firmarlos, considerando que el proyecto es para beneficio de toda la población. Y se comprometen a dar los permisos para la instalación o construcción de las estructuras del nuevo sistema.

VIABILIDAD TECNICA

De acuerdo al caudal y ubicación de la fuente, teniendo en cuenta que se hizo la solicitud de ampliación de caudal ante CORPONARÑO, La fuente presenta un caudal suficiente y permanente y garantizaría la continuidad del suministro de agua. Por lo tanto se puede dar un concepto favorable de viabilidad técnica.

VIABILIDAD JURIDICA

Con respecto a las servidumbres generadas por la construcción del sistema de acueducto o que afecten propiedades, bienes materiales a terceros por la ejecución del proyecto, no se presentaría problemas a nivel jurídico puesto que se conserva el antiguo alineamiento, pero los propietarios de los predios firmaron permisos para la instalación de la nueva tubería. Con respecto a lo anterior se puede decir que el proyecto no presentaría problemas a nivel jurídico, y se da un concepto de viabilidad jurídica.

VIABILIDAD AMBIENTAL

El nuevo sistema de acueducto con sus estructuras y tubería, no afectara ni genera impacto negativo con el entorno puesto que no hay zonas de cuidado como de peligros de erosiones o que se afecten reservas naturales, la instalación de la nueva tubería no afecta los sitios por donde pasa. Por lo anterior el proyecto se define como viable.

ANEXOS

1 ANEXO A. Cálculos Vereda Vista hermosa San José

CAPACIDAD HIDRAULICA

Población actual	82	Hab	
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Rata de Crecimiento r	0,0607	0,0607	0,0200
Consumo inicial (Lt/Hab/día)	150	150	130
%perdidas	0,4	0,4	0,4
K1	1,3	1,3	1,3
K2	1,6	1,6	1,6
Población Futura (Hab.)	198,00	266,00	135,00
Población Flotante (Hab.)	0	0	0
Población total (Hab.)	198,00	266,00	135,00
Usos Agrupados	6,00	6,00	5,20
Total Dotación Neta (Lts/Hab /día)	156,00	156,00	135,20
Dotación Bruta (Lt/Hab/día)	260,00	260,00	225,33
Caudal medio diario Qmd (Lt/s)	0,60	0,80	0,35
Caudal Máximo Diario QMD (Lt/s)	0,77	1,04	0,46
Caudal Máximo Horario QMH (Lt/s)	1,24	1,66	0,73

4.1 CAPTACION SUPERFICIAL			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	0,82	1,10	0,92

4.2 DESARENADOR			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	0,82	1,10	0,46

4.3 ADUCCION Y CONDUCCION			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	0,77	1,04	0,46

4.4 TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,24	1,66	0,46

4.5 REDES DE DISTRIBUCION			
RED SECUNDARIA			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,24	1,66	0,73

RED TERCIARIA			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,24	1,66	0,73

CALCULO DE LA CAPTACION

DATOS

QMD t	0,46 LPS	0,000 m ³ /s
Qmin	0,5 LPS	0,001 m ³ /s
Qmed	4 LPS	0,004 m ³ /s
Qmax	10 LPS	0,010 m ³ /s
Qdiseño	0,92 LPS	0,001 m ³ /s
Cap. Hidraulica de Capta.	0,46 LPS	0,000 m ³ /s
Diam barras (t)	0,5 pulg	0,0125 m
Espaciamiento (a)	3 cm	0,03 m
Ancho de captación	0,6 m	

pendiente canal (S)	6 %
Inclinacion Rejilla	20 %
altura libre del canal	0,1 m

Cotas

Cota lecho del rio	2818,51 m
Cota rejilla	2819,35 m
Cota camara de quiebre	2817,31 m
Cota tuberia de desague	2818,5 m

DISEÑO DE REJILLA (METODO DE VELOCIDADES)

Vel. Paso = 0,15 m/s

Asumimos la longitud de la rejilla L= 0,22 m K= 1,5
C= 0,9

$$H_{min} = (Q_{min}/K*L)^{2/3}$$

$$H_{min} = 0,013 \quad \text{aprox} = 0,010 \text{ m}$$

$$V_h = \frac{Q_m}{A} = \frac{Q_m}{L*H} =$$

Velocidad Horizontal 0,23 m/s

$$\text{Eficiencia (e)} = a/(a+t) = 0,706$$

$$X_S = 0.36 * V^{2/3} + 0.6 * H^{4/7} =$$

Longitud de la rejilla = 0,177 = 0,180 m

Se calcula el ancho de la rejilla mediante la expresión

$$L = Q / (C * B * E * V_p)$$

L = 0,05 m

Por seguridad se amplía el ancho B en 1.2 veces para prevenir atascamiento y obstrucciones

B = 0,22 m

Dimensiones (utiles) Rejilla	B= 0,22 m	L= 0,05 m
------------------------------	-----------	-----------

B minimo = 0,2 m

Como el número de barrotes es igual al numero de orificios tenemos:

Numero de barrotes N = 5,082 = 5 barrotes

5 barrotes con espaciamento de centro a centro = 4,25 cm

en los extremos se espaciaron = 0,01675 m = 1,7 cm

VERTEDEROS

Calculo del vertedero de rebose:

$$H_{med} = \left(\frac{Q_{med}}{K * L} \right)^{2/3}$$

Hmed = 0,1322 aprox = 0,1300 m

Calculo del vertedero de crecida:

$$Q_{crecida} = K * (m - L) * h^{3/2} + K * L * (H_{med} + h)^{3/2}$$

Asumiendo h en metros

$$h = \frac{Q_{crecida}}{0,010} = 0,03 \text{ m3/seg}$$

Como el caudal de crecida es aproximado al caudal maximo se adopta el h asumida:

Calculo del nivel minimo:

$$H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{K * L} \right)^{2/3}$$

$$H_{min} = 0,033 \quad \text{aprox} = 0,03 \text{ m}$$

Cotas importantes:

Cota lecho dell rio	2818,51 m
Cota de la rejilla	2819,35 m
Cota nivel min del rio	2819,38 m
Cota nivel med del rio	2819,48 m
Cota nivel max del rio	2819,51 m
Cota corona del muro	2819,81 m

Calculo de la estructura de amortiguación

Hd	0,03 m	
H	0,97 m	
H/Hd	32,33	> 1.33 El efecto de la velocidad es despreciable
V=	0,40 m/seg	
Yc=	0,02 m	
Vc=	0,49 m/seg	

Calculo del perfil del

aliviadero

TABLA DE PENDIENTE DE CARGA AGUAS ARRIBA

K 2,00
 n 1,85
 $X^n = 0,102 * Y$
 $Y = 9,85 * X^{1,85}$

X mts	0	0,10	0,200	0,300	0,400	0,5
Y mts	0,00	0,14	0,50	1,06	1,81	2,73
X mts	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
Y mts	3,83	5,09	6,52	8,11	9,85	

diseño pozo de amortiguación

Z= 1,00

$$V_1 = \sqrt{2 * g * (Z - .5 * h)}$$

V1= 4,40 mts/seg

$$Y_1 = \frac{Q_{max}}{V_1 * B}$$

Y1= 0,004 m

numero de froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Y_1}}$$

Fr 22,80

altura del diente del dique del pozo de amortiguación

figura Fr h/Y1 8,00

h 0,03 mts

$$2.667 * Fr^2 * \left(1 + \frac{h}{Y_2}\right) = \left(\frac{Y_2 - h}{Y_1}\right)^3$$

tanteo para Y2 0,07752 0,12033807 mts 0,08 m

$$Y_3 \leq \left(\frac{2 * Y_2 + h}{3}\right)^{1/28} \quad 1928$$

Y3= 0,06 mts

longitud pozo amortiguación

$$L_j = 6.9 * (Y_2 - Y_1)$$

Lj= 0,51 mts

Calculo canal
recolección

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g * B^2}}$$

$$V_c = \sqrt{g * Y_c}$$

Yc= 0,012 m

Vc= 0,35 mts/seg

altura del agua al final del canal
recolector

$$H_l = 1.1 * Y_c$$

Hl= 0,01 m

calculo al altura de agua al inicio del canal recolector

S (pendiente del canal
asumida)=

6,00

L' (longutitud del
canal) =

0,43 m

$$H_o = \left(\left(2 * \frac{Y_c^3}{H_L} + \left(H_L - \frac{L * S}{3} \right)^2 \right)^{0.5} - \frac{2 * L * S}{3} \right)$$

Ho= 0,000 m

$$V_L = \frac{Q_D}{H_L * B}$$

VI= 0,31 < 0,346 regimen laminar

cota de la lamina de agua al inicio del canal recolector

2819,24 mts

cota del fondo al inicio del canal
recolector

2819,24 mts

cota fondo final del canal recolector

2819,21 mts

calculo de la caja de derivación

cámara de recolección

$$X_s = 0.3 * V_L^{2/3} + 0.6 * H_L^{4/7}$$

Xs= 0,22 mts

tomamos Xs=

por condiciones de trabajo
y limpieza

vertedero de excesos

0,80

Qmin>Qd capt 0,5 > 0,9154166
 Qexcesos 0,46 lts/seg 7 lts/seg
 k= 1.84 veeteder de pared delgada 1,84

$$H = \left(\frac{Q_{exc}}{K * L} \right)^{2/3}$$

h= 0,01 mts
 cotas nivel de aguas minimo en la caja 2819,11 mts

Vertedero Triangular

Area = 0,0080 m2 80,00 cm2
 Base = 16,00 cm
 Altura = 10,00 cm

cota cresta del vertedero en la caja 2819,15 mts

C= 0,50

$$Q = C * A * e\sqrt{2 * g * H}$$

Q= 0,007 mts3/seg
 V=Q/A 0,89 mts/seg

$$K_{HT} = k * \frac{V^2}{2 * g} \quad 0,50$$

HT= 0,02 mts
 cota de nivel de aguas maximo en la caja 2819,49 mts

Colocacion tubo salida al desarenador y calculo del diametro

diseño de la conducción tramo Bc-desarenador				
Absisa salida bocatoma			0,00	
abcisa			125,00	
Longitud del tramo			125	m
L corregida =			126,00	m
% de pendiente			1,01	
Qd=			0,00046	m3/s
Accesorios		Cantidad	K	Cant*K

Salida	1	0,5	0,5
Valvula compuerta abierta	0	0,19	0
Union	1	0,3	0,3
Entrada	1	1	1
Sumatoria			1,8

Cota de salida		2819,11	m
Cota final		2817,45	m
Cabeza inicial		1,664	m
Cabeza requerida		0,000	m
Cabeza disponible		1,66	m
Carga disponible:	$j = h/l$	0,0132	m
Viscocidad para 11 °C		1,2725E-06	M2/s
Ks		0,0000015	M2/s

CALCULO DEL DIAMETRO

C1	C2	f Asumido	D calculado	Re (c1,c2)
0,00000	458,0	0,0284	0,03267	14019,6856
Proceso Iterativo		Primera parte de la ecuación =		5,9369
asuma f y compare		Segunda parte de la ecuación =		5,9369
Datos importantes				
Diametro (m)	Diámetro (pulg)	Diametro comercial (pulg)		
0,03267	1,30	2,0		

Diametro Nom.	2,0	Pulg	
RDE	21		
Diámetro	0,05500	m	
Area	0,00238	m2	
Qd =	0,00046	m3/s	
V =	0,19265	m/s	
Re =	8326,81		
f asumido	0,03248		
Proceso Iterativo		Primera parte de la ecuación =	5,549
		Segunda parte de la ecuación =	5,549

J (m/m)	0,0011
V ² /(2*g)	0,0019

Verificación de pérdidas

Tramo de	2,0 pulgadas
Kt=	1,8000
Hm=	0,0034

Perdidas totales menores:	0,0034
---------------------------	--------

Comprobación	CABEZA DISPONIBLE =		1,66
L*j=	0,14		
Hm=	0,0034		
SUMATORIA =			0,14 OK

Presión del tramo
 = 1,52 m
 cota piezometrica en
 desarenador 2818,97 m

Altura del nivel de agua sobre el tubo de salida
hs = 0,004 mts

Por seguridad hs = 0,030 = 0,03 m

Cota del tubo en la caja = 2819,01 mts

Calculo del caudal con nivel de crecida:

H1 = 2,18 mts

Se supone un Q mayor que Qd Qasumido = 5,007 LPS con diametro 2,0

(Pulgadas)

Q asumido= 5,007 LPS
Tuberia PVC C= 150

J (m/100m)=	10,8083
-------------	---------

Vi ² /2g	0,3114
---------------------	--------

H_f = 13,62 mts

H_v = 0,56 mts

m = 14,18

H₁ = 2,18 mts

14,18 = 2,18

El valor que mas se aproxima por defecto es: 5,007 LPS

Qexcesos = 4,55 LPS

Cota fondo de la cajilla 2818,86 mts

Calculo del Desague:

c 0,50

Q_c= 0,006 m³/seg

Q_{exc} 0,006 m³/seg

h_{exc} 0,02 mts

V_{exc} 0,26 m/seg

X_s= 0,21 m

XS= 0,51 m

K 1,84

L 1,2

Calculo del diametro de desague:

Cota del punto de desague 2818,5 m

Longitud de desague 5 m

J = 7,3 %

Diametro = 0,06 m
2,34 pulgadas

Diamtro = 2"

2 ANEXO B. Cálculos Vereda San Francisco Briceño

CAPACIDAD HIDRAULICA

Población actual	180	Hab	
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Rata de Crecimiento r	0,0607	0,0607	0,0200
Consumo inicial (Lt/Hab/día)	150	150	130
%perdidas	0,4	0,4	0,4
K1	1,3	1,3	1,3
K2	1,6	1,6	1,6
Población Futura (Hab.)	435,00	585,00	295,00
Población Flotante (Hab.)	0	0	0
Población total (Hab.)	435,00	585,00	295,00
Usos Agrupados	6,00	6,00	5,20
Total Dotación Neta (Lts/Hab /día)	156,00	156,00	135,20
Dotación Bruta (Lt/Hab/día)	260,00	260,00	225,33
Caudal medio diario Qmd (Lt/s)	1,31	1,76	0,77
Caudal Máximo Diario QMD (Lt/s)	1,70	2,29	1,00
Caudal Máximo Horario QMH (Lt/s)	2,72	3,66	1,60

4.1 CAPTACION SUPERFICIAL			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,81	2,43	2,00

4.2 DESARENADOR			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,81	2,43	1,00

4.3 ADUCCION Y CONDUCCION			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	1,70	2,29	1,00

4.4 TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	2,72	3,66	1,60

4.5 REDES DE DISTRIBUCION			
RED SECUNDARIA			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	2,72	3,66	1,00

RED TERCIARIA			
Período de Diseño (Años)	15	20	25
Capacidad Hidráulica (Lt/s)	2,72	3,66	1,00

CALCULO DE LA CAPTACION

DATOS

QMD t	0,46 LPS	0,000 m ³ /s
Qmin	0,5 LPS	0,001 m ³ /s
Qmed	4 LPS	0,004 m ³ /s
Qmax	10 LPS	0,010 m ³ /s
Qdiseño	0,92 LPS	0,001 m ³ /s
Cap. Hidraulica de Capta.	0,46 LPS	0,000 m ³ /s
Diam barras (t)	0,5 pulg	0,0125 m
Espaciamiento (a)	3 cm	0,03 m
Ancho de captación	0,6 m	

pendiente canal (S)	6 %
Inclinacion Rejilla	20 %
altura libre del canal	0,1 m

Cotas

Cota lecho del rio	2818,51 m
Cota rejilla	2819,35 m
Cota camara de quiebre	2817,31 m
Cota tubería de desague	2818,5 m

DISEÑO DE REJILLA (METODO DE VELOCIDADES)

Vel. Paso = 0,15 m/s

Asumimos la longitud de la rejilla

L= 0,22 m

K= 1,5
6
C= 0,9

$$H_{min} = (Q_{min}/K*L)^{2/3}$$

$$H_{min} = 0,013$$

aprox= 0,010 m

$$V_h = \frac{Q_m}{A} = \frac{Q_m}{L*H} =$$

Velocidad Horizontal

0,23 m/s

$$\text{Eficiencia } (\epsilon) = a/(a+t) =$$

0,706

$$X_S = 0.36 * V^{2/3} + 0.6 * H^{4/7} =$$

Longitud de la rejilla = 0,177 = 0,180 m

Se calcula el ancho de la rejilla mediante la expresión

$$L = Q / (C * B * E * V_p)$$

L = 0,05 m

Por seguridad se amplía el ancho B en 1.2 veces para prever atascamiento y obstrucciones

B = 0,22 m

Dimensiones (utiles) Rejilla	B= 0,22 m	L= 0,05 m
------------------------------	-----------	-----------

B minimo = 0,2 m

Como el número de barrotes es igual al numero de orificios tenemos:

Numero de barrotes N = 5,082 = 5 barrote

5 barrotes con espaciamiento de centro a centro = 4,25 cm

en los extremos se espaciaron = 0,01675 m = 1,7 cm

VERTEDEROS

Calculo del vertedero de rebose:

$$H_{med} = \left(\frac{Q_{med}}{K * L} \right)^{2/3}$$

Hmed = 0,1322 aprox = 0,1300 m

Calculo del vertedero de crecida:

$$Q_{crecida} = K * (m - L) * h^{3/2} + K * L * (H_{med} + h)^{3/2}$$

Asumiendo h en metros

$$h = \frac{Q_{crecida}}{0,010} = 0,03 \text{ m3/seg}$$

Como el caudal de crecida es aproximado al caudal maximo se adopta el h asumida:

Calculo del nivel minimo:

$$H_{min} = \left(\frac{Q_{min}}{K * L} \right)^{2/3}$$

$$H_{min} = 0,033 \quad \text{aprox} = 0,03 \text{ m}$$

Cotas importantes:

Cota lecho dell rio	2818,51 m
Cota de la rejilla	2819,35 m
Cota nivel min del rio	2819,38 m
Cota nivel med del rio	2819,48 m
Cota nivel max del rio	2819,51 m
Cota corona del muro	2819,81 m

Calculo de la estructura de amortiguación

Hd	0,03 m
H	0,97 m
H/Hd	32,33
V=	0,40 m/seg
Yc=	0,02 m
Vc=	0,49 m/seg

1.33 El efecto de la velocidad es despreciable

Calculo del perfil del aliviadero

TABLA DE PENDIENTE DE CARGA AGUAS ARRIBA

K 2,00
 n 1,85
 X^n= 0,102 *Y
 Y= 9,85 *X^1,85

X mts	0	0,10	0,200	0,300	0,400	0,5
Y mts	0,00	0,14	0,50	1,06	1,81	2,73
X mts	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
Y mts	3,83	5,09	6,52	8,11	9,85	

diseño pozo de amortiguación

Z= 1,00

$$V_1 = \sqrt{2 * g * (Z - .5 * h)}$$

V1= 4,40 mts/seg

$$Y_1 = \frac{Q_{max}}{V_1 * B}$$

Y1= 0,004 m

numero de froude

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * Y_1}}$$

Fr 22,80

altura del diente del dique del pozo de amortiguación

figura Fr h/Y1 8,00

h 0,03 mts

$$2.667 * Fr^2 * \left(1 + \frac{h}{Y_2}\right) = \left(\frac{Y_2 - h}{Y_1}\right)^3$$

tanteo para Y2 0,07752 0,12033807 mts 0,08 m

$$Y_3 \leq \left(\frac{2 * Y_2 + h}{3}\right) 1928 \quad 1928$$

Y3= 0,06 mts

longitud pozo amortiguación

$$L_j = 6.9 * (Y_2 - Y_1)$$

Lj= 0,51 mts

**Calculo canal
recolección**

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{Q_{max}^2}{g * B^2}}$$

Yc= 0,012 m

$$V_c = \sqrt{g * Y_c}$$

Vc= 0,35 mts/seg

altura del agua al final del canal
recolector

$$H_l = 1.1 * Y_c$$

Hl= 0,01 m

calculo al altura de agua al inicio del canal recolector

S (pendiente del canal

asumida)=

6,00

L' (longitud del

canal) =

0,43 m

$$H_o = \left(\left(2 * \frac{Y_c^3}{H_L} + \left(H_L - \frac{L * S}{3} \right)^2 \right)^{0.5} - \frac{2 * L * S}{3} \right)$$

Ho= 0,000 m

$$V_L = \frac{Q_D}{H_L * B}$$

VI= 0,31 < 0,346 regimen laminar

cota de la lamina de agua al inicio del canal recolector

2819,24 mts

cota del fondo al inicio del canal

recolector

2819,24 mts

cota fondo final del canal recolector

2819,21 mts

calculo de la caja de derivación

cámara de recolección

$$X_s = 0.3 * V_L^{2/3} + 0.6 * H_L^{4/7}$$

Xs= 0,22 mts

por condiciones de trabajo
y limpieza

tomamos Xs=

0,80

vertedero de excesos

Qmin>Qd capt

0,5 > 0,9154166 lts/seg

Qexcesos 0,46 lts/seg
k= 1.84 vertedero de pared delgada 1,84

$$H = \left(\frac{Q_{exc}}{K * L} \right)^{2/3}$$

h= 0,01 mts
cotas nivel de aguas minimo en la caja 2819,11 mts

Vertedero Triangular

Area = 0,0080 m² 80,00 cm²
Base = 16,00 cm
Altura = 10,00 cm

cota cresta del vertedero en la caja 2819,15 mts

C= 0,50

$$Q = C * A * e\sqrt{2 * g * H}$$

Q= 0,007 mts³/seg
V=Q/A 0,89 mts/seg

K_{HT} = k * $\frac{V^2}{2 * g}$ 0,50

HT= 0,02 mts
cota de nivel de aguas maximo en la caja 2819,49 mts

Colocacion tubo salida al desarenador y calculo del diametro

diseño de la conducción tramo Bc-desarenador				
Absisa salida bocatoma			0,00	
abcisa			125,00	
Longitud del tramo			125	m
L corregida =			126,00	m
% de pendiente			1,01	
Qd=			0,00046	m ³ /s
Accesorios		Cantidad	K	Cant*K

Salida		1	0,5	0,5
Valvula compuerta abierta		0	0,19	0
Union		1	0,3	0,3
Entrada		1	1	1
Sumatoria				1,8

Cota de salida			2819,11	m
Cota final			2817,45	m
Cabeza inicial			1,664	m
Cabeza requerida			0,000	m
Cabeza disponible			1,66	m
Carga disponible:	$j = h/l$		0,0132	m
Viscocidad para 11 °C			1,2725E-06	M2/s
Ks			0,0000015	M2/s

CALCULO DEL DIAMETRO

C1	C2	f Asumido	D calculado	Re (c1,c2)
0,00000	458,0	0,0284	0,03267	14019,6856
Proceso Iterativo asuma f y compare		Primera parte de la ecuación =		5,9369
		Segunda parte de la ecuación =		5,9369
Datos importantes				
Diametro (m)	Diámetro (pulg)	Diametro comercial (pulg)		
0,03267	1,30	2,0		

Diametro Nom.	2,0	Pulg	
RDE	21		
Diámetro	0,05500	m	
Area	0,00238	m2	
Qd =	0,00046	m3/s	
V =	0,19265	m/s	
Re =	8326,81		
f asumido	0,03248		
Proceso Iterativo		Primera parte de la ecuación =	5,549
		Segunda parte de la ecuación =	5,549

J (m/m)	0,0011
V ² /(2*g)	0,0019

Verificación de pérdidas

Tramo de	2,0 pulgadas
Kt=	1,8000
Hm=	0,0034

Perdidas totales menores:	0,0034
---------------------------	--------

Comprobación	CABEZA DISPONIBLE =		1,66
L*j=	0,14		
Hm=	0,0034		
SUMATORIA =			0,14 OK

Presión del tramo
 = 1,52 m
 cota piezometrica en
 desarenador 2818,97 m

Altura del nivel de agua sobre el tubo de salida
hs = 0,004 mts

Por seguridad hs = 0,030 = 0,03 m

Cota del tubo en la caja = 2819,01 mts

Calculo del caudal con nivel de crecida:

H1 = 2,18 mts

Se supone un Q mayor que Qd Qasumido = 5,007 LPS con diametro (Pulgadas) 2,0

Q asumido= 5,007 LPS
 Tubería PVC C= 150

J (m/100m)=	10,8083
-------------	---------

Vi ² /2g	0,3114
---------------------	--------

H_f = 13,62 mts
 H_v = 0,56 mts
 m = 14,18

H₁ = 2,18 mts

14,18 = 2,18

El valor que mas se aproxima por defecto es: 5,007 LPS

Qexcesos = 4,55 LPS

Cota fondo de la cajilla 2818,86 mts

Calculo del Desague:

c	0,50		
Q _c =	0,006 m ³ /seg		
Q _{exc}	0,006 m ³ /seg	K	1,84
h _{exc}	0,02 mts	L	1,2
V _{exc}	0,26 m/seg		
X _s =	0,21 m		
X_S=	0,51 m		

Calculo del diametro de desague:

Cota del punto de desague 2818,5 m
 Longitud de desague 5 m

J = 7,3 %

Diametro = 0,06 m
 2,34 pulgadas

Diamtro = 2"

3 ANEXO C. Cálculos Vereda Santa Lucia

MUNICIPIO: PASTO
 LOCALIDAD: SANTA LUCIA
 DISEÑO Y CÁLCULO DEL SISTEMA DE ABASTO DE AGUA

1. GENERALIDADES

1.1 DEFINICIÓN DE NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL PROYECTO

POBLACIÓN ACTUAL	258
POBLACIÓN FUTURA 20 AÑOS	383
NIVEL DE COMPLEJIDAD	BAJO
CAPACIDAD ECONÓMICA USUARIOS	BAJA

CALCULO DE POBLACIÓN, DOTACIONES Y CAUDALES

1.2 POBLACIÓN PROYECTADA

TASA DE CRECIMIENTO

4 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

donde	Pf:	población futura
	Puc:	población actual
	r :	tasa de crecimiento
	Tf:	año final periodo de diseño
	Tac:	año actual periodo de diseño

TASA DE CRECIMIENTO ANUAL	2,0%
PERIODO DE DISEÑO ACUEDUCTO	15 AÑOS
PERIODO DE DISEÑO TANQUE	20 AÑOS

POBLACIÓN	ACTUAL	15 AÑOS	20 AÑOS	
Habitantes		258	347	383
Escuela		15	20	22

1.3 DOTACIONES

CONSUMO	NETA	DOTACIÓN BRUTA	
litros/hab-día	150	200,0	
litros/est-día	80	106,7	

1.3 CAUDALES DE DISEÑO

COEFICIENTE DE QMD k1	1,3
COEFICIENTE DE QMh k2	1,6

POBLACIÓN	15 AÑOS	DOTACIÓN BRUTA	qmd	QMD
habitantes	347	200	0,80	1,04
alumnos	20	107	0,02	0,03
Total			0,83	1,08

POBLACIÓN	20 AÑOS	DOTACIÓN BRUTA	qmd	QMD
habitantes	383	200	0,89	1,15
alumnos	22	107	0,03	0,04
Total			0,91	1,19

2. CAPTACIÓN

2.1 INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO

Paso 1

Se utilizará una toma de rejilla, por ser ésta la más apropiada para las condiciones del terreno y de la corriente de agua.

La capacidad de la rejilla de toma será igual al caudal máximo diario, de acuerdo a la reglamentación (RAS-2000, Capítulo B.4).

Ancho de Bocatoma: L adoptado conforme a la sección del cauce.

Caudal proyectado para captar 3 veces el caudal máximo diario de acuerdo a la norma (RAS-2000, Art.B4.4.10)

$$Q = 3 * QMD \frac{L}{s}$$

Paso 2.2

Se calcula la altura de lámina del agua:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

a la entrada de la rejilla

Y la velocidad del agua

$$V = \frac{Q}{L * H} \text{ m/s}$$

Paso 2.3

Se calcula el borde inferior y superior de la vena de descarga y según el resultado se asume el ancho de la canaleta de recolección

Para velocidades inferiores a 3 m/s se tiene:

Borde inferior

$$Xi = 0.18 * V^{\frac{4}{7}} + 0.74 * H^{\frac{3}{4}}$$

Borde superior

$$Xs = 0.36 * V^{\frac{2}{3}} + 0.60 * H^{\frac{4}{7}}$$

Paso 2.4

Cálculo de la
rejilla

Esquema de rejilla

N = Numero de orificios
Area total de la rejilla:

$$At = (a + b) * N * B = B * L$$

Area neta de orificios:

$$An = a * B * N$$

así

$$\frac{An}{At} = \frac{a}{a + b}$$

Se calcula la velocidad del agua por la rejilla:

$$Q = K * An * V = K * At * \left(\frac{a}{a + b} \right) * V$$

Con K = 0.9 y no se aceptan velocidades mayores de 0.20 m/s.

Se adopta una separación entre varillas de a = 0.02 m
Diámetro de varillas b = 0.0127m (1/2")

Se calcula el caudal para cada orificio

$$\text{Caudal para cada orificio} = Q = C * A * (2gH)^{1/2}$$

Se calcula el número de orificios

$$N = \frac{Q_{total}}{Q_{orificio}}$$

Se reajusta la longitud de la rejilla

$$L = Nb + (N + 1)a$$

Sec calcula nuevamente la velocidad

$$V = \frac{Q}{K * At * \left(\frac{a}{a + b} \right)}$$

Pero como la Velocidad es mayor de 0.20 m/s se dimensiona para esta velocidad:

$$L = \frac{Q}{K * V * B * \left(\frac{a}{a+b}\right)}$$

Con la nueva longitud se recalculan el número de orificios y barras

Paso 2.5

Diseño de la canaleta de recolección

Se define la Pendiente longitudinal del fondo de la canaleta i

Se calcula la Altura de la lámina de agua al final de la canaleta:

$$hc = \left(\frac{Q^2}{g * B^2}\right)^{1/3}$$

Se calcula la Altura de lámina de agua al inicio de la canaleta:

$$ho = \left[2hc^2 + \left(hc - \frac{i * L}{3}\right)^2\right]^{1/2} - \frac{2 * i * L}{3}$$

Y se calcula la velocidad al inicio y al final de la canaleta:

$$Vo = \frac{Q}{B * ho}$$

$$Vc = \frac{Q}{B * hc}$$

$$Vc = (g * hc)^{1/2}$$

Paso 2.6

Diseño de la cámara de recolección

Se calcula el borde inferior y superior de la vena de descarga desde el canal de recolección y según el resultado se asume el ancho de la cámara de recolección

Para velocidades inferiores a 3 m/s se tiene:

Borde inferior

$$X_i = 0.18 * V^{4/7} + 0.74 * H^{3/4}$$

Borde superior

$$X_s = 0.36 * V^{2/3} + 0.60 * H^{4/7}$$

Se asumen las dimensiones de la cámara de recolección

$$X_s = 0.40 \text{ m}$$

Paso 2.7

Acotamiento

Se determinan el acotamiento de los diferentes componentes de la captación

Paso 2.8

Cálculo del perfil de dique de descarga

Se calcula la altura de la lámina de agua sobre la cresta del dique

$$H_e = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{0.66}$$

Se calculan las coordenadas del perfil del dique

$$X^{1.85} = K * H_e^{0.85} * Y$$

De acuerdo a las condiciones del terreno y los caudales de la fuente de agua se diseña una bocatoma con rejilla de fondo

ANCHO SECCIÓN DEL CAUCE	1,8 m
ANCHO BOCATOMA	0,09 m
CAUDAL DE DISEÑO: CAUDAL MÁXIMO DIARIO	1,08 LPS
CAUDAL PROYECTADO PARA CAPTAR 3XQMD	3,23 LPS
CAUDAL PROYECTADO PARA CAPTAR 3XQMD	0,0032 m3/s

2.2 CÁLCULO DEL VERTEDERO SOBRE LA REJILLA

	0,98
ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA SOBRE LA REJILLA	0,07 m
ALTURA DE LA LÁMINA DE AGUA SOBRE LA REJILLA	7,25 cm
VELOCIDAD DEL AGUA	0,50 m/s

VERIFICACIÓN VERTEDERO DE CRECIDA

En esta bocatoma no existe vertedero de rebose sobre la rejilla, el vertedero de crecida tiene un ancho de 1,80m, los bordes del vertedero tienen 30 cm y el nivel del agua sobre el vertedero en el momento de la visita es de 5 cm

CAUDAL SOBRE EL VERTEDERO DE CRECIDA, H=5cm	0,04 m ³ /segundo
CAPACIDAD MÁXIMA DEL VERTEDERO DE CRECIDA, H=30cm	0,54 m ³ /segundo

2.3 ANCHO DE LA CANALETA DE ADUCCIÓN

velocidad elevado 4/7	0,669	
altura lamina de agua elevado 3/4	0,140	
ALCANCE BORDE INFERIOR DE LA VENA DE DESCARGA, Xi		0,224 m
velocidad elevada 2/3	0,626	
altura elevada 4/7	0,223	
ALCANCE BORDE SUPERIOR DE LA VENA DE DESCARGA, Xs		0,359 m
ANCHO DE LA CANALETA DE ADUCCIÓN	0,25 m	

2.4 CÁLCULO DE LA REJILLA

SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS, a	0,020 m
DIAMETRO DE LAS VARILLAS, b: 1/2"	0,013 m
RELACIÓN AREA ORIFICIOS:AREA TOTAL An/At	0,612 m
coeficiente K	0,9
AREA TOTAL	0,0225 m ²
VELOCIDAD	0,261 m/s
AREA DEL ORIFICIO, An	0,005 m ²
ALTURA DESDE LA QUE CAE EL AGUA	0,07 m
coeficiente C	0,60
CAUDAL PARA CADA ORIFICIO	0,004 m ³ /s
NÚMERO DE ORIFICIOS	1
AJUSTE DE LONGITUD DE LA REJILLA	0,05 m
AJUSTE CALCULO DE VELOCIDAD	0,47 m/s
COMO VELOCIDAD>0.2 SE DIMENSIONA LA REJILLA PARA V=0.2	
AJUSTANDO LONGITUD DE LA REJILLA	0,12 m
NUMERO DE ORIFICIOS	4 m
LONGITUD REAL DE LA REJILLA	0,14 m
SE DEBE AMPLIAR LA REJILLA EXISTENTE DE 9 CM A 14 CM	

CAUDAL REAL CAPTADO POR LA REJILLA 0,01 M3/S

2.5 DIMENSIONES DE LA CANALETA DE RECOLECCIÓN
LA CAPTACIÓN ACTUAL NO TIENE CAMARA DE DERIVACIÓN

DISEÑO DE CÁMARA DE DERIVACIÓN

ANCHO DE LA CANALETA 0,25 m
 LONGITUD DE LA CANALETA 1,67 m
 PENDIENTE FONDO DE LA CANALETA 0,04
 caudal elevado a la 2 2,0E-04
 ancho de la canaleta elevada a la 2 6,3E-02
 ALTURA LAMINA DE AGUA AL FINAL CANALETA, hc 0,07 m

calculo parcial caudal elevado la cuadrado 0,0002
 calculo parcial ancho de la canaleta al cuadrado 0,0625
 calculo parcial altura critica final al cubo 0,0003
 calculo parcial, $2 \cdot y_c^3 / hc$ 0,0096
 calculo parcial altura al inicio de la canaleta, $(hc - i \cdot L / 3)^2$ 0,0022
 ALTURA LAMINA DE AGUA AL INICIO CANALETA, ho 0,06 m

VELOCIDAD INICIAL EN LA CANALETA 0,20 m
 VELOCIDAD FINAL EN LA CANALETA 0,19 m
 VELOCIDAD FINAL EN LA CANALETA 0,83 m

2.6 CÁMARA DE RECOLECCIÓN

velocidad elevada a 4/7 0,90
 altura elevada a 3/4 0,14
 ALCANCE BORDE INFERIOR DE LA VENA DE DESCARGA, Xi 0,26 m

velocidad elevada a 2/3 0,88
 altura elevada a 4/7 0,22
 ALCANCE BORDE SUPERIOR DE LA VENA DE DESCARGA, Xs 0,48 m

Se utiliza el actual desarenador como cámara de recolección

LONGITUD 1,59 m
 ANCHO 1,11 m
 BORDE LIBRE 0,2 m
 DEL BORDE SUPERIOR DEL CANAL HASTA REJILLA 0,1
 ALTURA DESDE BORDE CANAL A SALIDA TUBERIA 0,7 m
 ALTURA DEL PISO HASTA SALIDA TUBERÍA 0,25 m
 ALTURA TOTAL DE LA CAMARA DE DERIVACIÓN 1,3168 m
 ALTURA TOTAL DEL DIQUE DE LA BOCATOMA 1,12 m

2.7 ACOTAMIENTO

COTA BATEA SALIDA TUBERIA ADUCCIÓN	2740,00
FONDO CAMARA DE RECOLECCIÓN	2739,75
BORDE INFERIOR CANAL DE RECOLECCIÓN	2740,70
BORDE SUPERIOR CANAL DE DERIVACIÓN	2740,77
COTA DE LA REJILLA	2740,87
COTA VERTEDERO DE CRECIDA	2740,87
COTA TAPA CAMARA DE RECOLECCIÓN	2741,17

2.8 PERFIL DEL DIQUE DE DESCARGA

Pendiente de la cara anterior del dique	3:0
coeficiente K	2
Potencia n	1,85
Caudal de diseño del dique, máximo asumido	100 lps
Ancho de la cresta del dique	1,8
Coeficiente C de descarga	2,225
Altura de la lámina de agua sobre la cresta del dique	0,09 m

para	X	X ⁿ	Hd ⁿ⁻¹	Y	
	0,00	0,00	0,12	0,00	
	0,10	0,01	0,12	0,06	-0,06
	0,20	0,05	0,12	0,21	-0,15
	0,30	0,11	0,12	0,44	-0,23
	0,40	0,18	0,12	0,74	-0,31
	0,46	0,23	0,12	0,95	-0,21

3. CHEQUEO DESARENADOR EXISTENTE

3.1 INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO

Se diseña un desarenador para sedimentar el 87.5% de partículas de 0.005 cm

CAUDAL DE DISEÑO	1,08 LPS
TEMPERATURA DEL AGUA	10 °C
VISCOSIDAD CINEMÁTICA A 10°C, cm ² /s	0,0131
DIAMETRO DE LA PARTICULA, cm	0,005 cm
PESO ESPECÍFICO DE LA ARENA	2,65
PESO ESPECÍFICO DEL AGUA	1

3.2 VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

VISCOSIDAD CINEMÁTICA DEL FLUIDO A	10 °C	0,0131
------------------------------------	-------	--------

VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	0,17 cm/s
VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN	1,72 mm/s

3.3 CHEQUEO DE LAS DIMENSIONES DEL DESARENADOR ACTUAL

PROFUNDIDAD DEL DESARENADOR	0,96 m
TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN	559 segundos

para una eficiencia de 87.5% y remoción de partículas mayores de 0.005 cm la relación a/t es:

RELACIÓN a/t	2,75
TIEMPO MÍNIMO DE RETENCIÓN, a	1538 segundos
CAPACIDAD ÚTIL DEL TANQUE	1,66 m ³
ÁREA SUPERFICIAL	1,73 m ²

RELACIÓN LONGITUD/ANCHO	1:1
ANCHO EXISTENTE	1,10 m
LONGITUD ÚTIL EXISTENTE	1,10 m
AREA SUPERFICIAL REAL	1,21 m ²
EL ÁREA SUPERFICIAL CALCULADA ES	INSUFICIENTE

4 ANEXO D

BIBLIOGRAFÍA

ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. "Purificación del agua". Santa Fe de Bogota: Escuela Colombiana de Ingenieros, 2002.

MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO DE COLOMBIA, Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS- 2000, Noviembre de 2000.

SALAZAR CANO, Roberto. "Acueductos y Alcantarillados", San Juan de Pasto, 2006.