

	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	Código F-AC-DBL-007	Fecha 10-04-2012	Revisión A
	Dependencia DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	Aprobado SUBDIRECTOR ACADEMICO		Pág. 1(180)

RESUMEN - TESIS DE GRADO

AUTORES	ERWIN LAZARO ASCANIO BLAS LEONARDO PEÑARANDA		
FACULTAD	DE INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	HUGO RODRIGO VERGEL SANCHEZ		
TÍTULO DE LA TESIS	ESTUDIO PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DE BÚRBURA DEL MUNICIPIO DE GONZALEZ CESAR		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL OBJETIVO DEL PROYECTO CONSISTE EN PROPONER UN SISTEMA DE ACUEDUCTO ADECUADO CON EL FIN DE MEJORAR LAS CONDICIONES DE VIDA DE LOS USUARIOS, SE EVALÚAN LAS CONDICIONES EXISTENTES Y PROPONEN MEJORAS, ASÍ MISMO SE DETERMINÓ LA CALIDAD DEL AGUA CRUDA QUE ABASTECE EL SISTEMA. SE PLANTEÓ LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA ELABORANDO LOS CAMBIOS REQUERIDOS CON EL FIN DE GARANTIZAR UNA OPERACIÓN ADECUADA. ES DE VITAL IMPORTANCIA PARA LAS PERSONAS QUE SE BENEFICIAN.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS: 180	PLANOS:	ILUSTRACIONES: 13	CD-ROM: 1



**ESTUDIO PARA LA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL
CORREGIMIENTO DE BÚRBURA DEL MUNICIPIO DE GONZALEZ CESAR**

**ERWIN LAZARO ASCANIO
BLAS LEONARDO PEÑARANDA**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de Ingeniero Civil

**Director
HUGO RODRIGO VERGEL SANCHEZ
Ingeniero civil**

**UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA
FACULTAD DE INGENIERIAS
INGENIERIA CIVIL**

Ocaña, Colombia

Mayo de 2016

Índice

Capítulo 1. Estudio para la optimización del sistema de acueducto del corregimiento de búrbura del municipio de gonzales cesar	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.3 Objetivos	2
1.3.1 Objetivo General.	2
1.3.2 Objetivos Específicos.	2
1.4 Justificación.....	3
1.5 Delimitaciones.....	4
1.5.1 Delimitación Conceptual.	4
1.5.2 Delimitación Geográfica.....	4
1.5.3 Delimitación Temporal.	5
 Capítulo 2. Marco referencial.....	 6
2.1 Marco histórico.....	6
2.2 Marco teórico	7
2.3 Marco conceptual	8
2.3.1 Elementos de un sistema de acueducto.....	8
2.3.2 Usos del agua.	10
2.4 Marco legal.....	12
 Capítulo 3. Diseño Metodológico	 14
3.1 Tipo De Investigación.....	14
3.2 Población.....	14
3.3 Muestra	14
3.4 Recolección De Información.....	15
3.5 Técnicas De Recolección De Información.....	15
3.5.1 La observación:	15
3.5.2 La entrevista:	15
3.6 Instrumentos Para La Recolección De Información.....	15
 Capítulo 4. Presentacion de resultados.....	 17
4.1 Trabajo de campo	17
4.2 Trabajo De Oficina	18
4.3 Analisis y evaluación de la información procesada.....	18
4.3.1 Análisis cualitativo.	18
4.3.2 Análisis cuantitativo.	18
4.4 Nivel de complejidad	19
4.4.1 Por población.....	20
4.4.2 Por capacidad económica.	20
4.4.3 Priorización del proyecto.	20
4.5 Alcance y actividades complementarias	21
4.6 Características de la region en estudio.....	22
4.6.1 Reseña histórica.	22

4.6.2 Vías de acceso y medios de transporte.	26
4.6.3 Relieve y topografía.....	26
4.6.4 Hidrología y climatología..	27
4.6.5 Demografía.	27
4.6.6 Acueducto actual.	28
4.6.7 Alcantarillado.	29
4.6.8 Manejo de basuras.	29
4.7. Estudio de poblacion y demanda del acueducto.....	29
4.7.1 Registro censales.	29
4.7.2 Proyecciones de población y consumo.	36
4.8 Evaluacion del sistema de acueducto existente.....	42
4.8.1 Fuente de abastecimiento..	42
4.8.2 Captación.	45
4.8.3 Aducción captación- desarenador.	46
4.8.4 Red de distribución.....	55
4.9 Optimizacion del sistema de acueducto existente.....	66
4.9.1 Diseño de la cámara de recolección.....	69
4.9.2 Rediseño del desarenador.	70
4.9.3 Carga hidráulica superficial para el tanque.....	73
4.9.4 Optimización de la red.	88
4.9.5 Conclusiones de los resultados obtenidos en la optimización.	91
4.9.6 Diseño de accesorios purgas y ventosas.	92
4.9.7 Calidad del agua.	93
4.9.8 Selección de alternativa de tratamiento.	101
Capítulo 5. Conclusiones.....	125
Capítulo 6. Recomendaciones.	128
Referencias	130
Apendices.....	131

Lista de tablas

Cuadro 1. Valores límites para evaluar priorización de ejecución de proyectos de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S).	21
Cuadro 2. Actividades según nivel de complejidad.	21
Cuadro 3. Registros históricos censales.	29
Cuadro 4. En cuenta actual de la población.	30
Cuadro 5. Resultados obtenidos por encuesta realizada y por empresa de servicios públicos.	32
Cuadro 6. Tasas de crecimiento.	33
Cuadro 7. Determinación tasas de crecimiento intersensales.	34
Cuadro 8. Proyección de la población.	35
Cuadro 9. Características de la zona.	37
Cuadro 10. Valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en el R.A.S, en el numeral B.5.2 37	37
Cuadro 11. Dotación neta (Cuadro B.2.3 RAS). Dotación por habitante según nivel de complejidad del sistema.	38
Cuadro 12. Cuadro de proyección de población y demanda de consumo	38
Cuadro 13. Proyecciones de población y demanda de consumos vereda Búrbura.	42
Cuadro 14. Perfil evaluación hidráulica - desarenador- tanque de almacenamiento.	49
Cuadro 15. Calculo de caudales red actual año 2015.	58
Cuadro 16. Evaluación de los nudos red de distribución actual.	58
Cuadro 17. Calculo de red epanet.	59
Cuadro 18. Calculo de caudales red futura año 2040.	60
Cuadro 19. Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2040.	60
Cuadro 20. Calculo de red futura epanet año 2040.	61
Cuadro 21. Coeficientes para el consumo máximo horario	81
Cuadro 22. Aporte y consumo del tanque de almacenamiento.	83
Cuadro 23. Calculo de caudales red futura año 2040.	89
Cuadro 24. Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2040	90
Cuadro 25. Calculo de red futura epanet optimizada año 2040.	91
Cuadro 26. Evaluación de los procesos de tratamiento requeridos en función de la calidad de la fuente	93
Cuadro 27. Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San Cayetano. Pruebas tomadas en la captación.	94
Cuadro 28. Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San Cayetano. Pruebas tomadas en el desarenador.	95
Cuadro 29. Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San Cayetano. Pruebas tomadas en la red de distribución.	96
Cuadro 30. C.7.4 RAS 2000	107
Cuadro 31. Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.	112
Cuadro 32. Actividades de operación normal de filtro lento en arena con control a la entrada	113
Cuadro 33. Actividades periódicas de mantenimiento.	115
Cuadro 34. Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes	118
Cuadro 35. Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.	120
Cuadro 36. Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.	122

Lista De Fotos

	Pág.
Foto 1. Fuente de abastecimiento.	43
Foto 2. Aforo de la micro cuenca (decámetro, metro, bolas de icopor y cronometro)	45
Foto 3. Captación existente quebrada san Cayetano.	46
Foto 4. Desarenador sistema de acueducto de Búrbura.	51

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1. Panorámica del sitio de estudio.	5
Figura 2. Panorámica del sitio en estudio	5
Figura 3. Proyecciones de la población vereda Búrbura	35
Figura 4. Proyecciones de población y demanda de consumos vereda Búrbura.	42
Figura 5. Esquema en planta de la línea de aducción bocatoma-desarenador-tanque.	47
Figura 6. Perfil de la línea de aducción bocatoma-desarenador-tanque.	48
Figura 7. Perfil de la evaluación hidráulica línea de aducción desarenador - tanque de almacenamiento.	50
Figura 8. Perfil longitudinal de presión.	61
Figura 9. Perfil de presiones con red optimizada	90
Figura 10. Retiro y lavado de gravas y paredes filtro.	119
Figura 11. Raspado de la capa superior de la arena.	120
Figura 12. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante.	123
Figura 13. Otras alternativas de lavados manuales	124

Lista de apéndices

	Pág.
Apéndice A. Desarenador actual.	131
Apéndice B. Desarenador optimizados.	133
Apéndice C. Cuadro desarenador	136
Apéndice D. Captación actual.	137
Apéndice E. Captación optimizada	139
Apéndice F. Planta línea de aducción bocatoma- desarenador-tanque	141
Apéndice G. Perfil línea de aducción bocatoma -desarenador- tanque	142
Apéndice H. Desarenador Actual	143
Apéndice I. Análisis fisicoquímicos-microbiológicos	145
Apéndice J. Evidencia fotografía	148
Apéndice k. Planos	166

Resumen

El objetivo del proyecto consiste en proponer un sistema de acueducto adecuado con el fin de mejorar las condiciones de vida de los usuarios, se evalúan las condiciones existentes y proponen mejoras, así mismo se determinó la calidad del agua cruda que abastece el sistema. Se planteó la optimización del sistema elaborando los cambios requeridos con el fin de garantizar una operación adecuada. Es de vital importancia para las personas que se benefician ya que actualmente presenta problemas y no cuentan con la mayoría de los elementos que componen un sistema de acueducto.

Introducción

Este trabajo de grado fue reglamentado con la ley 142 de 1994, donde Colombia como nación tiene la obligación y el deber de la prestación de los servicios públicos domiciliarios básicos para garantizar calidad de vida de su población. El corregimiento de Búrbura de Gonzales Cesar, como todo deber del estado por regirse a esta ley construye hace más de 40 años el acueducto, para abastecer a la población de este Preciado líquido como lo es el agua.

La Universidad Francisco de Paula Santander Seccional Ocaña y especialmente el departamento de ingenierías se preocupa por la comunidad y solucionar la problemática de la población en general, es donde surge este trabajo de grado con título estudio para la optimización del sistema de acueducto del corregimiento de Búrbura del municipio de Gonzales Cesar, donde se busca mejorar la calidad de vida de los habitantes mejorando las condiciones del acueducto actual y dejando algunas recomendaciones, para que la población actual y futura tengan el preciado líquido fluyendo por este acueducto en excelente estado de calidad, continuidad y cantidad, todos estos parámetros reglamentados por el RAS 2000.

La optimización del acueducto actual, presente en este trabajo de grado contiene diseños de las estructuras, planos de construcción y modelaciones de sus componentes, así mismo, estudio de la población y demanda del servicio en general, la evaluación técnica de la infraestructura del sistema de acueducto existente, dejando también las recomendaciones para optimizar el sistema actual, ya que con esta importante investigación se quiere mejorar las necesidades de la población estudiada.

Esta optimización se fundamenta en aspectos como:

Visita al corregimiento de Búrbura, para observar el sistema de acueducto existente y optimizarlo, así mismo la toma de datos, como fue censo realizado a la población, toma de muestra del agua para la caracterización, en tres puntos importantes como lo son, captación, desarenador y línea de distribución.

Capítulo 1. Estudio para la optimización del sistema de acueducto del corregimiento de búrbura del municipio de gonzales cesar

1.1 Planteamiento del problema

Los riesgos sanitarios asociados a las aguas superficiales se han aumentado en muchas regiones de nuestro país, dentro de la problemática tiene enorme importancia el suministro de agua potable en condiciones óptimas. los habitantes del corregimiento de Búrbura vienen presentando una grave problemática que se debe a la falta de infraestructura adecuada como lo es (captación , tuberías , desarenador , tanque de almacenamiento, tratamiento y red de distribución) , ya que estos elementos nos permiten captar, transportar , filtrar y abastecer de agua a los habitantes del sector , teniendo en cuenta el deterioro que se viene presentando en algunos elementos del sistema con el paso de los años afectando la correcta operación del acueducto y la calidad de vida de los usuarios , esta problemática se refleja en los usuarios debido al abandono de las instituciones del estado afectando a los habitantes del corregimiento de Búrbura. Siendo de gran importancia el suministro de agua potable y que las personas cuenten con un servicio de acueducto adecuado en todos sus componentes.

De acuerdo a las necesidades insatisfechas en las que se encuentran los habitantes de Búrbura se busca dar solución a este problema por medio del presente trabajo que se enfoca en el estudio para la optimización del sistema de acueducto del corregimiento de Búrbura en lo cual se busca realizar un diagnóstico en campo mediante visitas hechas a la comunidad y al sistema existente.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo mejorar las condiciones deficientes en los cuales se presenta la distribución de agua potable en las viviendas del corregimiento de Burbura y que el servicio sea el adecuado cumpliendo con los requisitos y especificaciones estipulados en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General. Proponer la optimización del sistema de acueducto para mejorar el suministro de agua que reciben los habitantes del corregimiento de Burbura.

1.3.2 Objetivos Específicos. Identificar cada uno de los elementos que constituyen el sistema de acueducto existente.

Evaluar el estado actual de cada uno de los elementos para poder determinar las necesidades y restricciones que permitan el planteamiento de solución.

Realizar los levantamientos topográficos para la localización de las estructuras que componen el sistema de acueducto.

Realizar ensayos de laboratorio a las muestras de la fuente de abastecimiento.

Proponer la optimización de los elementos que componen el sistema de acueducto.

Modelar la línea de conducción en el software libre para sistemas de distribución de agua potable epanet 2.0 para la optimización de la distribución y el adecuado suministro para cada vivienda.

1.4 Justificación

A lo largo de la historia el agua se ha convertido en un factor de gran importancia en la calidad de vida y en el desarrollo de las comunidades ,en el presente trabajo se busca poner a prueba los conocimientos adquiridos en pregrado y llevarlos a la práctica en donde se trabajará con el fin de mejorar la calidad de vida, la población involucrada en este proyecto actualmente no cuenta con el suministro de agua adecuado para satisfacer sus necesidades esto se debe a la falta de un sistema de acueducto optimo que garantice la calidad de agua y presiones con las que debe contar cada vivienda como lo estipula el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

La deficiencia del suministro de agua se debe a que no existe la estructura necesaria que compone un sistema de acueducto, en una visita realizada al sector se realizó el reconocimiento del sitio y la valoración del sistema actual en lo cual se pudo verificar los siguientes aspectos, la captación existente no cumple con las especificaciones técnicas mínimas exigidas por el RAS 2000, no cuenta con una rejilla adecuada, no cuenta con un desarenador produciendo un inadecuado tratamiento de los sólidos afectando la calidad del agua.

Actualmente el sistema de almacenamiento se utiliza un tanque que se encuentra obsoleto con dimensiones que no son adecuadas y debido a su tamaño no está en capacidad de almacenar el volumen de agua suficiente para bastecer la demanda cuando el caudal sea mínimo.

Se busca proponer una solución a esta problemática mediante la optimización del sistema de acueducto con el fin de mejorar las condiciones a los habitantes de la zona, es de gran importancia para los beneficiarios del sector ya que existe incertidumbre en las condiciones de sanidad que les llega el agua, interrupciones debido a taponamientos y además problemas derivados a la distribución del agua en forma artesanal lo cual genera una serie de inconvenientes.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación Conceptual. El proyecto estará enfocado en el estudio para la optimización del sistema de acueducto que consta de captación, línea de aducción, desarenador, planta de tratamiento y red de distribución.

1.5.2 Delimitación Geográfica. El sitio de estudio está ubicado en el corregimiento de Búrbura cesar que se encuentra localizado al nororiente del municipio de Gonzales específicamente a 7 kilómetros de la cabecera municipal, el problema que se aborda en este proyecto se relaciona con el estudio para la optimización del sistema de acueducto que beneficia a los habitantes del corregimiento de Búrbura del municipio de Gonzales cesar.

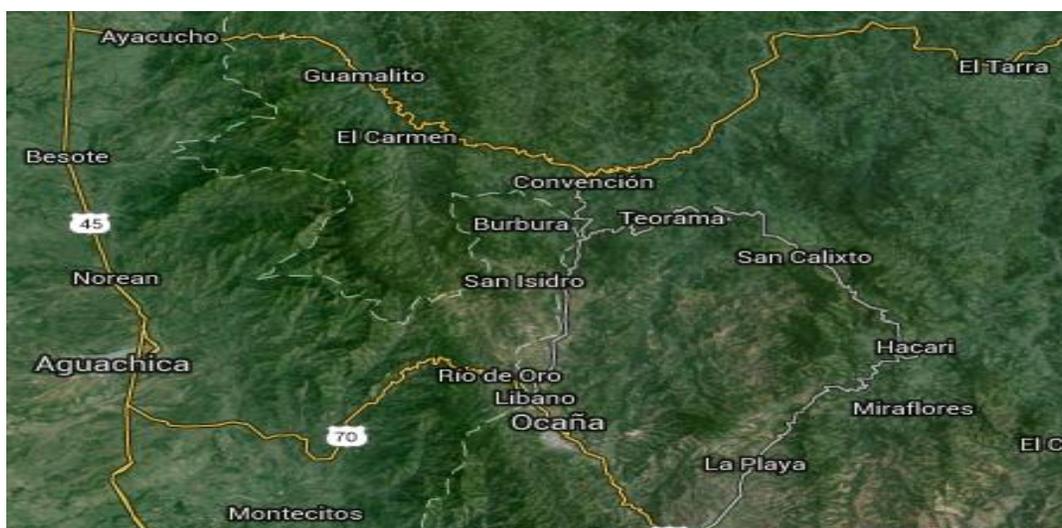


Figura 2. Panorámica del sitio de estudio.

Fuente: Google earth.

1.5.3 Delimitación Temporal. El desarrollo del proyecto tiene prevista una duración total de cinco (5) meses contemplados en dos (2) meses para la recolección de datos de campo y tres (3) meses para el análisis, proceso y organización de la información recolectada.

Capítulo 2. Marco referencial

2.1 Marco histórico

Un acueducto se define como un conducto artificial para trasladar agua desde una fuente de abastecimiento y que puede ser utilizada para consumo en viviendas, riego o recolecta. El primer acueducto se denominó “Jerwan”, construido en el año 700 a.C., en Nínive, capital de Asiria. En esa misma época, Ezequías, rey de Judá (715 a 586 a.C.), planificó y construyó un sistema de abastecimiento de agua de 30 km de longitud para la ciudad de Jerusalén.

El poderoso Imperio Romano desarrolló muchos acueductos a partir del año 312 a.C. con fuentes de aguas subterráneas como Aquí Apia bautizado, luego, como la Vía Apia, en honor a Apio Claudio, el emperador. En el año 145 a.C., el pretor Marcio construyó el primer acueducto que transportaba agua a nivel del suelo, con 90 km de longitud, llamado agua Marcia. En el año 70 a.C. ya existían más de 10 sistemas que suministraban 135.000 m³ de agua al día, lo que obligó a designar como superintendente de aguas de Roma, a Sextos Julios Frontinos.

El primer acueducto en Colombia fue en la ciudad de Bogotá, se construyó en 1584. La obra fue adelantada por el Cabildo y financiada mediante el impuesto de sisa a la carne y al vino. Consistió en una conducción de aguas desde el río San Agustín hasta la plaza principal, mediante una cañería de cal, ladrillo y piedra que pasaba por una zona en la que existían arbustos de laurel, motivo por el cual se le llamó Acueducto o Cañería de Los Laureles, y así se le conoció hasta mediados del siglo XVIII, cuando se emprendió la obra del Acueducto de Agua nueva y al de

Los Laureles empezó a llamársele Agua vieja. Como destino final del primitivo acueducto se construyó en la plaza principal de Santafé una fuente de piedra, coronada por una escultura de san Juan Bautista, a la que la costumbre popular dio el nombre de Mono de la Pila. Esta fuente sustituyó al rollo o picota que allí existía desde la fundación y permaneció hasta 1846 cuando se erigió en su lugar la estatua de Bolívar. (INFRAESTRUCTURA, 2011)

2.2 Marco teórico

Suministrar una adecuada cantidad de agua ha sido un tema que ha inquietado desde los principios a las comunidades, realizándose esta actividad de una forma inadecuada desde los inicios debido a que la distribución se realizaba desde las fuentes lejanas hasta unos puntos donde se entregaba a las personas para poder llevarlo a sus hogares además no se tenía en cuenta las condiciones de calidad del mismo.

El agua bien sea superficial o proveniente de acuíferos, deben ser transportadas a la comunidad y entregada a los usuarios, este proceso desde la fuente de abastecimiento hasta donde va a ser tratada se puede hacer por canales abiertos o tuberías de ahí después de que se realiza el proceso de potabilización se debe suministrar a los usuarios por medio de tuberías cerradas.

Los sistemas de acueductos están conformados por varios aspectos como lo es la parte técnica que es la encargada de captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir. Y la parte humana que se encarga de mantener reparar y controlar el funcionamiento del sistema de acueducto

De la buena organización de la empresa y el apoyo de los usuarios, depende que el servicio de agua potable se pueda seguir brindando de una forma óptima con el paso del tiempo.

EPANET. El software a utilizar es conocido como EPANET y permite realizar análisis hidráulicos de redes de tuberías a partir de sus características físicas de la tubería y dinámica de los nudos (consumo) para obtener la presión y los caudales y nodos en tuberías. Adicionalmente EPANET permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de fluido desde la fuente, hasta los nodos del sistema.

Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas.

2.3 Marco conceptual

Un acueducto es un sistema encargado de transportar agua entre dos o más puntos. Esta obra incluye tanto el medio físico a través del cual el fluido será transportado, como a todas las estructuras adicionales necesarias para lograr un adecuado funcionamiento

2.3.1 Elementos de un sistema de acueducto

Fuente de abastecimiento. La fuente de abastecimiento es el principal elemento del sistema de abastecimiento de agua y debe estar definida de manera previa a todo el proyecto.

Las fuentes de abastecimiento pueden ser superficiales o subterráneas la elección de la fuente depende de factores como ubicación, calidad disponibilidad. (LÓPEZ, 2003)

Las obras de captación. Las captaciones son las estructuras encargadas de realizar la derivación de agua, desde la fuente de abastecimiento hasta el sistema de distribución, el tipo de obra utilizada para el proyecto depende de la fuente de abastecimiento.

La aducción. Las tuberías que llevan el agua hasta el desarenador se llaman de aducción, y son el tercer componente del sistema de acueducto.

El desarenador. Son tanques cuya función es separar las arenas y elementos sólidos que lleva el agua en su recorrido. (R.A.S., 2000)

La conducción. La conducción es la encargada de transportar el líquido en un sistema de abastecimiento se presentan conducciones entre diferentes puntos del sistema.

La planta de tratamiento. Componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento.

Los tanques de almacenamiento. El almacenamiento se lleva a cabo por razones de funcionamiento del sistema debido a que el caudal aportado no es siempre constante y la demanda tampoco de esta manera se almacena para mantener el funcionamiento adecuado del sistema. (ARBOLEDA, 2008)

Los sistemas de distribución. Finalmente, los últimos elementos o componentes son las tuberías o redes de distribución y las conexiones domiciliarias, conocidas también como acometidas. Estas son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda. (Mc Donald, 1998)

2.3.2 Usos del agua. El conocimiento de esta información es muy importante para la optimización de las estructuras que componen el sistema de acueducto
Los usos del agua potable en una población establecidos por el RAS son los siguientes.

Uso Residencial. El uso residencial está constituido por el uso de agua en el hogar en actividades como el consumo humano, instalaciones sanitarias, lavado de ropa, lavado de vehículos.

Uso Comercial. Se debe utilizar un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación comercial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas. El uso comercial también incluye el uso en oficinas.

Uso Industrial. Se deben utilizar censos industriales y estimativos de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación industrial de acuerdo con las características de dichos establecimientos.

Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados demandados con el fin de establecer los posibles grandes consumidores.

Uso rural. En caso de que el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o la ampliación del sistema de acueducto existente tenga que abastecer población rural, se deben utilizar los datos del censo rural y estimar los consumos futuros; además cuantificar y analizar la dotación rural de acuerdo con las características establecidas en el censo.

Uso para fines Públicos. Este consumo está constituido por el agua utilizada para el riego de zonas verdes, lavado de calles, mataderos, parques, hospitales etc.

Uso Escolar. En caso de que en el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o de la ampliación del sistema existente se localice una concentración escolar importante que implique la permanencia durante el día de una población adicional, se debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características de los establecimiento de educación.

Uso Institucional. Se deben identificar los establecimientos y predios que requieran una dotación especial debido a las características de sus actividades, tales como hospitales, cárceles, hoteles, etc.

Dotación neta. La dotación Neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. (CHARLES, 2005)

2.4 Marco legal

La normativa contemplada en el presente proyecto se basa en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS (2000), con el objetivo de garantizar la seguridad funcionamiento adecuado, durabilidad, calidad, eficiencia, sostenibilidad, para los procesos involucrados en la conceptualización, diseño, construcción, supervisión técnica, puesta en marcha, operación, mantenimiento, de los sistemas de acueducto que se desarrollen en Colombia.

Los aspectos legales de la ley 142 de 1994, se refiere a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, el decreto 1575 de 2007 y en la resolución 2115 del 22 de Junio de 2007; por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. Puntualmente esta normativa establece unos valores aceptables para la presencia de un componente o sustancia que garantice que el agua para consumo humano no presente riesgos conocidos a la salud, planteando además unos instrumentos básicos de medida para garantizar la calidad del agua para consumo humano, basado en un parámetro denominado índice de riesgo de la calidad del agua para consumo humano ; que asigna un puntaje de riesgo a cada característica física, química y microbiológica, por el no cumplimiento de los valores aceptables establecidos en la resolución.

2.4.1 Obligatoriedad. La información aquí presentada se basa en lo dispuesto en el Reglamento Técnico RAS 2000, y en especial el Título A y B acto resolutorio mediante el cual el Ministerio de Desarrollo Económico lo adopta y le confiere Carácter Oficial Obligatorio para su aplicación en todo el territorio nacional. Los requisitos, procedimientos, prácticas y Reglamentos Técnicos contenidos o mencionados en este título, tienen el carácter de disposiciones obligatorias

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo De Investigación

El tipo de investigación utilizado para la realización de este proyecto es la descriptiva, pues se realiza la aplicación técnica de los elementos básicos para la optimización de un acueducto en el corregimiento de Búrbura.

3.2 Población

La población enmarcada dentro de este proyecto son personas que combinan las formas de vida del campo y la ciudad con un bajo nivel de vida, a los cuales se les debe garantizar el autoabastecimiento de los servicios públicos domiciliarios de conformidad con lo establecido en la ley 99 de 1993 y ley 142 de 1994. Son los pobladores de la vereda quienes sufren el abandono de las administraciones nacionales, departamentales y municipales con relación a una inadecuada infraestructura, generando problemática de tipo social, ambiental y de salud pública.

3.3 Muestra

Debido a que el proyecto de investigación abarca el corregimiento de Búrbura que cuenta con una población relativamente pequeña, se tomará como muestra toda la población que será beneficiada con el estudio y que servirá como base para la realización de los diferentes análisis.

3.4 Recolección De Información

La identificación del proyecto se realizará de la siguiente manera. El proyecto parte de una investigación de campo en donde se busca conocer, describir y recopilar información de tipo técnico sobre el sistema existente de abastecimiento de agua, luego se realiza la toma de muestras de agua en el sitio de la captación. Posteriormente se proyecta la elaboración de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas para tener información sobre la efectividad de los procesos existentes.

3.5 Técnicas De Recolección De Información

Las técnicas utilizadas serán:

3.5.1 La observación: basados en una observación de los componentes del sistema para identificar el deterioro y la falta de componentes que presentan las estructuras.

3.5.2 La entrevista: diálogo con (presidente de la junta de acción comunal) acerca de la problemática que se viene presentando por la falta de un sistema de acueducto adecuado.

3.6 Instrumentos Para La Recolección De Información

Para la recolección de datos e información utilizamos algunos instrumentos como:

Mediciones.

R.A.S. 2000.

Registro fotográfico

Capítulo 4. Presentacion de resultados

4.1 Trabajo de campo

Inicialmente el trabajo comienza con el desplazamiento al centro poblado, específicamente a conocer y realizar un registro de variables técnicas de las estructuras que componen el sistema de acueducto.

Primero se visita el sitio donde queda la captación para realizar un diagnóstico de su estado actual luego se realiza un aforo que permita conocer la demanda de caudal del sistema y se reconstruye en planta y perfil el terreno, se realiza una toma de muestra del líquido en el sitio de la captación, para posteriormente llevarlo al laboratorio y conocer sus características fisicoquímicas y bacteriológicas para el proceso de potabilización.

Luego se recorre la aducción para conocer el tipo y la forma, se toman algunos datos técnicos para el análisis correspondiente.

Por último se hace un trabajo más completo y específico en lo que forma parte del sistema de acueducto para poder elaborar las alternativas de optimización.

4.2 Trabajo De Oficina

Está constituido por La elaboración y análisis de los ensayos fisicoquímicos y bacteriológicos de cada una de las muestras tomadas en campo que se analizan en laboratorio, la elaboración de los cálculos, diseños y las alternativas de optimización.

Al final se presentará una propuesta técnica que involucra el diseño de una alternativa de optimización del sistema que cumpla con los estándares de calidad para consumo humano.

4.3 Analisis y evaluación de la información procesada

Con base en los datos recolectados; Se realizará una proyección definitiva de la optimización del sistema.

La información será presentada a lo largo del documento y soportada por planos, diseños, memorias, etc.

4.3.1 Análisis cualitativo. Busca describir e interpretar la información obtenida, el estado de las redes, las características del lugar donde se encuentra la bocatoma, y los componentes del sistema de acueducto.

4.3.2 Análisis cuantitativo. Para la optimización del sistema se utilizará el reglamento de agua potable y saneamiento básico, el cual proveerá las especificaciones para el óptimo

funcionamiento del sistema y por medio de este análisis se comprobarán los resultados obtenidos como caudales, presiones y determinación del tiempo de recorrido del fluido por el sistema en el simulador de software EPANET que dará un estimativo del comportamiento del mismo.

4.4 Nivel de complejidad

El Ministerio de Desarrollo, con apoyo de entidades oficiales, públicas o privadas elaboró el reglamento el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S), el cual fue adoptado por resolución 0822 del 6 de agosto de 1998, y sometido a revisión desde noviembre de 1998, en armonía con el sistema de normalización, certificación y metrología, por parte de la junta técnica asesora del reglamento, siendo nuevamente adoptado por el ministerio de desarrollo por resolución No 1096 del 17 de noviembre del 2000.

El R.A.S. tiene por objeto señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al sector de agua potable y saneamiento básico y sus actividades complementarias señaladas en el artículo 14, numerales 14.19, 14.22, 14.23 y 14.24 de la ley 142 de 1994, que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado.

El R.A.S. es un documento de carácter oficial del ministerio de desarrollo y los requisitos, procedimientos, prácticas y reglamentos técnicos contenidos o mencionados tienen carácter de

disposición obligatoria en todo el territorio de la república de Colombia. Uno de los pasos allí establecidos es asignar el nivel de complejidad del proyecto, capítulo A.3 del R.A.S, el cual está en función de la población proyectada en la zona urbana y de la capacidad económica de los usuarios.

4.4.1 Por población. La población proyectada para casco rural del poblado de Búrbura es de 165 habitantes año 2016, determinadas en el presente estudio. Clasificación: nivel bajo (población < 2500 hab)

4.4.2 Por capacidad económica. En cuanto a la estratificación en la zona rural el 100% de las viviendas están clasificadas en los estratos 1 y 2 y la población trabaja en las labores del campo. En estos casos la capacidad económica se establece como baja. Clasificación: Nivel Bajo. Nivel de complejidad definitivo: NIVEL BAJO. (R.A.S. A.3.2)

4.4.3 Priorización del proyecto. Se debe tener en cuenta valores recomendados para el proceso de priorización, Determinadas las necesidades de los habitantes de la zona en cuanto a la prestación del servicio de agua potable y saneamiento básico, se concluye la priorización en la ejecución del proyecto de optimización del sistema de acueducto con el fin de garantizar la prestación del servicio de una forma adecuada brindando calidad, cantidad y continuidad.

Cuadro 1.

Valores límites para evaluar priorización de ejecución de proyectos de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S).

Parámetro	Símbolo	Nivel Bajo
Cobertura de agua potable	Cob. AP	95%
Regazo entre cobertura de	AP-AL	10%
Cobertura de recolección de desechos sólidos	Cob. RDS	95%

Fuente: reglamento de agua y saneamiento básico Ras 2000

4.5 Alcance y actividades complementarias

Teniendo en cuenta el cuadro anterior y habiendo definido el nivel de complejidad del sistema los objetivos, justificación y la priorización del proyecto se proceden a definir las actividades complementarias destinadas a mejorar la eficiencia del servicio, las cuales son:

Cuadro 2.

Actividades según nivel de complejidad.

ACTIVIDAD	NIVEL	DE	% DE DESARROLLO
Aumento cobertura de	bajo		95%
Cobertura micro medición	bajo		100%
Cobertura macro	bajo		100%
Perdidas máximas en	bajo		5%
Perdidas máximas totales	bajo		30%

Fuente: reglamento de agua y saneamiento básico Ras 2000

Adicionalmente se deberán ejecutar entre otras las siguientes actividades:

Ampliación cobertura alcantarillado sanitario para igualar cobertura del acueducto. La ejecución de esta actividad no formará parte del presente proyecto.

Programa de reducción de pérdidas, con control de fugas, desperdicios y agua no contabilizada

Verificación de dotaciones de consumo real y diseño del sistema con dotación cumpliendo con el R.A.S. 2000.

Plan dirigido a reducir el consumo de agua según la ley 373 de 1997, utilizando instrumentos de bajo consumo y campaña de ahorro de agua.

4.6 Características de la region en estudio

Ubicación geográfica de Búrbura Cesar se encuentra localizada al nororiente del municipio de Gonzales específicamente a 14 kilómetros de la cabecera municipal, el problema que se aborda en este proyecto se relaciona con el estudio para la optimización del sistema de acueducto que beneficia a los habitantes del corregimiento de Búrbura del municipio de Gonzales cesar.

4.6.1 Reseña histórica. Los orígenes del municipio de González son ancestrales, en 1578 el territorio conocido por la Gobernación de Santa Marta como jurisdicción de la ciudad de Ocaña se encontraba habitado por 28 asentamientos o parcialidades naturales, estos se encontraban a unas siete (7) leguas de distancia hacia el norte de la recién fundada ciudad de Ocaña, entre ellos ASCURIAMA, BURGAMA, BUXERIAMA, BUGURA Y CEQUERAMA.

Medio siglo después la gobernación de Santa Marta con el visto bueno de la Real Audiencia de Santa Fe de Bogotá dispone el reordenamiento territorial de la jurisdicción de Ocaña, mediante el poblamiento de sus parcialidades naturales en un número de pueblos que facilitase su administración y evangelización. No obstante, la población indígena bastante diezmada ya, había sido organizada para efectos de su adoctrinamiento por el obispado de Santa Marta, en dos escuelas o doctrinas, llamada una de los Clérigos y la otra de los Religiosos. Los asentamientos que ocupaban el territorio bañado por la quebrada “La Loma” y aledaños, conformaban la doctrina de los Clérigos o del “Valle de la Loma y sus anexos”, y de ellos se debería hacer solo dos (2) pueblos. Hacia 1650 se inicia dicho proceso de poblamiento, el cual concluye años más tarde con la organización de varios pueblos, entre los que se encuentra y destaca el de Burgama o la “Loma”, que surge de la fusión de las parcialidades de Ascuriama y Burgama, y a las que posteriormente se anexaría entre otras, Buxerama. Hacia el año 1700, el nuevo pueblo empieza a ser llamado “Loma de San Juan Crisóstomo” o “San Juan Crisóstomo de la Loma”, según registros eclesiásticos, seguramente por decisión e influencia del cura doctrinario o párroco de la iglesia de Ocaña, trasladando la veneración de este santo desde esa ciudad a nuestro pueblo; quedando así abolido el nombre autóctono de Burgama. Años después, colonos provenientes de Ocaña y de las nuevas provincias de Vélez, y Socorro (Santander), Pamplona (Norte de Santander), y Mompox (Bolívar); entre otras, empiezan a asentarse en los límites de las tierras del resguardo indígena, dando origen a un conflicto que sólo hasta el año 1800 será dirimido. En Agosto de 1822, la aldea o comunidad indígena de San Juan Crisóstomo de la Loma es erigida por el Obispado de Santa Marta en parroquia, llamándose la “Parroquia Loma de Indígenas”; aparece entonces la figura del Alcalde Parroquial y el cabildo indígena. Podría considerarse que es desde esa fecha cuando comienza la historia oficial del municipio, pues las leyes de la nueva

República de Colombia reconocerán más tarde las parroquias existentes como Distritos Municipales. En el mismo orden de ideas, la creación del Estado Federal del Magdalena Grande en 1857, lleva a que años después la Asamblea Legislativa en Ley de “División política del Estado” cambie al Distrito Municipal el nombre de Loma de Indígenas por el de González, al parecer en reconocimiento y homenaje a un destacado dirigente político de la época; nombre oficial que conserva hasta nuestros días aunque en la provincia aun es llamado por muchos “La Loma”. A partir de 1967, el municipio de González, queda conformando la jurisdicción del nuevo departamento del Cesar, segregado del Magdalena.

Los orígenes del municipio de González son ancestrales, en 1578 el territorio conocido por la Gobernación de Santa Marta como jurisdicción de la ciudad de Ocaña se encontraba habitado por 28 asentamientos o parcialidades naturales, estos se encontraban a unas siete (7) leguas de distancia hacia el norte de la recién fundada ciudad de Ocaña, entre ellos ASCURIAMA, BURGAMA, BUXERIAMA, BUGURA Y CEQUERAMA. Medio siglo después la gobernación de Santa Marta con el visto bueno de la Real Audiencia de Santa Fe de Bogotá dispone el reordenamiento territorial de la jurisdicción de Ocaña, mediante el poblamiento de sus parcialidades naturales en un número de pueblos que facilitase su administración y evangelización. No obstante, la población indígena bastante diezmada ya, había sido organizada para efectos de su adoctrinamiento por el obispado de Santa Marta, en dos escuelas o doctrinas, llamada una de los Clérigos y la otra de los Religiosos. Los asentamientos que ocupaban el territorio bañado por la quebrada “La Loma” y aledaños, conformaban la doctrina de los Clérigos o del “Valle de la Loma y sus anexos”, y de ellos se debería hacer solo dos (2) pueblos. Hacia 1650 se inicia dicho proceso de poblamiento, el cual concluye años más

tarde con la organización de varios pueblos, entre los que se encuentra y destaca el de Burgama o la “Loma”, que surge de la fusión de las parcialidades de Ascuriama y Burgama, y a las que posteriormente se anexaría entre otras, Buxerriama. Hacia el año 1700, el nuevo pueblo empieza a ser llamado “Loma de San Juan Crisóstomo” o “San Juan Crisóstomo de la Loma”, según registros eclesiásticos, seguramente por decisión e influencia del cura doctrinario o párroco de la iglesia de Ocaña, trasladando la veneración de este santo desde esa ciudad a nuestro pueblo; quedando así abolido el nombre autóctono de Burgama. Años después, colonos provenientes de Ocaña y de las nuevas provincias de Vélez, y Socorro (Santander), Pamplona (Norte de Santander), y Mompo (Bolívar); entre otras, empiezan a asentarse en los límites de las tierras del resguardo indígena, dando origen a un conflicto que sólo hasta el año 1800 será dirimido. En Agosto de 1822, la aldea o comunidad indígena de San Juan Crisóstomo de la Loma es erigida por el Obispado de Santa Marta en parroquia, llamándose la “Parroquia Loma de Indígenas”; aparece entonces la figura del Alcalde Parroquial y el cabildo indígena. Podría considerarse que es desde esa fecha cuando comienza la historia oficial del municipio, pues las leyes de la nueva República de Colombia reconocerán más tarde las parroquias existentes como Distritos Municipales. En el mismo orden de Ideas, la creación del Estado Federal del Magdalena Grande en 1857, lleva a que años después la Asamblea Legislativa en Ley de “División política del Estado” cambie al Distrito Municipal el nombre de Loma de Indígenas por el de González, al parecer en reconocimiento y homenaje a un destacado dirigente político de la época; nombre oficial que conserva hasta nuestros días aunque en la provincia aun es llamado por muchos “La Loma”. A partir de 1967, el municipio de González, queda conformando la jurisdicción del nuevo departamento del Cesar, segregado del Magdalena.

4.6.2 Vías de acceso y medios de transporte. El municipio de Gonzales cesar sirve como corredor vial desde el municipio de Ocaña hacia el corregimiento de burbuja, que recorre el corregimiento de aguas claras y así mismo las veredas de, el chamizo, quebrada estancia, paramillo, el oso, Tequendama y cerro azul.

La vía Ocaña – convención- Búrbura permite el acceso inmediato a los pobladores del corregimiento de Búrbura y a las veredas Salobrito y san Cayetano, que forman parte de una zona agrícola y comercial.



Figura 2. Panorámica del sitio en estudio

Fuente: Google Earth, Búrbura- Gonzales cesar

4.6.3 Relieve y topografía. El municipio situado al sur este del municipio del cesar, comporta en su gran mayoría, tierras para usos agrícolas y forestales también cuenta con numerosas corrientes de agua. Por tales motivos las tierras del municipio y su extensión rural han sido tradicionalmente utilizadas para cultivos y bosques. Desde algunas décadas atrás, la

situación viene cambiando debido al mal uso de los suelos, a la deforestación y a la quema de la vegetación nativa.

El relieve abrupto y montañoso de la mayor parte del territorio municipal constituye un factor importante a considerar. Los suelos, permiten una actividad agrícola intensiva de cultivos transitorios, tanto en clima seco como en el húmedo, y en suelos de pendientes pronunciados del clima seco no hay explotación de cultivos por el mal uso que se le ha hecho a ellos y por efecto del agua de escorrentía superficial.

4.6.4 Hidrología y climatología. En general toda el área del municipio y su extensión rural presenta condiciones de humedad similares con periodos de escasas en los meses más secos del año. Sin embargo el extremo nororiental, carece de agua la mayor parte del año, no se presentan excesos en el periodo anual que puede ocasionar graves deficiencias ocasionales. Aunque en esta área la cantidad de lluvia es baja, la intensidad de los aguaceros es alta, trayendo como consecuencia fenómenos de arrastre y remoción de la capa superficial del suelo, fenómeno que se ve agravado por la escasa cobertura vegetal. La principal fuente de agua para el consumo humano la constituyen la quebrada Tequendama, Cundían y San Cayetano, la cual surte a la comunidad, el agua es utilizada para cultivos y consumo humano.

4.6.5 Demografía. El número de habitantes es un factor muy importante para proyectar el estudio de optimización del sistema de acueducto del corregimiento de Búrbura, este factor tiene gran relevancia para que esta optimización funcione adecuadamente; también es de gran importancia conocer la población futura partiendo de la información actual, pero

lamentablemente la población del municipio mantiene una mínima tendencia a ascender, de acuerdo a las proyecciones de población presente, en este caso específico se realizará este procedimiento diseñando para 25 años y se tomara como base del mismo, los parámetros que arroje las condiciones más críticas.

No es fácil obtener información censal en el Corregimiento de Búrbura, solo se cuenta con pocos censos y por el censo actual realizado por los autores del proyecto.

Es importante mencionar que con motivo de adelantar la optimización del sistema de acueducto del Corregimiento de Búrbura estos censos se presentan como parte del estudio de la población para determinar la demanda de servicio.

4.6.6 Acueducto actual. Existe un acueducto por gravedad, la captación del líquido que abastece el sistema de acueducto se realiza en la quebrada San Cayetano, ubicada en una zona montañosa que en sus alrededores hay cultivos y asentamientos humanos que subsisten de la agricultura.

La captación sobre la quebrada San Cayetano se realiza por medio de una bocatoma de fondo la cual se encuentra deteriorada ya que no existe la rejilla que en su momento de construcción si existió, de allí pasa a una cámara de derivación y de esta cámara sale una tubería de 3" hacia el desarenador que no cumple con las especificaciones del RAS 1439, metros más abajo existe un tanque de almacenamiento y este la distribuye a la línea de distribución. No existe micro medición, el servicio no es constante debido a las averías que se presentan

ocasionalmente y a la falta de un tanque con dimensiones adecuadas que garanticen el suministro en épocas de verano.

4.6.7 Alcantarillado. Búrbura no cuenta con un sistema de alcantarillado los residuos son depositados en pozos sépticos generando malos olores y presencia de animales.

4.6.8 Manejo de basuras. Generalmente las basuras son manejadas por medio de la quema y arrojadas a solares de las viviendas, no cuentan con un sistema de recolección de basuras.

4.7. Estudio de poblacion y demanda del acueducto

4.7.1 Registro censales. El departamento administrativo nacional de estadística (DANE) no presenta registros de población actuales de los habitantes de la vereda de Búrbura, por lo cual se consultó en otras fuentes para así conocer el crecimiento que se ha presentado. A continuación los registros de población se presentan en la siguiente tabla.

Cuadro 3.

Registros históricos censales.

AÑO	POBLACIÓN
2003	132
2009	149
2015	165

Fuente: Centrales eléctricas grupo epm.

Para la recopilación de la información demográfica que se va a favorecer con el sistema de abastecimiento de agua potable, del corregimiento de Búrbura se realizó una encuesta en el cual se hizo un recorrido con el fin de conocer el número de habitantes más real, ya que comparando el registro que se tiene del año 2005, registra valores de disminución en la población hasta el año actual.

Cuadro 4.

En cuenta actual de la población.

PROPIETARIO	VIVIENDA	HOMBRE	MUJER	HABITANTES	VALOR ACUMULADO (HABITANTES)	DETALLES
ORLANDO REYES ARIAS	1	1	1	2	2	VIVIENDA HABITADA
JESUS SALVADOR VILA	2	2	2	4	6	VIVIENDA HABITADA
JOAQUIN ARIAS BARBOSA	3	2	2	4	10	VIVIENDA HABITADA
IVAN DUARTE ORJUELA	4	1	3	4	14	VIVIENDA HABITADA
JOSE DE DIOS CUETO MANDON	5	2	2	4	18	VIVIENDA HABITADA
BENJAMIN CARRILLO PLATA	6	2	3	5	23	VIVIENDA HABITADA
ELIECID CARRILO	7	1	1	2	25	VIVIENDA HABITADA
AIDE PICON GARZON	8	1	1	2	27	VIVIENDA HABITADA
EDIGNAEL CARRILLO	9	1	1	2	29	VIVIENDA HABITADA
WILLIAM QUINTERO	10	1	4	5	34	VIVIENDA HABITADA
DAVID JACOME PAVA	11	3	1	4	38	VIVIENDA HABITADA
JOSE IGNACIO NAVARRO BOHORQUEZ	12	2	1	3	41	VIVIENDA HABITADA
FRANCISCO ANTONIO PLATA CARRILLO	13	1	1	2	43	VIVIENDA HABITADA
CARMEN EMIRO PLATA	14	1	1	2	45	VIVIENDA HABITADA
MIGUEL ANTONIO CARRASCAL	15	X	X	X	45	VIVIENDA ABANDONADA
UBALDINA CARRASCAL	16	X	X	X	45	VIVIENDA ABANDONADA
ARMENIA VERA	17	X	X	X	45	VIVIENDA ABANDONADA
TEODOSIA GARCIA	18	1	X	1	46	VIVIENDA HABITADA

Tabla 4. Continuación

UBALDINA CARRASCAL	16	X	X	X	45	VIVIENDA ABON DONADA
ARMENIA VERA	17	X	X	X	45	VIVIENDA ABON DONADA
TEODOSIA GARCIA	18	1	X	1	46	VIVIENDA HABITADA
ANA ROSA REYES	19	2	1	3	49	VIVIENDA HABITADA
IGLESIA SAN JOSE	20	X	X	X	49	VIVIENDA ABON DONADA
FABIAN RAMIREZ JACOME	21	2	1	3	52	VIVIENDA HABITADA
JOSEFA MARIA MANDON	22	X	1	1	53	VIVIENDA HABITADA
CARMEN ANTONIO BONILLA	23	1	1	2	55	VIVIENDA HABITADA
DENNIS DEL CARMEN PABA	24	1	2	3	58	VIVIENDA HABITADA
LUIS ARIAS	25	1	X	1	59	VIVIENDA HABITADA
ESCUELA RURAL MIXTA BURBURA	26	12	8	20	79	VIVIENDA HABITADA
PEDRO MARIA JACOME PAVA	27	3	2	5	84	VIVIENDA HABITADA
TEMPLO EVANGELICO	28	1	1	2	86	VIVIENDA HABITADA
GERMAN PAVA CONTRERAS	29	2	1	3	89	VIVIENDA HABITADA
BARCELIO JOSE JACOME	30	1	X	1	90	VIVIENDA HABITADA
DIOSEMEL GARCIA	31	3	2	5	95	VIVIENDA HABITADA
DIONEL PAVA JACOME	32	1	X	1	96	VIVIENDA HABITADA
YULEIMA CARRASCAL CARRASCAL	33	X	1	1	97	VIVIENDA HABITADA
NELSON JACOME PABA	34	1	1	2	99	VIVIENDA HABITADA
LUIS RAMIRO MANDON ARO	35	2	X	2	101	VIVIENDA HABITADA
AURO JACOME JACOME	36	1	X	1	102	VIVIENDA HABITADA
EMIRO ANTONIO ARIAS CARRASCAL	37	1	X	1	103	VIVIENDA HABITADA
SAIDI JOHANA CARRILLO PEREZ	38	X	1	1	104	VIVIENDA HABITADA
GUIUMAR SOLINA ARIAS CARRASCAL	39	X	1	1	105	VIVIENDA HABITADA
CARMEN ANTONIO MANDON	40	1	X	1	106	VIVIENDA HABITADA
JUAN PICON	41	1	X	1	107	VIVIENDA HABITADA
DIANID MARIA PICON MANTILLA	42	X	1	1	108	VIVIENDA HABITADA
ANA DE JESUS CARRASCAL	43	X	1	1	109	VIVIENDA HABITADA
ORLANDO REYES ARIAS	44	1	1	2	111	VIVIENDA HABITADA
ROSA EMILIA CARRASCAL	45	2	2	4	115	VIVIENDA HABITADA
IGNACIO CARRILLO PLATA	46	3	3	6	121	VIVIENDA HABITADA
DAGOBERTO CARRILLO PICON	47	2	3	5	126	VIVIENDA HABITADA
OTONIEL BARBOSA REYES	48	1	1	2	128	VIVIENDA HABITADA
CIPRIANO RAMIREZ	49	1	2	3	131	VIVIENDA HABITADA
MELIDA GARZON DE BONILLA	50	1	1	2	133	VIVIENDA HABITADA
ENRIQUE GARCIA	51	1	X	1	134	VIVIENDA HABITADA
DIOSEMEL PICON PAVA	52	1	3	4	138	VIVIENDA HABITADA
HEINER PICON PABA	53	1	X	1	139	VIVIENDA HABITADA
PEDRO ANTONIO NAVARRO	54	1	1	2	141	VIVIENDA HABITADA
ANTONIO DURAN BARBOSA	55	3	3	6	147	VIVIENDA HABITADA
MISAE NAVARRO BONILLA	56	1	1	2	149	VIVIENDA HABITADA
JOSE LUIS MANDON	57	1	2	3	152	VIVIENDA HABITADA
SAID ANGARITA DURAN	58	1	X	1	153	VIVIENDA HABITADA
AURIO ALFONZO LAZARO	59	2	2	4	157	VIVIENDA HABITADA
MIGUEL DURAN	60	1	2	3	160	VIVIENDA HABITADA
LUIS JOSE SARABIA CONDE	61	2	1	3	163	VIVIENDA HABITADA
MILCIADES SARABIA	62	1	X	1	164	VIVIENDA HABITADA
EULALIA CONDE	63	1	X	1	165	VIVIENDA HABITADA

Fuente: autores del proyecto.

REGISTROS CENSALES

Población del último censo = PUC

Población del censo inicial = PCI

Año del último censo = TUC

Año del censo inicial = TCI

Cuadro 5.

Resultados obtenidos por encuesta realizada y por empresa de servicios públicos.

PUC =	165
PCI=	132
TUC=	2015
TCI=	2003

Fuente: autores del proyecto.

Tasa de crecimiento. Se estima la población futura de acuerdo a los métodos de cálculo previstos Según el R.A.S para el nivel de complejidad del sistema bajo utilizar como método de proyección de la población, el aritmético, el geométrico, exponencial y el grafico considerando cada caso los registros características de crecimiento de la comunidad. Cuadro B 2.1 R.A.S

Cuadro 6.

Tasas de crecimiento.

MÉTODO POR EMPLEAR	NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA			
	BAJO	MEDIO	MEDIO ALTO	ALTO
Aritmético, Geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + exponencial + otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X

Fuente: RAS 2000

Métodos permitidos según nivel de complejidad

Método aritmético. Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la migración.

$$P_f = P_{uc} + [(P_{uc} - P_{ci}) / (T_{uc} - T_{ci})] \times (T_f - T_{uc})$$

Método geométrico. Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que generen un apreciable desarrollo y poseen áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades la ecuación que se emplea es.

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

$$R = [(P_{uc} / P_{ci})^{(1/(T_{uc} - T_{ci}))}] - 1$$

Método exponencial. Requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar la tasa de crecimiento de la población en donde el último censo corresponde a la proyección del DANE

se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean abundantes áreas de expansión, la ecuación empleada por este método es la siguiente.

$$P_f = P_{ci} \times e^{(k \times (T_f - T_{ci}))}$$

$$K = (\ln P_{cp} - \ln P_{ca}) / (T_{cp} - T_{ca})$$

Método de la tasa decreciente de crecimiento. Supone que la población tiene un límite de saturación y su tasa de crecimiento es una función de su déficit de población. La ecuación para calcular la proyección calculada es la siguiente.

$$P_f = S - (S - P_1) \times e^{-K_c \times (t - t_1)}$$

$$K_c = -1 / t \times \ln ((-P_f + P_1) / (S - P_1) + 1)$$

Las tasas de crecimiento de los registros demográficos se presentan en la siguiente tabla.

Cuadro 7.

Determinación tasas de crecimiento intersensales.

AÑO	POBLACIÓN	TASA DE CRECIMIENTO (K)		
		Aritmético (Hab/Año)	Geométrico %	Exponencial
		K	R	KC
2003	132			
2003-2009		2,8333	2,0396	2,0191
2009	149			
2009-2015		2,6667	1,7145	1,7000
2015	165			
2003-2015		2,7500	1,8769	1,8595
PROMEDIO		2,7500	1,8770	1,8595

Fuente: autores de la investigación.

Cuadro 8.

Proyección de la población.

N°	AÑO	METODO ARITMETICO		METODO GEOMETRICO		METODO EXPONENCIAL		PROMEDIO DE POBLACION
		K	POBLACION	R	POBLACION	KC	POBLACION	
0	2015	2,75	165	0,0188	165	0,0186	165	165
1	2016	2,75	168	0,0188	168	0,0186	168	168
2	2017	2,75	171	0,0188	171	0,0186	171	171
3	2018	2,75	173	0,0188	174	0,0186	174	174
4	2019	2,75	176	0,0188	178	0,0186	178	177
5	2020	2,75	179	0,0188	181	0,0186	181	180
6	2021	2,75	182	0,0188	184	0,0186	184	183
7	2022	2,75	184	0,0188	188	0,0186	188	187
8	2023	2,75	187	0,0188	191	0,0186	191	190
9	2024	2,75	190	0,0188	195	0,0186	195	193
10	2025	2,75	193	0,0188	199	0,0186	199	197
11	2026	2,75	195	0,0188	202	0,0186	202	200
12	2027	2,75	198	0,0188	206	0,0186	206	204
13	2028	2,75	201	0,0188	210	0,0186	210	207
14	2029	2,75	204	0,0188	214	0,0186	214	211
15	2030	2,75	206	0,0188	218	0,0186	218	214
16	2031	2,75	209	0,0188	222	0,0186	222	218
17	2032	2,75	212	0,0188	226	0,0186	226	221
18	2033	2,75	215	0,0188	231	0,0186	231	225
19	2034	2,75	217	0,0188	235	0,0186	235	229
20	2035	2,75	220	0,0188	239	0,0186	239	233
21	2036	2,75	223	0,0188	244	0,0186	244	237
22	2037	2,75	226	0,0188	248	0,0186	248	241
23	2038	2,75	228	0,0188	253	0,0186	253	245
24	2039	2,75	231	0,0188	258	0,0186	258	249
25	2040	2,75	234	0,0188	263	0,0186	263	253

Fuente: Autores de la investigación.

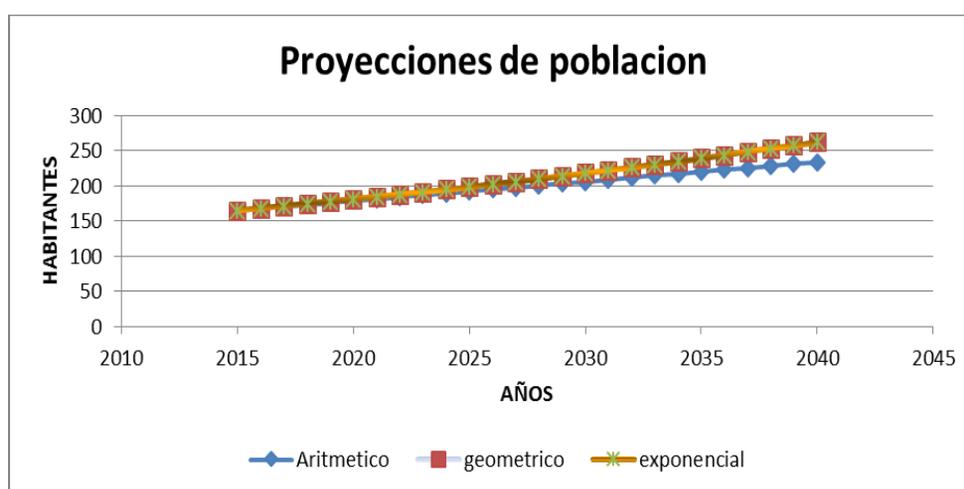


Figura 3. Proyecciones de la población vereda Búrbura

Fuente: Autores de la investigación.

4.7.2 Proyecciones de población y consumo.

Tasa de crecimiento. Evaluar la población futura para un proyecto de sistema de acueducto resulta supremamente importante ya que esta define la expansión real del sistema de acueducto, esta expansión futura es supremamente importante para el desarrollo de la comunidad en general se debe tener en cuenta la distribución espacial de la población identificando los diferentes usos de la tierra, los tipos de consumidores y distribución espacial de la demanda, para una mejor calidad de vida de los habitantes de Búrbura.

El reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 recomienda una evaluación del crecimiento registrando la población en los últimos años es decir en nuestro caso realizamos un censo actual de la población del año 2015 y consideráramos las posibilidades reales de crecimiento dadas las características propias de cada localidad.

Observando los datos obtenidos se observa que la población ha venido aumentado de una manera paulatina comparando los datos del censo actual con censos realizados por una empresa prestadora de servicios públicos, nuestra población proyectada es de 263 habitantes para el año 2040.

Se necesita optimizar el sistema de acueducto, para mejorar calidad, cantidad y transporte del preciado líquido.

Cuadro 9.

Características de la zona.

VEREDA	BURBURA
POBLACION FUTURA	263 HABITANTES
NIVEL DE COMPLEJIDAD	BAJO
UBICACIÓN	NORORIENTE DEL MUNICIPIO DE GONZALES
TEMPERATURA	16
ALTITUD (m.s.n.m)	1140

Fuente: Autores del proyecto.

Cuadro 10.

Valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en el R.A.S, en el numeral B.5.2

DESCRIPCION	CANTIDA	UND	OBSERVACIÓN
Aseo personal	25	lts/hab*día	
Sanitario	20	lts/hab*día	
Lavado de ropa	10	lts/hab*día	
Cocina	15	lts/hab*día	
Riego de jardines	3	lts/hab*día	
Lavado de pisos	2	lts/hab*día	
Dotación Neta Básica	75	lts/hab*día	
Pérdidas técnicas			25% (Numeral B.2.7)
Dotación Bruta	100	lts/hab*día	

Fuente: R.A.S 2000

Dotación neta. El consumo neto o dotación neta es la cantidad de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en una comunidad.

Cuadro 11.

Dotación neta (Cuadro B.2.3 RAS). Dotación por habitante según nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con clima frío o templado (L/hab.día)	Dotación neta máxima para poblaciones con clima cálido (L/hab.día)
Bajo (<2500)	90	100
Medio(2500-12500 hab)	115	125
Medio alto(12500-60000)	125	135
Alto >60000 hab	140	150

Fuente: Resolución 2320 del 2009

Cuadro 12.

Cuadro de proyección de población y demanda de consumo

Nivel complejidad	Bajo	
Dotación (lts/hab*día)	100	
K1	1,3	Caudal máximo diario Numeral B.2.8.2.2
K2	1,5	Caudal máximo horario Numeral B.2.8.3

Fuente: RAS 2000

Dotación recomendada. Conocidas las condiciones climáticas de la región el uso de agua, y las demandas de uso específico se recomienda tener en cuenta los gastos que se presentan en la siguiente tabla.

Demanda estimada. Para la estimación de los gastos se debe determinar el caudal medio diario (qmd) caudal máximo diario (Qmd) y caudal máximo horario (QMH) para utilizar estas fórmulas y coeficientes de mayoración se realiza de la siguiente manera.

Se realizó un censo proyectado 2040 dándonos como resultado un nivel de complejidad bajo, la dotación neta será:

$$D_{\text{neto}} = 90 \text{ lts/ hab/ día}$$

Dotación bruta. Se usa para el diseño de cada del sistema de acueducto según el RAS 2000 utilizando la siguiente ecuación.

$$d_{\text{bruta}} = \frac{d_{\text{neto}}}{1 - \%p}$$

Dónde:

D neta: dotación neta = 90 lts/ hab/día

%p: perdidas máximas admisibles = 25%

$$D_{\text{bruta}} = 90 / 1 - 0.25 = 120 \text{ lts / hab.día}$$

Caudal medio diario. Es el caudal medio calculado para la población proyectada se tiene en cuenta la dotación bruta.

$$Q_{\text{md}} = \text{población} \times d_{\text{bruta}} / 86400$$

$$Q_{\text{md}} = 263 \times 120 / 86400 (\text{LT/sg})$$

$$Q_{\text{md}} = 0,37 (\text{LT/sg})$$

Caudal máximo diario. Se refiere a la máxima demanda que se presenta en el año y se calcula según la siguiente expresión:

$$QMD=K1 \times Qmd \text{ (LT/sg)}$$

K1= factor de mayoración según nivel de complejidad

$$QMD=1,3 \times 0,37 \text{ (LT/sg)}$$

$$QMD=0,48 \text{ (LT/sg)}$$

Caudal máximo horario. Corresponde a la máxima demanda que se presenta en una hora durante un año y se calcula por la siguiente expresión:

$$QMH=K2 \times MD \text{ (LT/sg)}$$

$$QMH=1,6 \times 0,48 \text{ (LT/sg)}$$

$$QMH=0,768 \text{ (LT/sg)}$$

Calculo de proyecciones de consumo. Para representar las formulas mencionadas y realizar los cálculos de proyecciones de población y demanda de consumos, elaborándolo cada año hasta la proyección del proyecto, se presentan los resultados en la siguiente tabla.

Cuadro 13.

Proyecciones de población y demanda de consumos vereda Búrbura.

proyeccion	AÑO	POBLACION	DOTACION NETA (LT/hb.dia)	DOTACION BRUTA (LT/hb.dia)	qmd(LT.sg)	K1	QMD(LT.sg)	k2	QMH(LT.sg)
0	2015	165	90	120	0,23	1,3	0,30	1,6	0,48
1	2016	168	90	120	0,23	1,3	0,30	1,6	0,49
2	2017	171	90	120	0,24	1,3	0,31	1,6	0,49
3	2018	174	90	120	0,24	1,3	0,32	1,6	0,50
4	2019	178	90	120	0,25	1,3	0,32	1,6	0,51
5	2020	181	90	120	0,25	1,3	0,33	1,6	0,52
6	2021	184	90	120	0,26	1,3	0,33	1,6	0,53
7	2022	188	90	120	0,26	1,3	0,34	1,6	0,54
8	2023	191	90	120	0,27	1,3	0,35	1,6	0,55
9	2024	195	90	120	0,27	1,3	0,35	1,6	0,56
10	2025	199	90	120	0,28	1,3	0,36	1,6	0,57
11	2026	202	90	120	0,28	1,3	0,37	1,6	0,58
12	2027	206	90	120	0,29	1,3	0,37	1,6	0,60
13	2028	210	90	120	0,29	1,3	0,38	1,6	0,61
14	2029	214	90	120	0,30	1,3	0,39	1,6	0,62
15	2030	218	90	120	0,30	1,3	0,39	1,6	0,63
16	2031	222	90	120	0,31	1,3	0,40	1,6	0,64
17	2032	226	90	120	0,31	1,3	0,41	1,6	0,65
18	2033	231	90	120	0,32	1,3	0,42	1,6	0,67
19	2034	235	90	120	0,33	1,3	0,42	1,6	0,68
20	2035	239	90	120	0,33	1,3	0,43	1,6	0,69
21	2036	244	90	120	0,34	1,3	0,44	1,6	0,70
22	2037	248	90	120	0,35	1,3	0,45	1,6	0,72
23	2038	253	90	120	0,35	1,3	0,46	1,6	0,73
24	2039	258	90	120	0,36	1,3	0,47	1,6	0,74
25	2040	263	90	120	0,36	1,3	0,47	1,6	0,76

Fuente: Autores del proyecto

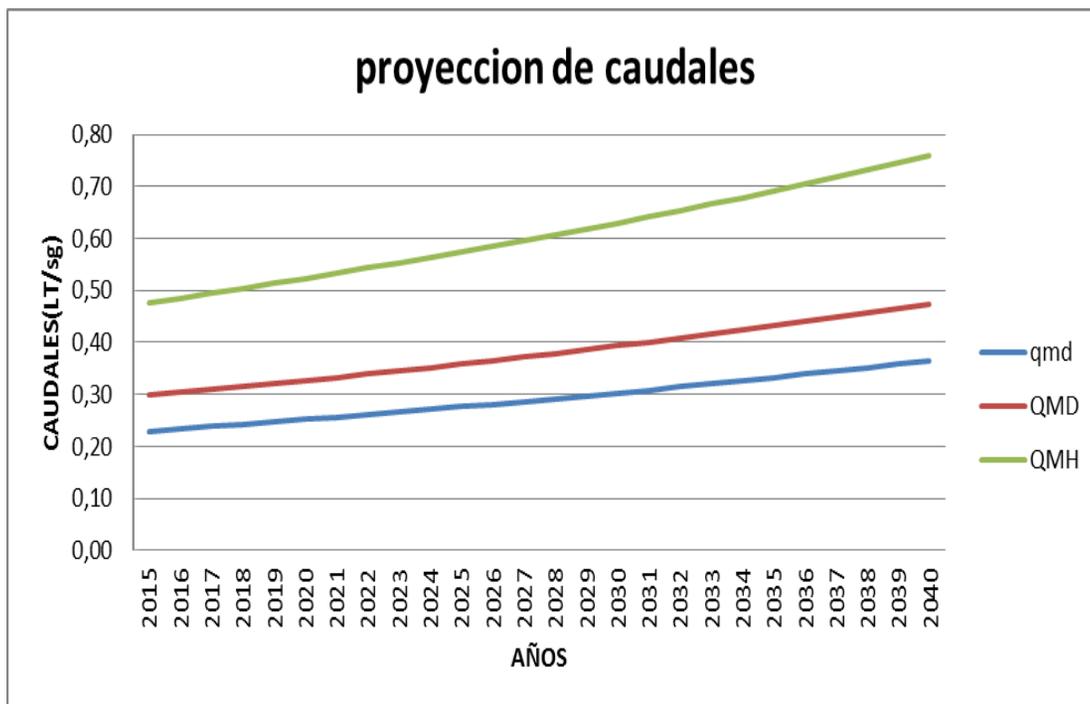


Figura 4. Proyecciones de población y demanda de consumos vereda Búrbura.

Fuente: Autores del proyecto.

4.8 Evaluacion del sistema de acueducto existente.

Se evalúa la infraestructura del sistema existente, verificando las condiciones actuales de la captación, la capacidad hidráulica y el funcionamiento del mismo. El acueducto se alimenta de la quebrada san Cayetano cuenta con una captación, cámara de derivación línea de aducción bocatoma- desarenador, desarenador línea de aducción desarenador-tanque de almacenamiento.

4.8.1 Fuente de abastecimiento. La quebrada san Cayetano se encuentra ubicada en la cordillera oriental, agua arriba de la captación el agua es utilizada en actividades agrícolas y para consumo humano, esta cuenca se encuentra expuesta a contaminación por excretas de animales y residuos de cultivos, debido a estos factores el agua recibe daños a sus componentes naturales.

El afluente en los últimos años ha disminuido su caudal debido a las actividades de deforestación indiscriminada causando un impacto de deterioro ambiental, variando las características del agua ya que en sectores no existe cobertura vegetal y estos tramos están intervenidos por los labriegos quienes intervienen en la contaminación de la cuenca.



Foto 1. Fuente de abastecimiento.

Fuente: Autores del proyecto.

Aforo del afluente. Se realizó un aforo en el sitio de captación haciendo mediciones directas en el campo utilizando el método de velocidad superficial.

Se utiliza un elemento flotador y se establece una distancia determinada que nos permita tomar lectura para así obtener la velocidad superficial, elaborando la sección del canal podemos proceder a calcular el caudal a partir de la ecuación de continuidad. La fórmula utilizada para obtener los valores es la siguiente fórmula

$$Q_{\text{real}} = V \times A \text{ (lts/ seg)}$$

$$v = \frac{x}{T} \text{ (m/ seg)}$$

Q_{real} = caudal real de la fuente.

V = Velocidad en la quebrada.

A = Área transversal.

X = Tramo de ensayo (distancia)

T = Tiempo de recorrido (bola de icopor)

CAUDAL DE LA QUEBRADA EN VERANO.

Calculo de la velocidad:

$$X = 1.8 \text{ m}$$

$$T_1 = 4.81 \text{ seg } T_2 = 4.67 \text{ seg } T_3 = 4.84 \text{ seg } T_4 = 5.35 \text{ seg } T_5 = 6.51 \text{ seg}$$

$$V = 1.8 / 5.24$$

$$V = 0.34 \text{ m/s}$$

Calculo del caudal.

$$Q_{\text{real}} = 0.34 \times 0.0223$$

$$Q_{\text{real}} = 7.58 \text{ L/S}$$



Foto 2. Aforo de la micro cuenca (decámetro, metro, bolas de icopor y cronometro)

Fuente: Autores del proyecto.

4.8.2 Captación. La captación del acueducto existente de bocatoma de fondo, está construida en concreto ciclópeo el cual se encuentra deteriorado, y se puede observar que en su instalación contaba con una rejilla la cual ya no se encuentra, y permite de la entrada de residuos

que arrastra el afluente. No se cuenta con la infraestructura adecuada como lo especifica el R.A.S

Evaluación de la captación.



Foto 3. Captación existente quebrada san Cayetano.

Fuente: Autores de la investigación.

4.8.3 Aducción captación- desarenador. De la captación sale una tubería de 3” hacia el desarenador a una longitud aproximada de 68.9 metros. La tubería parte desde la cámara de derivación y recorre los linderos de unas fincas al descubierto, la tubería se encuentra en buenas condiciones.

La capacidad hidráulica de la aducción está dada por

Longitud = 68.9 m

Diámetro = 3”

$$\text{Pendiente hidráulica} = (1191.23 - 1190.732) / 69.9 = 0.007$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.009$$

$$\text{Capacidad transporte} = 0.312 \times (D^{8/3} \times S^{0.5} / n)$$

$$Q = 0.312 \times (0.0762^{8/3} \times 0.00657^{0.5}) / 0.009$$

$$Q = 0.312 \times 0.0000459 / 0.009$$

$$Q = 2.93 \text{ Lt/sg}$$

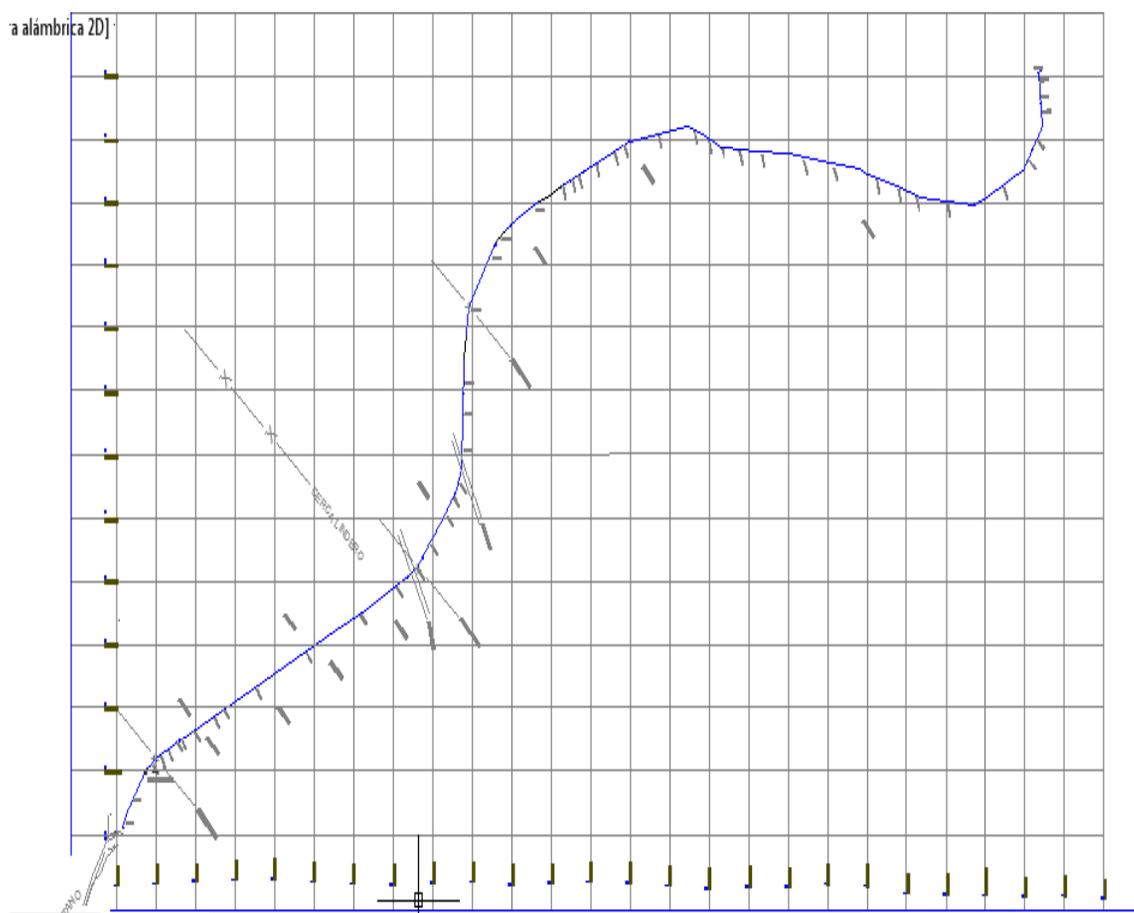


Figura 5. Esquema en planta de la línea de aducción bocatomas-desarenador-tanque.

Fuente: Autores del proyecto.

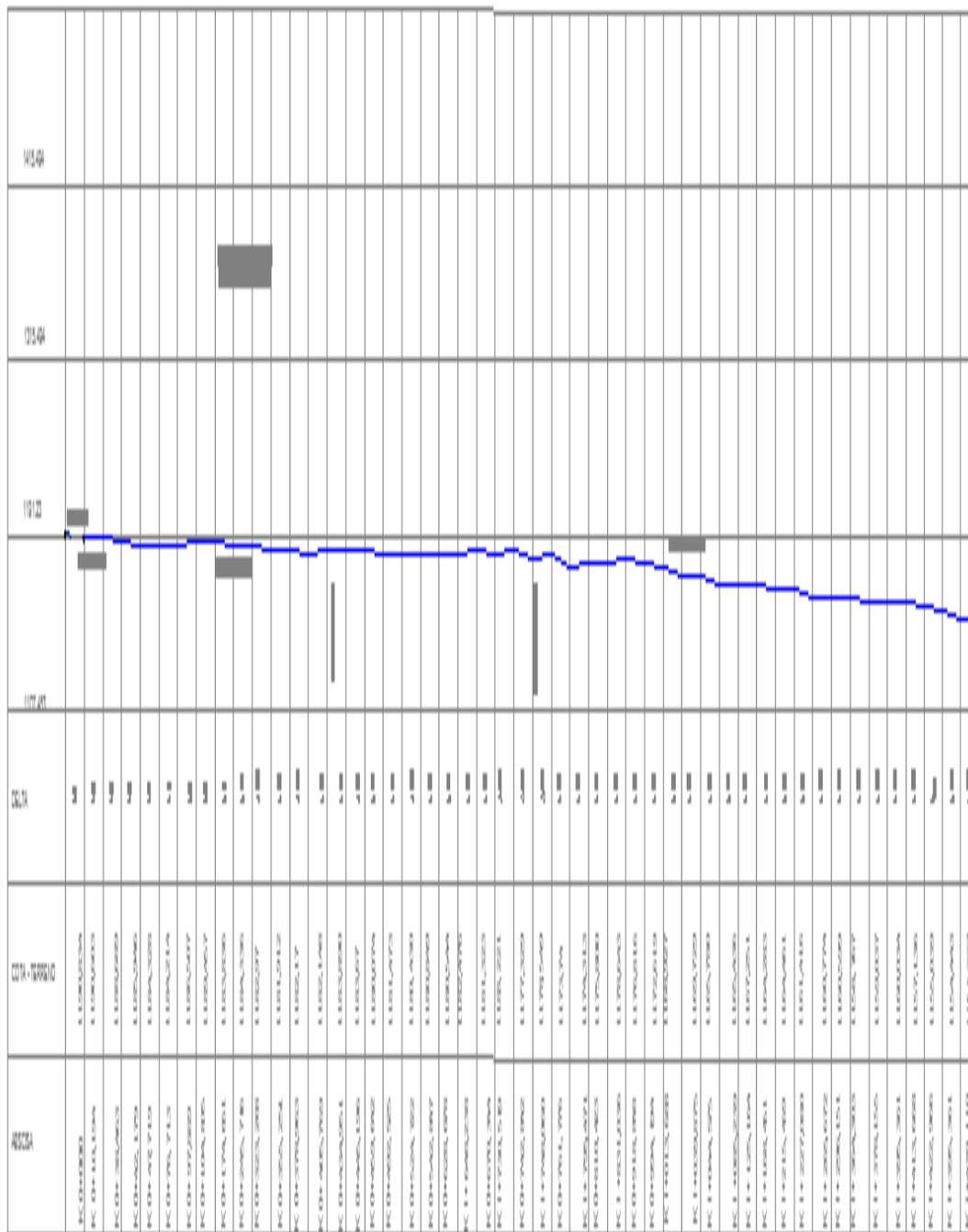


Figura 6. Perfil de la línea de aducción bocatoma-desarenador-tanque.

Fuente: Autores del proyecto.

Cuadro 14.

Perfil evaluación hidráulica – desarenador- tanque de almacenamiento.

tramo	LONG ini fin	acumulada mts	QMD lit/seg	Ø pulg.	Ø inter mm	Material	Ecuación	f	j	FRICCIÓN Hf	PERDIDAS LOCALES	Terreno		Clave		Piezométrica		Presión final		pend %	veloc. mts/seg	PRESIÓN	RDE	
												INI	FIN	INI	FIN	INI	FIN	ESTAT.	DINA.					
DESA	1	10,194	10,194	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,3669	0,0802	1190,034	1185,4892	1189,834	1184,889	1189,633	1189,266	4,82	-0,20	0,49	1,7740	6,27	32,5
	2	28,270	38,463	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,0176	0,2887	1185,4892	1182,4892	1184,889	1181,889	1189,266	1187,960	7,82	4,38	0,11	1,7740	10,17	32,5
	3	3,715	42,179	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,1337	0,4331	1182,4892	1176,4892	1181,889	1175,889	1187,960	1187,393	13,82	6,07	1,61	1,7740	17,97	32,5
	4	5,541	47,719	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,1994	0,1444	1176,4892	1168,4892	1175,889	1167,889	1187,393	1187,049	21,82	11,50	1,44	1,7740	28,37	32,5
	5	28,993	76,713	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,0436		1168,4892	1160,4892	1167,889	1159,889	1187,049	1186,005	29,82	19,16	0,28	1,7740	38,77	32,5
	6	21,177	97,899	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,7622	0,2887	1160,4892	1159,4892	1159,889	1158,889	1186,005	1184,954	30,82	26,12	0,05	1,7740	40,07	32,5
	7	6,916	104,805	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,2489	0,1444	1159,4892	1158,4892	1158,889	1157,889	1184,954	1184,561	31,82	26,07	0,14	1,7740	41,37	32,5
	8	69,857	174,661	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	2,5145		1158,4892	1157,4892	1157,889	1156,889	1184,561	1182,047	32,82	26,67	0,01	1,7740	42,67	32,5
	9	71,055	245,716	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	2,5576	0,4331	1157,4892	1149,4892	1156,889	1148,889	1182,047	1179,056	40,82	25,16	0,11	1,7740	53,07	32,5
	10	77,552	323,268	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	2,7915	0,5774	1149,4892	1148,4892	1148,889	1147,889	1179,056	1175,687	41,82	30,17	0,01	1,7740	54,37	32,5
	11	31,983	355,251	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,1512		1148,4892	1147,4892	1147,889	1146,889	1175,687	1174,536	42,82	27,80	0,03	1,7740	55,67	32,5
	12	23,712	378,963	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,8535		1147,4892	1146,4892	1146,889	1145,889	1174,536	1173,682	43,82	27,65	0,04	1,7740	56,97	32,5
	13	26,806	405,769	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,9649		1146,4892	1145,4892	1145,889	1144,889	1173,682	1172,718	44,82	27,79	-0,04	1,7740	58,27	32,5
	14	29,182	434,951	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,0504	0,1444	1145,4892	1144,4892	1144,889	1143,889	1172,718	1171,523	42,82	27,83	0,07	1,7740	55,67	32,5
	15	10,245	445,196	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,3688	0,1444	1144,4892	1143,4892	1143,889	1142,889	1171,523	1171,010	43,82	24,63	-0,10	1,7740	56,97	32,5
	16	14,446	459,642	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,5200		1143,4892	1142,4892	1142,889	1141,889	1171,010	1170,490	44,82	25,12	0,07	1,7740	58,27	32,5
	17	32,883	492,525	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,1836		1142,4892	1141,4892	1141,889	1140,889	1170,490	1169,306	45,82	25,60	0,03	1,7740	59,57	32,5
	18	32,197	524,722	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,1589		1141,4892	1140,4892	1140,889	1139,889	1169,306	1168,147	46,82	25,42	-0,03	1,7740	60,87	32,5
	19	18,125	542,847	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,6524	0,1444	1140,4892	1139,4892	1139,889	1138,889	1168,147	1167,350	47,82	25,26	-0,06	1,7740	62,17	32,5
	20	85,832	628,678	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	3,0895	0,2887	1139,4892	1138,4892	1138,889	1137,889	1167,350	1163,972	48,82	25,46	-0,01	1,7740	63,47	32,5
	21	19,560	648,238	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,7040	0,4331	1138,4892	1137,4892	1137,889	1136,889	1163,972	1162,835	46,82	23,08	0,10	1,7740	60,87	32,5
	22	22,106	670,344	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,7957	0,7218	1137,4892	1136,4892	1136,889	1135,889	1162,835	1161,318	44,82	19,95	-0,09	1,7740	58,27	32,5
	23	60,175	730,519	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	2,1660		1136,4892	1135,4892	1135,889	1134,889	1161,318	1159,152	45,82	16,43	-0,02	1,7740	59,57	32,5
	24	12,323	742,842	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,4436	0,1444	1135,4892	1134,4892	1134,889	1133,889	1159,152	1158,564	46,82	15,26	0,08	1,7740	60,87	32,5
	25	5,219	748,060	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,1878		1134,4892	1133,4892	1133,889	1132,889	1158,564	1158,376	44,82	15,67	-0,38	1,7740	58,27	32,5
	26	13,716	761,776	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,4937	0,5774	1133,4892	1132,4892	1132,889	1131,889	1158,376	1157,305	45,82	13,49	-0,07	1,7740	59,57	32,5
	27	33,695	795,471	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	1,2128	0,1444	1132,4892	1131,4892	1131,889	1130,889	1157,305	1155,947	46,82	13,42	-0,03	1,7740	60,87	32,5
	28	14,952	810,423	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,5382	0,4331	1131,4892	1130,4892	1130,889	1129,889	1155,947	1154,976	47,82	13,06	0,07	1,7740	62,17	32,5
	29	20,613	831,036	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0360	0,7420		1130,4892	1129,4892	1129,889	1128,889	1154,976	1154,234	48,82	13,09	-0,05	1,7740	63,47	32,5
	30	87,812	918,848	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	3,1515		1129,4892	1128,4892	1128,889	1127,889	1154,234	1151,083	49,82	13,35	0,01	1,7740	64,77	32,5
	31	75,346	994,194	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	2,7041		1128,4892	1127,4892	1127,889	1126,889	1151,083	1148,379	50,82	11,19	0,01	1,7740	66,07	32,5
	32	19,494	1013,688	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,6996	0,1444	1127,4892	1126,4892	1126,889	1125,889	1148,379	1147,535	51,82	9,49	0,05	1,7740	67,37	32,5
	33	26,187	1039,875	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,9398	0,5774	1126,4892	1125,4892	1125,889	1124,889	1147,535	1146,017	52,82	9,65	0,04	1,7740	68,67	32,5
	34	4,700	1044,575	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,1687	0,5774	1125,4892	1124,4892	1124,889	1123,889	1146,017	1145,271	53,82	9,13	-0,21	1,7740	69,97	32,5
	35	40,664	1085,239	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,4594		1124,4892	1123,4892	1123,889	1122,889	1145,271	1143,812	54,82	9,38	-0,02	1,7740	71,27	32,5
	36	39,925	1125,164	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,4329		1123,4892	1122,4892	1122,889	1121,889	1143,812	1142,379	55,82	8,92	0,03	1,7740	72,57	32,5
	37	43,287	1168,451	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,5535	0,4331	1122,4892	1121,4892	1121,889	1120,889	1142,379	1140,392	56,82	8,49	-0,02	1,7740	73,87	32,5
	38	47,018	1215,469	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,6875	0,5774	1121,4892	1120,4892	1120,889	1119,889	1140,392	1138,127	57,82	7,50	-0,02	1,7740	75,17	32,5
	39	11,611	1227,080	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,4167		1120,4892	1119,4892	1119,889	1118,889	1138,127	1137,711	58,82	6,24	-0,09	1,7740	76,47	32,5
	40	38,592	1265,672	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,3851	0,1444	1119,4892	1118,4892	1118,889	1117,889	1137,711	1136,181	59,82	6,82	-0,03	1,7740	77,77	32,5
	41	30,479	1296,151	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	1,0399		1118,4892	1117,4892	1117,889	1116,889	1136,181	1135,087	59,42	6,29	-0,01	1,7740	77,25	32,5
	42	68,152	1364,303	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	2,4459	0,1444	1117,4892	1116,4892	1116,889	1115,889	1135,087	1132,497	58,42	4,80	0,01	1,7740	75,95	32,5
	43	13,852	1378,155	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,4972	0,8661	1116,4892	1115,4892	1115,889	1114,889	1132,497	1131,134	60,42	1,21	-0,14	1,7740	78,55	32,5
	44	17,206	1395,361	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,6175	0,1444	1115,4892	1114,4892	1114,889	1113,889	1131,134	1130,372	61,42	1,84	-0,06	1,7740	79,85	32,5
	45	18,307	1413,668	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,6570		1114,4892	1113,4892	1113,889	1112,889	1130,372	1129,715	62,42	2,08	-0,05	1,7740	81,15	32,5
	46	9,298	1422,966	0,00809	3	76,2	PVC	Darcy	0,0171	0,0359	0,3337	0,1444	1113,4892	1112,4892	1112,889	1111,889	1129,715	1129,237	59,42	2,42	-0,32	1,7740	77,25	32,5
	47	16,144	1439,110	0,008																				

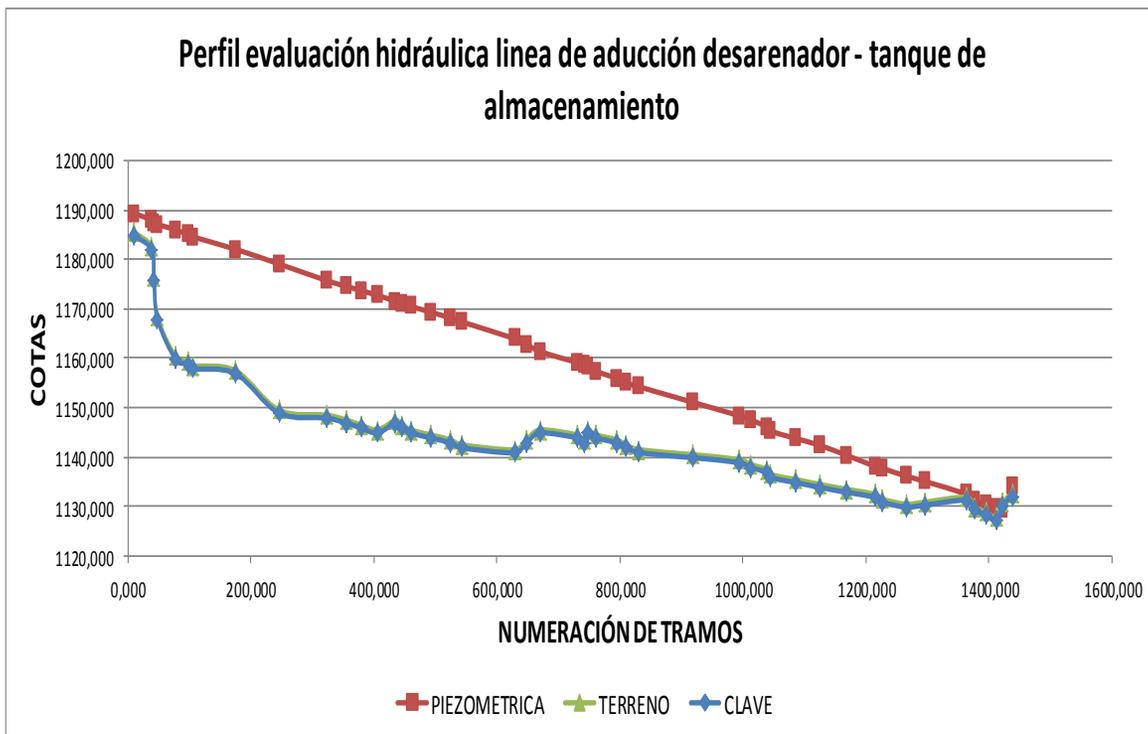


Figura 7. Perfil de la evaluación hidráulica línea de aducción desarenador – tanque de almacenamiento.

Fuente: Autores del proyecto.

Desarenador. La estructura está construida en concreto, se encuentra ubicada a 68.9 metros de la bocatoma el desarenador se encuentra en regular estado y cuenta con la cámara de quietamiento, la pantalla deflectora, zona de sedimentación, vertedero de salida y vertedero de rebose. Ver plano del desarenador existente.



Foto 4. Desarenador sistema de acueducto de Búrbura.

Fuente: Autores del proyecto.

Evaluación del desarenador.

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$Q_{\text{minimos}} = (15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{dia}) (4\text{m} \times 1.50 \text{ m})$$

$$Q_{\text{minimos}} = (15 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{dia}) (6\text{m})$$

$$Q_{\text{minimos}} = 90 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

$$Q_{\text{minimos}} = 0.001041666 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

$$Q_{\text{maximos}} = (80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{dia}) (4\text{m} \times 1.50 \text{ m}) =$$

$$Q_{\text{maximo}} = (80 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{dia}) (6\text{m})$$

$$Q_{\text{maximo}} = 480 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

$$Q_{\text{maximo}} = 0.00556 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Velocidad de sedimentación.

$$V_s = \left(\left(\frac{981}{18} \right) \times \frac{2.65-1}{0.01059} \right) \times (0.005^2)$$

$$V_s = 0.212 \text{ cm/seg} = 2.12 \text{ mm/seg}$$

Numero de Reynolds

$$Re = V_s \frac{d}{\lambda} = (0.212)(0.005) / (0.01059) = 0.1 < 1.0 \text{ flujo laminar}$$

Periodo de retención.

$$T = H / V_s$$

T = Tiempo que demora la partícula en tocar fondo (seg.) H = Profundidad

útil del desarenador = 2.10 m

$$V_s = \text{Velocidad de sedimentación} = 2.12 \text{ mm/seg} \quad T = 1700 \text{ mm} / 2.12 \text{ mm/seg.} = 801.89 \text{ seg.}$$

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención (a) y el tiempo que demora la partícula en tocar fondo (t), en condiciones de depósitos con deflectores deficientes y esperando una remoción del 75% de las partículas es:

$$a / T = 3.00$$

$$= 3.00 \times T$$

$$= 3.00 \times 801.89 \text{ seg}$$

$$= 2405.67 \text{ seg} = 40.0945 \text{ min}$$

Caudal de diseño

$$Q = C / \theta$$

$$Q = \text{Caudal de diseño (m}^3\text{/seg)}$$

$$C = \text{Capacidad del desarenador} = 1.70\text{m} \times 4\text{m} \times 1.50\text{m} = 10.20 \text{ m}^3$$

Para

$$\theta = \text{Período de retención} = 2405.67 \text{ seg} = 40.0945 \text{ min}$$

$$Q = 10.20 / 2971.71 = 0.0042 \text{ m}^3\text{/seg} = 4.24 \text{ lts/seg}$$

$$0.001041666 < 0.00424 < 0.00556 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

Carga hidráulica superficial

$$q = Q / A_s$$

$$q = \text{Carga hidráulica superficial comprendida entre } 15 - 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

Capacidad hidráulica del desarenador (m³/seg)

$$A_s = \text{Área superficial del tanque (m}^2\text{)}$$

$$q = (4.24 \text{ lts/seg} / 1000) \times 86400 / (4\text{m} \times 1.50\text{m}) = 61.056 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$$15 < 61.056 < 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

Velocidad horizontal

$$V_h = V_o \times L / H$$

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg

V_o = Carga hidráulica superficial = $61.056 / 86400 = 0.00070666$ m/seg L = Largo

útil del desarenador = 4 m

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.70 m

V_h = 0.00070666 m/seg x 4 m x 100 / 1.70 m = 0.166 cm/seg

Velocidad horizontal máxima

$V_{h\text{máx}}$ = 20 x V_s

$V_{h\text{máx}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg

V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg $V_{h\text{máx}}$ = 20 x

0.212 cm/seg = 4.24 cm/seg

Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{(8 \times k \times g \times (P_s - P) \times d / f)}$$

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg k = Parámetro de sedimentación

de arenas = 0.04

f = Parámetro de sedimentación por acción de la gravedad = 0.03 g = Aceleración

de la gravedad = 981 cm/seg^2

P_s = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm^3 P = Peso

específico del agua = 1 gr/cm^3

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

$$V_r = \sqrt{(8 \times 0.04 \times 981 \times (2.65 - 1.00) \times 0.005 / 0.03)} V_r = 9.29 \text{ cm/seg}$$

Capacidad instalada > Q capacidad requerida (QMD)

4.24 lts/ seg > 0.47 lts/ seg

4.8.4 Red de distribución

Evaluación hidráulica considerando que las tuberías de distribución están en óptimas condiciones, procedemos a evaluar el comportamiento hidráulico de la red en base a las demandas actuales, futuras al uso que se le da por parte de los usuarios.

Para evaluar hidráulicamente la red se tuvieron en cuenta la demanda correspondiente. Se elabora una Cuadro de consumos en el año actual y para el horizonte del proyecto año 2040. Luego Se procede a utilizar un programa de simulación de redes de distribución EPANET con el fin de conocer el comportamiento de la red actualmente y en el año horizonte de proyección. Los resultados de la evaluación se presentan en:

Cuadro N° Evaluación estado de los nudos red de distribución actual.

Cuadro N° Evaluación estado de Las tuberías red de distribución actual.

Cuadro N° Evaluación año horizonte de proyecto estado de los nudos red de distribución.

Cuadro N° Evaluación año horizonte de proyecto estado de Las tuberías red de distribución.

Descripción del programa utilizado. Para realizar la modelación en el programa EPANET se le cargan datos como:

Número de tramos de la red.

Numero de nudos de la red.

Nudo inicial.

Nudo final.

Longitud del tramo.

Diámetro de la tubería.

Coefficiente de fricción de Darcy weisbach.

Coefficiente de perdidas menores.

Demanda en los nudos.

Cota clave en los nudos.

Datos obtenidos. Después del análisis que realiza el programa nos arroja resultados del comportamiento que presenta la red algunos de estos resultados son:

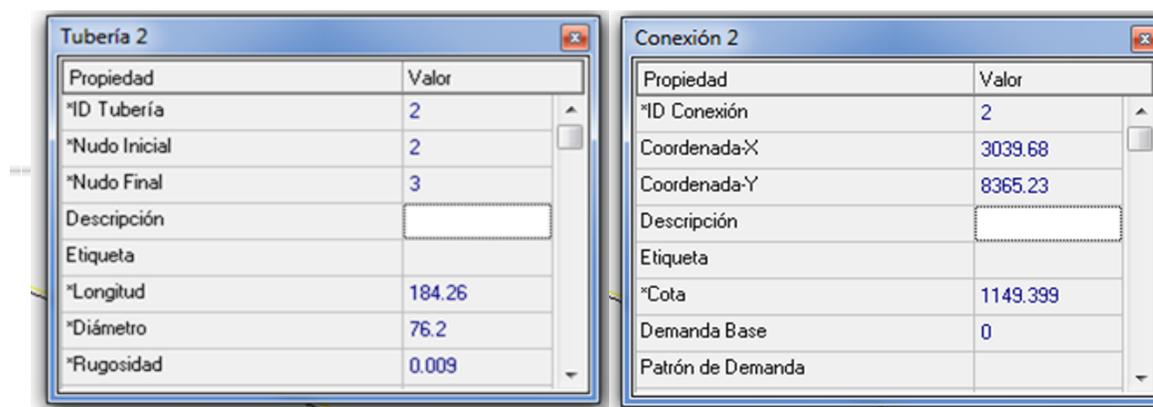
Velocidad en los tramos.

Presión en los nudos.

Perdida en m/km en cada tramo.

Caudal de salida en cada tramo.

Pasos para usar el programa. En el margen superior derecho del programa se encuentran todas las barras de herramientas a utilizar, para conformar la red mediante la unión de los tramos de tubería, los embalses, nudos, longitud, coeficiente de rugosidad, diámetro, cota clave. A continuación se presenta en la siguiente imagen.



Método utilizado:

Método de densidad poblacional. En este método se tiene en cuenta la población por área que conforma cada nudo el caudal en cada nudo será.

$$Q_i = Q_P * P_i$$

Q_P = caudal unitario poblacional.

$$Q_P = Q_t / P_t$$

Q_t = caudal máximo horario para la población.

P_t = población total del proyecto

P_i = población en el área de influencia de los nudos

Consideraciones año 2015

Población = 165 Habitantes Dotación = 90 lts/hab/día

qmd = 0.229 lts/seg

QMD = 0.298 lts/seg

QMH = 0.477lts/seg

Cuadro 15.

Calculo de caudales red actual año 2015.

CALCULO DE CAUDALES RED ACTUAL AÑO 2015							
TRAMO		LONGITUD (MT)	VIVIENDAS	HAVITANTES /VIV	HAVITANTES	NODO	DEMANDA (LT/SG)
1	2	42.14	0	3	0	TANQUE	0
2	3	184.26	0	3	0	2	0
3	4	118.13	12	3	36	3	0.09
4	5	37.21	8	3	24	4	0.05
5	6	72.84	9	3	27	5	0.11
6	7	60.39	5	3	15	6	0.02
7	8	72.84	13	3	39	7	0.04
8	5	56.72	3	3	9	8	0.023
8	9	37	5	3	15	9	0.07
9	10	19	7	3	21	10	0.05
9	4	56.72	1	3	3	11	0.01

Fuente: Autores del proyecto.

Cuadro 16.

Evaluación de los nudos red de distribución actual.

EVALUACION ESTADO DE LOS NUDOS RED DE DISTRIBUCION ACTUAL					
CALCULO DE RED EPANET					
INFORME DE LOS NUDOS					
NUDO	COTA (m)	DEMANDA BASE (LT/Sg)	DEMANDA (LT/sg)	ALTURA (m)	PRESION (m)
CONEXIÓN 2	1.149,399	0.48	0.48	1154.18	4.78
CONEXIÓN 3	1146,112	0.48	0.48	1151.29	5.18
CONEXIÓN 4	1132.46	0.39	0.39	1147.21	14.74
CONEXIÓN 5	1132.15	0.301	0.30	1145.3	13.13
CONEXIÓN 6	1131.07	0.161	0.16	1144.89	13.80
CONEXIÓN 7	1134.22	0.141	0.14	1144.9	10.66
CONEXIÓN 8	1134.5	0.108	0.11	1145.24	10.71
CONEXIÓN 9	1135	0.067	0.07	1145.68	10.65
CONEXIÓN 10	1135.1	0.05	0.05	1145.66	10.54
EMBALSE	1.154.327	0	0	1154.33	0

Fuente: Autores del proyecto.

Cuadro 17.

Calculo de red epanet.

CALCULO DE RED EPANET							
INFORME DE LAS LINEAS DE TUBERIA							
LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	RUGOSIDAD (mm)	CAUDAL (LT/sg)	VELOCIDAD (m/s)	PERDID UNIT (m/km)	FACTOR DE FRICCION	ID LINEA
42.14	76.2	0.009	2.18	0.48	3.49	0.023	TUBERIA 1
184.26	50.8	0.009	1.7	0.84	15.69	0.022	TUBERIA 2
118.13	38.1	0.009	1.22	1.07	34.64	0.023	TUBERIA 3
37.21	25.4	0.009	0.51	1.01	51.55	0.026	TUBERIA 4
72.84	25.4	0.009	0.15	0.29	5.7	0.035	TUBERIA 5
60.39	25.4	0.009	0.02	0.03	0.17	0.068	TUBERIA 6
52.1	25.4	0.009	0.16	0.31	6.51	0.034	TUBERIA 7
37.21	25.4	0.1	0.2	0.4	11.72	0.031	TUBERIA 8
56.72	25.4	0.1	0.06	0.13	1.15	0.029	TUBERIA 9
19	25.4	0.1	0.05	0.1	0.58	0.029	TUBERIA 10
56.72	25.4	0.1	0.32	0.63	27.28	0.028	TUBERIA 11

Fuente: Autores del proyecto.

Consideraciones para la evaluación de la red en el año horizonte 2040

Población = 263 Habitantes

Dotación = 90 lts/hab/día

qmd = 0.365 lts/seg

QMD = 0.474 lts/seg

QMH = 0.759lts/seg

Cuadro 18.

Calculo de caudales red futura año 2040.

CALCULO DE CAUDALES RED FUTURA AÑO 2040							
TRAMO		LONGITUD (MT)	VIVIENDAS	HAVITANTES /VIV	HAVITANTES	NODO	DEMANDA (LT/SG)
1	2	42.14	0	4	0	TANQUE	0
2	3	184.26	0	4	0	2	0
3	4	118.13	12	4	48	3	0.15
4	5	37.21	8	4	32	4	0.075
5	6	72.84	9	4	36	5	0.18
6	7	60.39	5	4	20	6	0.025
7	8	72.84	13	4	52	7	0.113
8	5	56.72	3	4	12	8	0.038
8	9	37	5	4	20	9	0.125
9	10	19	7	4	28	10	0.08
9	4	56.72	1	4	4	11	0.013

Fuentes: Autores del proyecto.

Cuadro 19.

Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2040.

EVALUACION ESTADO DE LOS NUDOS RED DE DISTRIBUCION FUTURA OPTIMIZADA AÑO 2040					
CALCULO DE RED EPANET					
INFORME DE LOS NUDOS					
NUDO	COTA (m)	DEMANDA BASE (LT/Sg)	DEMANDA (LT/sg)	ALTURA (m)	PRESION (m)
CONEXIÓN 2	1149,399	0.48	0.15	1153.99	4.59
CONEXIÓN 3	1140,112	0.48	0.61	1153.05	10.13
CONEXIÓN 4	1132.46	0.39	0.47	1152.25	8.89
CONEXIÓN 5	1132.15	0.301	0.28	1151.44	4.87
CONEXIÓN 6	1131.07	0.161	0.26	1150.34	4.88
CONEXIÓN 7	1134.22	0.141	0.16	1150.36	1.71
CONEXIÓN 8	1134.5	0.108	0.12	1151.35	2.41
CONEXIÓN 9	1135	0.067	0.08	1151.94	3.26
CONEXIÓN 10	1135.1	0.05	0.01	1151.90	3.06
EMBALSE	1154327	0	0	1154.33	0.0

Fuentes: Autores del proyecto.

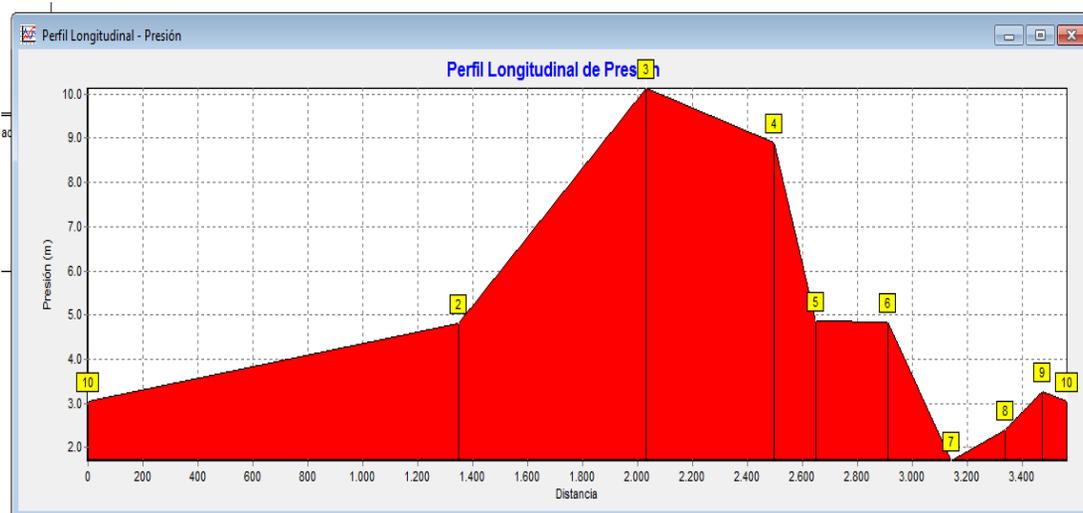


Figura 8. Perfil longitudinal de presión.

Fuentes: Autores del proyecto.

Cuadro 20.

Calculo de red futura epanet año 2040.

CALCULO DE RED FUTURA EPANET AÑO 2040							
INFORME DE LAS LINEAS DE TUBERIA							
LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	RUGOSIDAD (mm)	CAUDAL (LT/sg)	VELOCIDAD (m/s)	PERDID UNIT (m/km)	FACTOR DE FRICCION	ID LINEA
42.14	76.2	0.009	3.46	0.76	7.97	0.022	TUBERIA 1
184.26	50.8	0.009	2.7	1.33	36.15	0.020	TUBERIA 2
118.13	38.1	0.009	1.94	1.7	80.30	0.021	TUBERIA 3
37.21	25.4	0.009	0.83	1.64	123.91	0.030	TUBERIA 4
72.84	25.4	0.009	0.26	0.52	15.74	0.057	TUBERIA 5
60.39	25.4	0.009	-0,02	0.05	0.26	0.029	TUBERIA 6
52.1	25.4	0.009	-0,28	0.56	18.32	0.034	TUBERIA 7
37.21	25.4	0.1	-0,34	0.68	31.43	0.043	TUBERIA 8
56.72	25.4	0.1	0.1	0.19	3.15	0.045	TUBERIA 9
19	25.4	0.1	0.08	0.15	2.13	0.033	TUBERIA 10
56.72	25.4	0.1	0.5	0.99	63.82	0.038	TUBERIA 11

Fuentes: Autores del proyecto.

Conclusiones de la evaluación de la red de distribución. Al analizar los resultados de la evaluación de la red y realizando un análisis se puede concluir. La red de distribución existente está capacitada para transportar el QMH actual y el QMH futuro no se encuentra capacitado ya que se presentan presiones por debajo del rango (permitido 10 – 60 mca) para el año 2040. Incluso se presentan velocidades bajas en la condición actual y futura en algunos tramos en tubería de Ø1. Estando por debajo de lo permitido (0.5 m/seg). Lo cual puede presentar problemas de capacidad de transporte en las tuberías 5, 6, 7, 8, 10. Presentándose un caudal mínimo y con baja presión en horas de alto consumo, existiendo diferencias de presión.

Conclusiones de la evaluación del sistema de acueducto existente. En la evaluación de los elementos que componen el acueducto del corregimiento de Burbura, como lo es, la fuente de abastecimiento, línea de aducción, desarenador, finalizando en la red de distribución. Teniendo en cuenta el estado general del acueducto se procede a realizar las siguientes conclusiones de cada uno de los elementos del sistema.

La fuente hídrica actual nos garantiza dos veces el caudal medio diario (0,459lt/seg) y dos veces el caudal máximo horario (0,954 lt/seg) en las condiciones actuales año 2015, y en el año horizonte 2040 dos veces el caudal medio diario (0,73 lt/seg) y dos QMH (1,518 lts/ seg), caudal mínimo del afluente es 7,58 lts/seg, sin embargo es necesario implementar programas de conservación del bosque aguas arriba de la captación con el fin de garantizar la continuidad del afluente el cual se encuentra en disminución de su capacidad del fluido a causa de la deforestación y al cambio climático, además realizar visitas a la micro cuenca para verificar que los programas adoptados hayan sido suficientes.

El caudal ecológico es el flujo de agua requerido para mantener las necesidades mínimas de los ecosistemas acuáticos existentes en la zona en nuestro caso de la quebrada san Cayetano para mantenerla en su cantidad y calidad este importante recurso hídrico, para mantener su estabilidad y cumplir sus funciones tales como la de flujo, capacidad de conducción de sólidos, recarga de acuíferos, mantenimiento de las características estéticas y paisajísticas del medio y amortiguación de los extremos climatológicos e hidrológicos, el caudal ecológico es un escurrimiento que se deja fluir por el río para preservar la integridad ecológica sin deteriorar el desarrollo de los habitantes, el valor máximo de flujo a captar es el 50% del caudal del afluente para el presente proyecto se utiliza el 6.23% lo que nos garantiza que estamos dentro del rango permitido.

La capacidad en la quebrada san Cayetano se realizó mediante una bocatoma de fondo tipo dique, la capacidad corresponde con la demanda que exige el sistema, y en el año horizonte; No cuenta con una rejilla que se encarga de filtrar los sólidos presentes en el fluido, presenta desgastes en el concreto por lo que es necesario demoler.

La cámara de recolección tiene capacidad de almacenamiento pero no cuenta, con la tubería de rebose y con dimensiones apropiadas para realizar limpiezas periódicas necesarias, se encuentra en mal estado y su ubicación no es la adecuada para recolectar el caudal que recibe de la quebrada san Cayetano.

El desarenador actual no cumple con las especificaciones exigidas por el RAS 200. No cuenta con cámara de quietamiento, pendiente apropiada en las losas de fondo, tubería de lavado para manejo de lodos. En sus funciones cumple con la velocidad horizontal y la carga

hidráulica superficial las cuales están dentro del rango establecido, carga hidráulica superficial $15 < 61 > 80$ (m³/m²/día) velocidad horizontal máxima 4,24 cm/seg $> 0,166$ cm/seg. Pero no son favorables por las condiciones físicas en que se construyó el desarenador.

Debe construirse un nuevo desarenador que permita la sedimentación de las partículas con el fin de garantizar que no se vayan partículas en suspensión hacia la línea de conducción lo cual generaría taponamientos en el sistema.

La línea de aducción – desarenador- tanque de almacenamiento cuenta con capacidad de transporte, el caudal en condición actual y futuro, no presenta válvulas de purga ni ventosa. La tubería se encuentra expuesta en sectores lo que hace necesario su protección.

Evaluación de alternativas para mejoramiento del sistema de acueducto de Búrbura.

Después de evaluar la estructura del acueducto existente, a continuación se presentan alternativas que nos permitan tener un sistema de acueducto adecuado que nos permita satisfacer las necesidades de los usuarios del acueducto rural del corregimiento de Búrbura.

Fuente de abastecimiento: no se requiere utilizar otra fuente de abastecimiento debido a que la quebrada san Cayetano nos garantiza el caudal necesario de horizonte de población evaluada y además las propiedades físico químicas y microbiológicas son adecuadas.

Captación: se plantea demoler la estructura de captación ya que presenta desgastes en el concreto; requiere de una estructura de control que nos permita realizar aforo, no presenta rejilla,

la conducción hacia la cámara de recolección es exagerada y se tiene que disminuir el caudal captado con rocas, esto con el fin de que la captación del caudal sea el adecuado.

Cámara de recolección: es necesario demoler por el deterioro que presenta la estructura, sus dimensiones no permiten realizar el mantenimiento o limpieza necesarios, la proximidad de la estructura con el talud, en épocas de invierno el terreno erosiona obstruyendo su funcionamiento, es necesario construir uno nuevo más adelante para evitar problemas con el talud.

Línea de aducción- captación desarenador: la capacidad de la línea de aducción es suficiente cumple con la demanda actual y futura. Se encuentra en buen estado se necesita proteger la tubería en el cruce con el camino de herradura debido a que se encuentra expuesta y se puede afectar por las personas y animales que transitan por ese punto.

Desarenador: se requiere la construcción de un nuevo desarenador, que cumpla con las especificaciones técnicas, el actual no permite su mantenimiento adecuado. El agua llega al tanque con partículas en suspensión.

Línea de aducción- desarenador tanque: tiene capacidad de conducción en las condiciones actuales y futuras, es necesario instalar válvulas de purga y ventosa a lo largo de la línea de aducción para evitar taponamientos y que tenga un funcionamiento adecuado, se deben proteger las tuberías en sectores donde el terreno esta erosionado.

Tanque de almacenamiento: se requiere la construcción de un tanque de almacenamiento de un módulo que nos garantice el suministro de agua a los usuarios del acueducto, el actual tiene una capacidad de almacenamiento además está deteriorado y presenta desgaste.

Red de distribución: es necesario el cambio de diámetro en toda la red de distribución, se presentan problemas de presión y cantidad de agua en sectores en los que no llega el fluido, se necesitan válvulas de cierre en la entrada a la red para facilitar los trabajos que se realizan a la red de distribución, los diámetros actuales de la red no cumplen con mínimos requeridos por la norma.

4.9 Optimización del sistema de acueducto existente

Optimización de la captación. En el sistema existente en el corregimiento de Búrbura de Gonzales Cesar ya existe una captación la cual se encuentra construida en concreto ciclópeo, la estructura presenta desgaste en el concreto y la rejilla se encuentra en mal estado físico, las separación de barrotes según el RAS 2000 no son las adecuadas, respecto a la filtración de material flotante hacia las estructuras de la captación por lo siguiente se recomienda un rediseño que tenga las adecuadas especificaciones del R.A.S 2000.

$$H = \frac{Q}{1.84L}$$

$$L' = L - 0.2H \quad L' = 0.80 - 0.2(0.02) = 0.796\text{m}$$

$$H = \frac{Q}{L'H}$$

$$(0.40)(0.796)(0.02) = Q$$

$$Q = 0.006368 \text{ m}^3/\text{seg} = 6.368 \text{ lts} / \text{seg}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = H = \left(\frac{0.006368}{1.84(0.80)} \right)^{2/3} = 0.027922115\text{m}$$

$$\text{Las correcciones laterales son } L' = L - 0.2 H = L' = 0.80 - 0.2 (0.027922115) = 0.79\text{m}$$

Velocidad del rio sobre la presa

$$v = \frac{Q}{L'H} = v = \frac{0.006368}{(0.79)(0.027922115)} = 0.30 \text{ m/seg}$$

$$0.30 \text{ m/seg} \leq 0.30 \text{ m/seg} \leq 3\text{m/seg}$$

Diseño de la rejilla y el canal de aducción

El ancho del canal de aducción será:

$$Xs = 0.36v^{2/3} + 0.60H^{4/7}$$

$$Xs = 0.36(0.30)^{2/3} + 0.60(0.027922115)^{4/7} = 0.24\text{m}$$

$$Xs = 0.18v^{4/7} + 0.74H^{3/4}$$

$$Xs = 0.18(0.30)^{4/7} + 0.74(0.027922115)^{3/4} = 0.10\text{m}$$

$$B = Xs + 0.10\text{m} = 0.24 + 0.10\text{m} = 0.34\text{m} = 0.40 \text{ m}$$

Le adoptan barrotes de $\frac{1}{2}$ "(0.0127m) y separación de 1.5 cm

Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes es igual a 0.10 m/s

$$v = \frac{Q}{0.9vb} = \frac{0.006368}{(0.9)(0.10)} = 0.071 \text{ m}^2 = \frac{a}{a+b} x B x Lr$$

$$Lr = \frac{0.071x(0.015+0.0127)}{0.015x0.40} = 0.33\text{m se adopta } 0.70\text{m de rejilla}$$

$$v = \left[\frac{0.015}{0.015 + 0.0127} \right] \times 0.40 \times 0.70 = 0.15 \text{ m}^2$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{An}{axB} = \frac{0.15 \text{ m}^2}{(0.015)(0.40)} = 25 \text{ orificios}$$

$$Vb = \frac{0.006368}{(0.9)(0.15)} = 0.0472 \text{ m/seg} < 0.10 \text{ m/seg}$$

$$Lr = \frac{0.15(0.015 + 0.00127)}{(0.015)(0.40)} = 0.70 \text{ m}$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son :

Aguas abajo

$$H = \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)^{1/3} = \left(\frac{(0.006368)^2}{(9.81)(0.40)^2} \right)^{1/3} = 0.03 \text{ m}$$

Aguas arriba

$$Lc = Lr + \text{espesor del muro} = 0.70 + 0.30 = 1 \text{ m}$$

Se adopta $j = 3\%$

$$h_o = \left[2h_e^2 + \left(h_e - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3} iL_c$$

$$h_o = 0.034 \text{ m}$$

$$H_o = h_o + B.L$$

$$H_o = 0.034 \text{ m} + 0.15 \text{ m} = 0.184 \text{ m}$$

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + jL_c + B.L$$

$$H_e = 0.03 + (0.034 - 0.03) + 0.03(0.70 + 0.30) + (0.15) = 0.214 \text{ m}$$

La velocidad del agua al final del canal será:

$$ve = \frac{Q}{Bhe} = ve = \frac{0.006368}{(0.40)(0.03)} = 0.53 \text{ m/seg}$$

$$0.3 \text{ m/seg} < 0.53 \text{ m/seg} < 3 \text{ m/seg}$$

4.9.1 Diseño de la cámara de recolección

$$X_s = 0.36(0.53)^{2/3} + 0.60(0.03)^{4/7} = 0.32 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18(0.53)^{2/3} + 0.60(0.03)^{4/7} = 0.20 \text{ m}$$

$$B_{camara} = X_s + 0.30 = 0.32 + 0.30 = 0.62 \text{ m}$$

$$B_{camara} = 0.62 \text{ m}$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta una cámara cuadrada de 1.20m x 1.20m

Calculo de la altura de los muros de contención

$$Q_{maximo \text{ del rio}} = 13.53 \text{ lts/seg} = 0.01353 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = H = \left(\frac{Q}{(1.84)(0.80)} \right)^{2/3} = 0.044 \text{ m}$$

Dejando borde libre de 30 cm, entonces la altura de los muros será de 0.35m

Calculo del caudal de excesos:

$$Q_{promedio \text{ del rio}} = 0.008 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = H = \left(\frac{0.008}{(1.84)(0.80)} \right)^{2/3} = 0.031 \text{ m} \quad Q_{max \text{ rio}} = 13.53 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{medio rio}} = 8 \text{ lts/seg}$$

$$Q_{\text{captado}} = C_d A v = \sqrt{2gh}$$

$$Q_{\text{captado}} = (0.30)(0.15)\sqrt{2(9.81)(0.031)} = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{exceso}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}} = 0.028632 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_{\text{excesos}} = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.028632}{(1.84)(1.20)} \right)^{2/3} = 0.0552 \text{ m}$$

$$V_{\text{excesos}} = v_e = \frac{Q_e}{B_{\text{camara}} x h_e} = \frac{0.028632}{(0.0552)(1.20)} = 0.43 \text{ m/seg}$$

$$X_s = 0.36(0.43)^{2/3} + 0.60(0.0552)^{4/7} = 0.32 \text{ m}$$

El vertedero de excesos será colocado a 0.65m de la pared aguas debajo de la cámara de recolección.

4.9.2 Rediseño del desarenador. El acceso al desarenador es muy limitado, y la norma nos estipula que debe hacerse limpieza por gravedad. En desarenadores de remoción manual el depósito de arena debe acumular un equivalente al 10% del volumen total del desarenador.

Condiciones del rediseño del desarenador.

$$\text{Diámetro de la partícula a sedimentar} = 0.05 \text{ mm}$$

$$\text{Parido de retención mínimo} = 20 \text{ min}$$

$$\text{Temperatura del agua} = 17^\circ\text{c.}$$

$$\text{Caudal de diseño} = 0.474 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Periodo de diseño} = 25 \text{ años}$$

$$\text{Remoción de partículas de diámetro (d)} = 75\%$$

$$\text{Viscosidad cinemática} = 0.01112 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$\text{Cota lámina de agua entrada tubería al desarenador} = 1190.534$$

$$\text{Cota batea de tubería de entrada} = 1190.483$$

$$\text{Cota corona muros} = 1190.834$$

Parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación. Formula de Stokes.

$$P = \text{peso específico del agua (1 gr/cm}^3\text{)}$$

$$g = \text{aceleración de la gravedad (981 cm/s}^2\text{)}$$

$$ps = \text{peso específico de la partícula a remover arena (2.65 gr/cm}^3\text{)}$$

$$\mu = \text{viscosidad del agua a temperatura que se encuentra} = 0.01059 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$d = \text{diámetro de la partícula a remover}$$

$$v_s = \frac{g}{18} \times \left(\frac{P_s - p}{\mu} \right) \times d^2$$

$$v_s = \frac{981}{18} \times \left(\frac{2.65 - 1.0}{0.01059} \right) \times (0.005)^2$$

$$v_s = 0.21 \text{ cm/s) } v_s = 2.12 \text{ mm/seg}$$

Numero de reynold.

$$Re = \frac{v_s \times d}{\mu} \quad Re = \frac{0.212 \times 0.005}{0.01059}$$

Período de retención.

$$T = H / V_s$$

T = Tiempo que demora la partícula en tocar fondo (seg.)

H = Profundidad útil del desarenador = 1 m

V_s = Velocidad de sedimentación = 2.12 mm/seg

$$T = 100\text{mm} / 0.21 \text{ mm/seg.} = 476.19 \text{ seg.}$$

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención (a) y el tiempo que demora la partícula en tocar fondo (t), en condiciones de depósitos con deflectores deficientes y esperando una remoción del 75% de las partículas es:

$$a / T = 3.00$$

$$= 3.00 \times \theta$$

$$= 3.00 \times 476.19 \text{ seg}$$

$$= 1428.57 \text{ seg} = 23.81 \text{ min} > 20 \text{ min literal B4.6.4 RAS}$$

Volumen del tanque

$$V = \theta \times Q_{\text{diseño}} = 23.81 \text{ seg} \times 0.474 \text{ lts/seg} = 0.67 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque

$$As = \frac{V}{1.0\text{m}} = As = \frac{0.67\text{m}^3}{1.0\text{m}} = 0.67\text{m}^2$$

Dimensiones del tanque l: b 4:1

$$B = \frac{As}{4m} = \frac{\sqrt{0.67}}{4} = 0.41 \text{ m}$$

Se asume de 0.80 m por facilidad de limpieza.

$$L = 4 \times B = 3.2\text{m}$$

Volumen del tanque modificado para facilitar limpieza.

$$V = 0.8 \times 3.5 \times 1.0 = 2.56 \text{ m}^3$$

$$As = 2.56 \text{ m}^3 / 1.0\text{m} = 2.56 \text{ m}^2$$

4.9.3 Carga hidráulica superficial para el tanque.

$$q = Q / As$$

q = Carga hidráulica superficial comprendida entre 15 – 80 ($\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$)

Q = Capacidad hidráulica del desarenador (m^3/seg)

As = Área superficial del tanque (m^2)

$$Q = (4.74 \text{ lts/seg} / 1000) \times 86400 / (0.8\text{m} \times 3.2\text{m})$$

$$= 16 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$$15 < 16 < 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

Cumple con especificaciones de carga superficial RAS 2000.

$$V_0 = q = 16 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \text{ Día} = 0.018 \text{ cm/seg}$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{v_0 \times 18\mu}{g \times (P_s - p)}} = \sqrt{\frac{0.018 \times 18 \times 0.01059}{9.81 \times (2.65 - 1)}} = 0.0015 \text{ mm}$$

Relación de tiempos igual a relación de velocidades.

$$\frac{\theta}{t} = \frac{v_s}{v_0} = = \frac{0.21 \text{ cm/seg}}{0.018 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}} = 0.012 \text{ mm}$$

Se removerán partículas de diámetro igual 0.012 mm. Se tiene en cuenta las condiciones reales, flujo uniforme, corrientes de densidad y velocidad horizontal variable, el diámetro se aumenta a 0.03 mm.

Velocidad horizontal.

$$V_h = V_0 \times L / H$$

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg

V_0 = Carga hidráulica superficial = $16 / 86400 = 0.000186 \text{ m/seg}$

L = Largo útil del desarenador = 3.2 m

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.0 m

$V_h = 0.000186 \text{ m/seg} \times 3.2 \text{ m} \times 100 / 1.0 \text{ m} = 0.06 \text{ cm/seg}$

Velocidad horizontal máxima

$V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$

$V_{h\text{máx}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg

V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg

$V_{h\text{máx}} = 20 \times 0.21 \text{ cm/seg} = 4.2 \text{ cm/seg}$

$V_{h\text{máx}} > V_h$

$.24 \text{ cm/seg} > 0.06 \text{ cm/seg}$

Cumple con el parámetro de velocidad horizontal establecida por el reglamento.

Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{(8 \times k \times g \times (P_s - P) \times d / f)}$$

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg

k = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

f = Parámetro de sedimentación por acción de la gravedad = 0.03

g = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²

P_s = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm³

P = Peso específico del agua = 1 gr/cm³

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

$$V_r = \sqrt{(8 \times 0.04 \times 981 \times (2.65 - 1.00) \times 0.005 / 0.03)}$$

$$V_r = 9.29 \text{ cm/seg}$$

Condiciones de operación

Operación inicial en el año 2015

Caudal de operación = Q_{md} = 0.37 lts/seg = 0.00037 m³/seg

$$\Theta = \frac{V}{Q}$$

Θ = Tiempo que tarda una partícula en entrar y salir del tanque

V = Volumen del tanque

Q = Caudal medio diario

$$\Theta = 2.56 \text{ m}^3 / 0.00037 \text{ m}^3/\text{seg} = 6918.9 \text{ seg} = 1.92 \text{ horas}$$

$$0.5 < 1.92 < 4 \text{ (horas)}$$

$$q = Q / A_s$$

$$q = 0.00037 / 4 \times 86400 = 7.992 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

$$15 < 7.992 < 80 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{día)}$$

En esta condición se presentaría una disminución en la eficiencia del desarenador.

Cálculo de los elementos del desarenador Vertedero de salida

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

$Q = \frac{1.49 H_v^{3/2} B}{1.49} = \left(\frac{Q}{1.49 B} \right)^{2/3}$
 = Caudal máximo diario en m³/seg

B = Base del desarenador en m

$$H_v = \left(\frac{0.0000474}{1.84 \times 0.8} \right)^{2/3} \quad H_v = 0.0047 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q}{B \times H_v}$$

V_v = Velocidad sobre la cresta del vertedero en m/seg

Q = Caudal máximo diario en m³/seg

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

B = Base del desarenador en m

$$V_v = \frac{0.0000474}{0.8 \times 0.0047} = 0.126 \text{ m / se}$$

Ecuación del alcance horizontal

$$X_s = 0.36(V_v)^{2/3} + 0.60 (H_v)^{4/7}$$

$$X_s = 0.36(0.126)^{2/3} + 0.60 (0.0047)^{4/7} = 0.12 \text{ m}$$

$$L_r = 0.12 + 0.10 = 0.22 \text{ m se adopta } 0.30 \text{ m}$$

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.0/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 \times H_v = 15 \times 0.0047 = 0.07 \text{ m}$$

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.0/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 3.2/4 = 0.8 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos

$$\text{Relación longitud: prof. Lodos} = 10$$

$$\text{Profundidad máxima} = L/10 = 3.2/10 = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Dist. pto. de salida a la cámara de aquietamiento} = L/3 = 3.2/3 = 1.1 \text{ m}$$

$$\text{Dist. pto. de salida al vertedero salida} = 2L/3 = 2 \times 3.2/3 = 2.13 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal} = (0.32 - 0.25) / 1 = 7\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = (0.32 - 0.25) / 1.1 = 6.4\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = (0.32 - 0.25) / 2.13 = 3.3\%$$

Cámara de quietamiento

$$\text{Profundidad} = H/3 = 1.0/3 = 0.34 \text{ m Ancho} = B/3 = 0.8/3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Largo (adoptado)} = 0.35 \text{ m}$$

Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q_{\text{excesos}} = Q_o - Q = 0.003 - 0.000474 = 0.0025 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$He = \left(\frac{Q}{1.84Le} \right)^{2/3}$$

$$He = \left(\frac{0.0025}{1.84 \times 0.3} \right)^{2/3} = 0.033 \text{ m}$$

$$Ve = \frac{Q_{\text{excesos}}}{He \times Le} \quad Ve = \frac{0.0025}{0.033 \times 0.3} = 0.25 \text{ m/seg}$$

$$Xs = 0.36(Ve)^{2/3} + 0.60(He)^{4/7}$$

$$Xs = 0.36(0.25)^{2/3} + 0.60(0.033)^{4/7} = 0.23 \text{ m}$$

$$Lr = 0.23 + 0.10 = 0.33 \text{ m se adopta } 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{B-\text{ancho}}{2} = 0.27$$

Se adopta como $Lr = 0.3$

Perfil hidráulico. El perfil hidráulico se establece para las condiciones de funcionamiento con un módulo que trabaja con el caudal máximo diario más las necesidades de la planta de purificación es decir con un caudal igual a:

$$Q = QMD + 5\% Qmd$$

$$Q = 0.474 + 5\% \times 0.365 = 0.492 \text{ lts/seg} = 0.000492 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento:

Tomando $K = 0.20$ debido a la disminución de velocidad

$$V1 = 0.867 \text{ m/seg}$$

$$V2 = 0.000492 / (0.34 \times 0.27) = 0.00535 \text{ m/seg}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$ $V1 = 0.00535 \text{ m/seg}$

$$V2 = Vh = 0.002 \text{ m/seg}$$

$$hm = k \frac{\Delta v^2}{2g} = As = 0.1 \times \frac{0.00004489 - 0.000004}{2 \times 9.81} = 0 \text{ m}$$

4.9.3. Diseño del tanque de almacenamiento. Se recomienda el diseño y construcción de un tanque de almacenamiento de un módulo cada uno con la siguiente capacidad:

Capacidad de los tanques de almacenamiento:

Para la determinación de la capacidad de los tanques de almacenamiento, en la mayoría de los casos se dificulta debido al inconveniente que hay para conocer las variaciones de la demanda de la población, ya que en ocasiones no existen los elementos necesarios para hacer las mediciones respectivas.

Sin embargo, ante la situación anterior se puede determinar el volumen requerido, basado en las fórmulas como las que se analizan a continuación:

$$Y = 100 + C * \sin \theta$$

Siendo:

Y = Variación horaria del consumo medio diario en porcentaje

$$C = (K - 1) * 100$$

K = Coeficiente para el consumo máximo horario, que depende del número de habitantes de la población según Cuadro N° 1.

Cuadro 21.

Coefficientes para el consumo máximo horario

POBLACIÓN	K
Hasta 5000 hab.	1.8
5000 hab. - 20000 hab.	1.65
Más de 20000 hab.	1.5

Fuentes: Autores del proyecto.

Θ = Angulo para cada hora.

Lo cual significa que tendrá un valor de:

$$\theta = \frac{360}{24}$$

$$\theta = 15^\circ / \text{hora}$$

$$c.m.d = 90 \text{ lts/hab/día}$$

$$C.M.D. = 1,3 \text{ c.m.d}$$

$$c.m.d = \frac{90 \frac{\text{lts}}{\text{hab} * \text{día}}}{1000} * 165 \text{ hab}$$

$$c.m.d = 14.850 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$c.m.d = 0,61875 \text{ m}^3/\text{hora}$$

En porcentaje el consumo medio diario por hora será:

$$c.m.d = \frac{0.61875}{14.850} * 100$$

$$c.m.d = 4,17 \text{ \%/hora}$$

En la siguiente Cuadro se puede apreciar el procedimiento para obtener mediante lo expuesto, el volumen del tanque de almacenamiento por concepto de variación del consumo de la población.

Los valores de Y fueron determinados con base en la fórmula:

$$Y = 100 + (K - 1) * 100 * \text{sen } \Theta$$

$$K = 1,8$$

$$Y = 100 + (1,8 - 1) * 100 * \text{sen } \Theta$$

$$Y = 100 + 80 * \text{sen } \Theta$$

Tabla. 22.

Aporte y consumo del tanque de almacenamiento.

HORAS	Θ	Y	APORTE % c.m.d.	CONSUMO EN % DE c.m.d.	ALMACENAMIE NTO %
0 - 1	0	100.00		4.1667	0
1 - 2	15	120.71	100/24	5.0296	-0.8596
2 - 3	30	140.00		5.8333	-1.6633
3 - 4	45	156.57		6.5238	-2.3538
4 - 5	60	169.28		7.0533	-2.8833
5 - 6	75	177.27		7.3863	-3.2163
6 - 7	90	180.00		7.5000	-3.3300
7 - 8	105	177.27		7.3863	-3.2163
8 - 9	120	169.28		7.0533	-2.8833

Tabla 22. Continuación

9 - 10	135	156.57		6.5238	-2.3538
10 - 11	150	140.00		5.8333	-1.6633
11 - 12	165	120.71		5.0296	-0.8596
12 - 13	180	100.00	4.17	4.1667	0
13 - 14	195	79.29		3.3038	0.8663
14 - 15	210	60.00		2.5000	1.6700
15 - 16	225	43.43		1.8096	2.3604
16 - 17	240	30.72		1.2800	2.8900
17 - 18	255	22.73		0.9471	3.2229
18 - 19	270	20.00		0.8333	3.3367
19 - 20	285	22.73		0.9471	3.2229
20 - 21	300	30.72		1.2800	2.8900
21 - 22	315	43.43		1.8096	2.3604
22 - 23	330	60.00		2.5000	1.6700
23 - 24	345	79.29		3.3038	0.8663
		2400.00		100.0000	

Fuentes: Autores del proyecto.

El caudal promedio gastado en una hora

$$\Sigma (-) = 25,2825 \%$$

$$\Sigma (+) = 25,3558 \%$$

$$V = (1,3) * (14.850\text{m}^3/\text{día}) * (0,253558)$$

$$V = (1,3) * (3.77\text{m}^3) \text{ (Sin considerar incendios).}$$

$$V = 4.89\text{m}^3$$

$$\text{Volumen de diseño por módulo} = 4.89\text{m}^3$$

El tanque será en concreto reforzado semi – enterrado (superficial). El tanque contará con una sola caja de válvulas, donde se ubicarán las tuberías de salida hacia la red, tuberías de lavado y rebose con sus respectivas válvulas. Cada módulo y la caja de válvulas, contarán con su tapa de acceso en HF, así como con la escalera de acceso al interior. En cada módulo se instalarán también las ventilaciones en tubería y codos de PVC.

Altura recomendada

$$h = \frac{c}{3,6} + k$$

h = profundidad total = efectivo + borde libre

c = capacidad del tanque en ciento de m^3

k = constante según capacidad

$$h = \frac{0,0973}{3,6} + 1,8$$

h = 1,83 m Altura total

b = 0,20 m Borde libre superior

$bh1$ = 0,20 m Altura de lados

hut = 1,60 m Altura útil

Útil = 1,60m

$$A = \frac{V}{hu} = \frac{6,53}{1,60} = 4,08125 \text{ m}^2$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{4,08125} = 2,02 \text{ m} = 2,0 \text{ m}$$

Dimensiones finales:

Ancho útil = 2,0 m

Largo útil = 2,0 m

Altura útil = 1,60 m

Borde libre = 0,20 m

Altura de lados = 0,20 m

Tubería de salida = 3''

Altura total = 1,80 m

Volumen útil = $10 \text{ m}^3 > 9,73 \text{ m}^3$

Tubería de lavado del tanque:

$$T = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{\mu * A * \sqrt{2g}}$$

T = tiempo de vaciado en seg.

S = superficie del tanque = $6,25 \text{ m}^2$

$$A = \text{Área de la tubería en m}^2 \text{ Ø3''} = 0,00456 \text{ m}^2$$

$m =$ Coeficiente que depende de la relación L/D

Elemento	Longitud equivalente
Tubería	1,00 m
Válvula compuerta Ab Ø3''	1,10 m
	2,10 m

$$L/D = 2,10/0,0762 = 27,56$$

$$\mu = 1,3$$

$h =$ Altura lámina de agua = 1,60 m

$$T = \frac{2 * 6,25 * \sqrt{1,60}}{1,3 * 0,00456 * \sqrt{2(9,8)}}$$

$$T = 602,47 \text{ seg.}$$

$$V = Q/A = (10 \text{ m}^3 / 602,47 \text{ seg}) / (0,00456) = 3,63 \text{ m/seg.}$$

Caudal de evacuación por la tubería

$$Q = A * \mu * (2 * g * h)^{1/2}$$

$$Q = 0,00456 * 1,3 * (2 * 9,8 * 1,60)^{1/2}$$

$$Q = 0,033 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Tubería de rebose. La tubería debe trabajar parcialmente llena y se calcula por Manning.

Se dimensiona para el doble del caudal de llegada:

$$QMD = 0,47 \text{ lts/seg} \quad \text{Caudal total}$$

$$Q \text{ diseño} = 0,47 \text{ lts/seg} * 2 = 0,94 \text{ lts/seg}$$

$$J = 0,03 \text{ mm} \text{ Estimado como pendiente mínima.}$$

$$\emptyset = 3'' \quad (\text{Asumido inicialmente})$$

$$Q = \left(\pi * \frac{(0,0762)^2}{4} \right) * \left(\frac{1}{0,010} \right) * \left(\frac{0,0762}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (0,03)^{0,5}$$

$$Q = 0,0057 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 5,7 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} > 0,47 \text{ lts/seg}$$

Del tanque de almacenamiento inicia la red de distribución, se considera como red mallada, la tubería sigue la trayectoria en las calles y se encuentra en buen estado no se realiza micro medición, ni existen válvulas de cierre en la llegada a la red para cuando se hacen reparaciones, el agua suministrada a los usuarios no es tratada .se presentan problemas de presión pues en los sitios más altos de tubería de $\emptyset 1$ la presión no llega adecuadamente.

4.9.4 Optimización de la red. Con el fin de dar solución a la problemática que se presenta en las condiciones futuras de la red de distribución de agua potable en lo que se refiere

a los rangos establecidos por la norma del sector de agua potable R.A.S 2000 establece parámetros en cuanto a las presiones y velocidades mínimas establecidas se procede a proponer una optimización a la red para garantizar la demanda de la población futura del corregimiento de Búrbura.

Consideraciones año 2040 año horizonte considerando la condición más crítica.

Población = 263 Habitantes

Dotación = 90 lts/hab/día

qmd = 0.365lts/seg

QMD = 0.474lts/seg

QMH = 0.759lts/seg

Tabla. 23.

Calculo de caudales red future año 2040.

CALCULO DE CAUDALES RED FUTURA AÑO 2040							
TRAMO		LONGITUD (MT)	VIVIENDAS	HAVITANTES /VIV	HAVITANTES	NODO	DEMANDA (LT/SG)
1	2	42.14	0	4	0	TANQUE	0
2	3	184.26	0	4	0	2	0
3	4	118.13	12	4	48	3	0.15
4	5	37.21	8	4	32	4	0.075
5	6	72.84	9	4	36	5	0.18
6	7	60.39	5	4	20	6	0.025
7	8	72.84	13	4	52	7	0.113
8	5	56.72	3	4	12	8	0.038
8	9	37	5	4	20	9	0.125
9	10	19	7	4	28	10	0.08
9	4	56.72	1	4	4	11	0.013

Fuentes: Autores del proyecto.

Cuadro 24.

Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2040

EVALUACION ESTADO DE LOS NUDOS RED DE DISTRIBUCION FUTURA OPTIMIZADA AÑO 2040					
CALCULO DE RED EPANET					
INFORME DE LOS NUDOS					
NUDO	COTA (m)	DEMANDA BASE (LT/Sg)	DEMANDA (LT/sg)	ALTURA (m)	PRESION (m)
CONEXIÓN 2	1149,399	0.48	0.76	1153.99	4.59
CONEXIÓN 3	1140,112	0.48	0.76	1153.05	14.18
CONEXIÓN 4	1132.46	0.39	0.61	1152.25	20.50
CONEXIÓN 5	1132.15	0.301	0.47	1151.44	19.96
CONEXIÓN 6	1131.07	0.161	0.28	1150.34	21.01
CONEXIÓN 7	1134.22	0.141	0.26	1150.36	17.84
CONEXIÓN 8	1134.5	0.108	0.16	1151.35	17.55
CONEXIÓN 9	1135	0.067	0.08	1151.94	17.06
CONEXIÓN 10	1135.1	0.05	0.08	1151.90	16.82
EMBALSE	1154327	0	0	1154.33	0.0

Fuentes: Autores del proyecto.

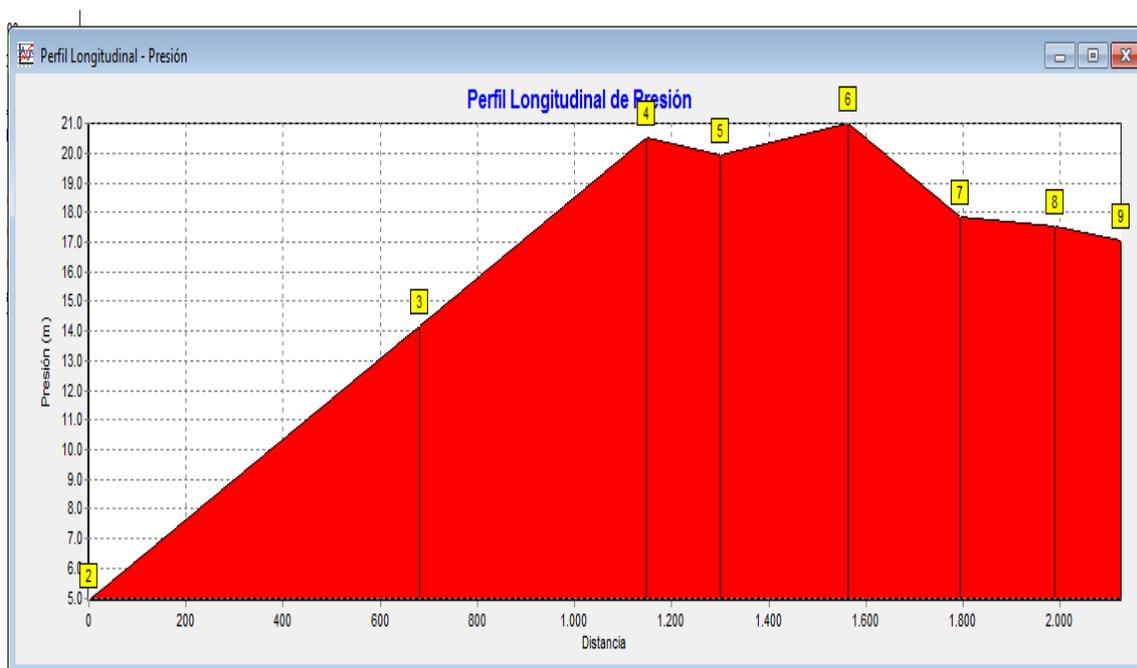


Figura 9. Perfil de presiones con red optimizada

Fuente: Autores del proyecto.

Cuadro 25.

Calculo de red future epanet optimizada año 2040.

CALCULO DE RED FUTURA EPANET OPTIMIZADA AÑO 2040							
INFORME DE LAS LINEAS DE TUBERIA							
LONGITUD (m)	DIAMETRO (mm)	RUGOSIDAD (mm)	CAUDAL (LT/sg)	VELOCIDAD (m/s)	PERDID UNIT (m/km)	FACTOR DE FRICCION	ID LINEA
42.14	76.2	0.009	0.8	0.76	0.15	0.031	TUBERIA 1
184.26	76.2	0.009	0.8	1.33	0.15	0.031	TUBERIA 2
118.13	50.8	0.009	0.65	0.57	11.25	0.026	TUBERIA 3
37.21	25.4	0.009	0.32	0.64	22.91	0.028	TUBERIA 4
72.84	25.4	0.009	0.04	0.08	0.44	0.03	TUBERIA 5
60.39	25.4	0.009	0.03	0.06	0.31	0.042	TUBERIA 6
52.1	25.4	0.009	0.02	0.56	0.18	0.072	TUBERIA 7
37.21	25.4	0.009	0.03	0.68	0.34	0.039	TUBERIA 8
56.72	25.4	0.009	0.06	0.19	1.05	0.039	TUBERIA 9
19	25.4	0.009	0.08	0.15	2.13	0.039	TUBERIA 10
56.72	25.4	0.009	0.24	0.99	15.86	0.038	TUBERIA 11

Fuente: Autores del proyecto.

4.9.5 Conclusiones de los resultados obtenidos en la optimización. Al analizar los resultados obtenidos podemos concluir que las presiones son aceptadas ya que se encuentran en los rangos establecidos 10mca-60mca en los cuales las zonas de suministro se encuentran entre estos rangos. Es necesario aclarar que en la red la tubería #2 se encontraba con un diámetro inferior en la red matriz, no cumpliendo con lo establecido en el título A.1.11.17 R.A.S 2000.

Se presentan velocidades por debajo de los valores establecidos en la Norma de diseño sin embargo no se puede recomendar disminuir el diámetro de las tuberías por que no obedece a lo establecido en el diseño de redes de distribución para el nivel de complejidad bajo.

Las tuberías nuevas y accesorios a instalar se presentan en el Plano planta red de distribución optimizada.

4.9.6 Diseño de accesorios purgas y ventosas. El estado de la tubería es Bueno, en la caracterización se observó la necesidad de instalar accesorios como purgas y ventosas para un mejor funcionamiento del Sistema.

Los accesorios como las ventosas cumplen con la función de evacuar el aire que está en el interior de la tubería el cual obstruye el viaje normal del agua por la tubería, estas ventosas le dan al Sistema un mejor rendimiento al Sistema hidráulico.

Las purgas se deben instalar en los puntos más bajos y estratégicos para facilitar el lavado y remoción de sedimentos que puedan transportarse a la largo de la tubería y mejorar lógicamente el rendimiento hidráulico.

Para el diseño de las purgas no se necesita de cálculos, se necesita criterio y recomendaciones establecidas en normas de diseño y las cuales indican que para tuberías mayores a $\text{Ø}100$ mm, se recomienda que la tubería de desagüe esté entre $1/3$ y $1/4$ del diámetro de la tubería principal con un mínimo de $\text{Ø}100$ mm. Para tuberías de menor diámetro las purgas deberán ser igual al diámetro de la tubería principal.

4.9.7 Calidad del agua. La fuente de la cual se extrae el Preciado líquido se le debe determinar ciertas pruebas para observar que tipo de tratamiento necesita especialmente en los tiempos de lluvia y de sequía, este afluente debe cumplir con las exigencias establecidas en el decreto 1594 del 26 de junio de 1984 especialmente en los artículos 37 y 38. (Artículo 37. Los valores asignados a las referencias indicadas en el presente capítulo se entenderán expresados en miligramos por litro, mg/1, excepto cuando se indiquen otras unidades. Artículo 38. Los criterios de calidad admisibles para la destinación del recurso para consumo humano y doméstico son los que se relacionan a continuación, e indican que para su potabilización se requiere solamente tratamiento convencional)

Los muestreos deben realizarse con la normatividad NTC- ISO 5667. La calidad del agua de la quebrada san Cayetano nos arroja los análisis físicos- químicos y microbiológicos.

Cuadro 26.

Evaluación de los procesos de tratamiento requeridos en función de la calidad de la fuente

Parámetros	1.Fuente	2.Fuente	3.Fuente deficiente	4.Fuente
DBO5				
Promedio mensual mg/L	< 1,5	1,5 – 2,5	2,5 – 4	> 4
Máximo diario mg/L	1,5	2 – 4	4 – 6	6
Coliformes				
Promedio mensual	0 – 50	50 – 500	500 – 5000	> 5000
Oxígeno disuelto	>=4	>=4	>=4	>=4
TURBIDIDAD				
PROMEDIO (UNT)	< 2,5	5 – 10	10 – 150	> 150
COLOR	< 10	10 – 20	20 – 40	>=40
Costante	1 – 5	5 – 10	10 – 15	15 – 11
Clorofila (mg/L CV)	< 50	50 – 150	150 – 200	> 200
Fluoruro (mg/L F)	< 1,2	< 1,2	< 1,2	< 1,7
Procesos de tratamiento utilizados	(1)=desinfección +	(2)=filtración lenta o	(3)=pretratamiento + [coagulación	(4)=(3)+tratamientos

Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS

Análisis en época de verano del 2016 (Realizado por los investigadores)

Se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Para el balance de la calidad del agua de la fuente estipulado por el R.A.S se tendrá en cuenta solo los análisis realizados por los investigadores.

Los resultados encontrados en la época de verano presentada el 23 de marzo del presente año serán los referentes en todo el proceso de evaluación del comportamiento de cada proceso de filtración.

Cuadro 27.

Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San Cayetano. Pruebas tomadas en la captación.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
POTENCIAL DE HIDROGENO	Ph	7,05
TURBIEDAD	UNT	0.29
COLOR	UPC	17
ALCALINIDAD	mg/L	65
DUREZA TOTAL	mg/L	48
NITRATOS	mg/L	5,1
NITRITOS	mg/L	0,02
SULFATOS	mg/L	1
HIERRO TOTAL	mg/L	0,04
CONDUCTIVIDAD	S/cm	251
DBO5	mg/L	0,8
OXIGENO DISUELTO	mg/L	6,9
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600

Fuente: ServiAnalitica Profesional SAS

Cuadro 28.

Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San Cayetano. Pruebas tomadas en el desarenador.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
POTENCIAL DE HIDROGENO	Ph	7,3
TURBIEDAD	UNT	0.38
COLOR	UPC	19
ALCALINIDAD	mg/L	55
DUREZA TOTAL	mg/L	44
NITRATOS	mg/L	5,7
NITRITOS	mg/L	0,02
SULFATOS	mg/L	2
HIERRO TOTAL	mg/L	0,06
CONDUCTIVIDAD	S/cm	261
DBO5	mg/L	1,1
OXIGENO DISUELTO	mg/L	7
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600

Fuente: ServiAnalítica E.A.T

Cuadro 29.

Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada San cayetano. Pruebas tomadas en la red de distribución.

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR
POTENCIAL DE HIDROGENO	Ph	7,3
TURBIEDAD	UNT	0.38
COLOR	UPC	19
ALCALINIDAD	mg/L	55
DUREZA TOTAL	mg/L	44
NITRATOS	mg/L	5,7
NITRITOS	mg/L	0,02
SULFATOS	mg/L	2
HIERRO TOTAL	mg/L	0,06
CONDUCTIVIDAD	S/cm	261
DBO5	mg/L	1,1
OXIGENO DISUELTO	mg/L	7
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100
AEROBIOS MESOFILOS	UFC/100 ml	3600

Fuente: ServiAnalítica E.A.T

Potencial De Hidrogeno: el PH ES es un parámetro que nos indica la acidez del agua la cual si es muy alta deteriora la tubería, es un parámetro muy importante debido a que si ayuda al deterioro de las tuberías puede con la corrosión de la misma contaminar el agua potable, en nuestro caso el pH es esta en la captación en 7,05, en el desarenador de 7,30 y en la red de

distribución de 7,41 8 (pH) en el rango del RAS 2000 nos arroja que esta entre el rango de fuente aceptable.

Turbiedad: la turbiedad es un parámetro del agua que nos arroja cual es la dificultad que tiene el afluente para transmitir la luz debido a los materiales en suspensión coloidales o muy finos, en nuestro caso el parámetro nos arroja 1,14 el más crítico una fuente aceptable según el RAS 2000.

Color: Este parámetro nos indica la capacidad que posee el agua para absorber ciertas sustancias, el color no califica al agua como agua potable o no, este color se produce por compuestos orgánicos en estado coloidal muy finos y a inorgánicos en solución. El R.A.S estipula un valor límite para el color, el numeral C.7.3.2.1 dice textualmente “para el uso de la tecnología FIME la fuente debe presentar un color por debajo de 30 (UPC)” en nuestro caso cumple con lo establecido en el RAS 2000 está por debajo de 30 UPC.

Alcalinidad: Es la capacidad del agua de neutralizar y evitar que los niveles de pH del agua lleguen a ser demasiado básico o ácido, su presencia en el agua puede producir CO_2 en que es muy corrosivo y producir espuma, arrastre de sólidos con el vapor en nuestro caso la calidad no es tan alta es de 65 mg/L.

Dureza Total: la dureza en el agua es producida por la presencia de sales de calcio y magnesio y mide la capacidad del agua de que la misma produzca obstáculos en sus tuberías, este es un parámetro muy importante debido a que sin hay mucha dureza en el Preciado líquido puede

generar taponamiento en las tuberías debido a los minerales arrastrados como lo es el calcio y el magnesio, en nuestro caso la dureza se encuentra en valores aceptables ya que la más alta de las res pruebas es de 55 mg/L.

Nitratos: Se debe a la descomposición de materia orgánica tanto vegetal como animal y al aporte del agua lluvia, estos producen el crecimiento de algas y otros organismos hay que tener en cuenta que para la FIME un crecimiento de algas provoca que si en el Sistema hay filtros se colmaten rápidamente y pueden producir altas concentraciones de material orgánico soluble y biodegradable en el agua y contribuir al crecimiento microbiano en el Sistema de distribución en nuestro caso la presencia de nitratos el más alto de nuestras muestras es de 5,7 mg/L son aceptables.

Nitritos: los nitritos son la forma intermedia, metestable y tóxica del nitrógeno el afluente que contenga nitritos puede considerarse sospechosa de una contaminación reciente de materia fecal de animales por lo que se le considera un parámetro eficiente para la medición de la contaminación del agua en nuestro caso los nitritos están en 0.02 mg/L muy baja para la filtración no representa ningún problema.

Sulfatos: Son las sales de moderadamente solubles a muy solubles, las aguas dulces contienen entre 2 y 250 ppm en cantidades bajas no perjudica seriamente al agua pero algunos centenares de ppm pueden perjudicar reciamente la Resistencia del hormigón en nuestro caso el valor esta en 2 mg/L es favorable para el tratado del agua.

Hierro Total: el hierro se da en el agua por la oxidación del hierro ferroso que deposita una capa viscosa en las tuberías y hace que aparezca la turbiedad y coloración en el agua. El hierro total en nuestras muestras es muy bajo así que es Bueno sobre todo que vaya a mitigar el problema de corrosión.

Conductividad: Son las sales en el agua, es la capacidad del agua para poder conducir o transmitir calor, electricidad o sonido este parámetro en nuestro caso es de 261 $\mu\text{s}/\text{cm}$ el más alto este parámetro no tiene ningún riesgo.

Db₅: Para analizar la DBO se realizó pruebas a la quebrada San Cayetano obtuvo un valor de 0,8 para la captación, desarenador 1,1 y para la red de distribución de 1,0 (mg/L), este valor al ser comparado con lo estimado por el R.A.S. nos da en el rango de fuente aceptable.

Oxígeno Disuelto: Es la cantidad de oxígeno que esta disuelta en el agua, es un parámetro que indica como esta de contaminada el agua o de lo excelente que se comporta el agua a la vida vegetal y animal, un nivel más alto de oxígeno disuelto indica que el agua es de mejor calidad, y sin son demasiados bajos, los seres vivos existentes en el agua no pueden sobrevivir. En nuestro caso el oxígeno disuelto es alto de 7,1 mg/L el más alto de los tres puntos es Bueno.

Coliformes Totales: Este parámetro arroja la contaminación fecal existente en el agua que va hacer consumida por el ser humano, estos organismos de la materia fecal prosperan en el medio acuático, los coliformes son más resistentes que las bacterias patógenas intestinales ya que

su origen es fecal, la ausencia de estos organismos bacterianos sería Bueno para el agua de consumo humano en nuestro caso son de 1100 UFC/ 100ML hay presencia de coliformes totales, es decir una carga alta de contaminantes microbiológicos y material fecal en el Preciado líquido, lo que hace que se trate el agua para su consume.

Coliformes Fecales: Estos son termo tolerante por la capacidad que tienen de soportar temperaturas más elevadas, esta es la diferencia entre los coliformes fecales de los totales. La capacidad de los coliformes fecales de reproducirse fuera del intestino de los animales es favorecida por la existencia de condiciones adecuadas de material orgánica, en nuestros resultados sobre este parámetro nos arrojó que 1100 UFC/ml es necesario tratarla con filtros para que el agua sea consumible.

Aerobios Mesofilos: parámetro de presencia de microorganismos que se desarrollan en temperaturas entre los 10°C y 45°C aproximadamente y en donde halla oxígeno aire común y corriente es decir pueden reproducirse dentro del organismo humano, entre los que se encuentran el grupo Ecoli.

El valor obtenido de los análisis > 3600 UFC/100ml indica una presencia peligrosa de estos microorganismos que podrían pasar la barrera de filtración existente y causar enfermedades que serían potencialmente peligrosas para la salud de los habitantes de la región por esta razón hay que hacer tratamiento al Preciado líquido para su consumo.

En conclusión la quebrada San Cayetano en su mayoría de parámetros cumple con los

establecidos en el RAS 2000 los cuales están en el rango de afluente aceptable, pero en los parámetros de DBO5, coliformes totales y fecales nos arroja un poco alto los cuales hay que tratarlos con filtración lenta o filtración directa. Ya con este tratamiento que va a recibir el agua quedaría apta para el consume humano reglamentándonos por el RAS 2000.

4.9.8 Selección de alternativa de tratamiento. Después de conocer los resultados de los análisis físicos y químicos y microbiológicos se concluye que las condiciones del agua son aceptables.

En general la fuente de abastecimiento cumple con la mayoría de los valores mínimos requeridos por el RAS 2000, es importante resaltar que se realizaron pruebas en 3 puntos diferentes y que no existe garantía que la calidad del agua permanezca siempre en las mismas condiciones debido a que la quebrada san Cayetano se encuentra expuesta a cualquier contaminación.

Parámetros de selección. Dotación y caudal de diseño: el caudal de diseño en el tratamiento debe ser el caudal máximo diario cuando se cuente con almacenamiento o el caudal máximo horario los cuales deben establecerse según los literales B2.7.2 y B 2.7.3.

Ubicación de la planta: disponibilidad de la tierra en lo posible el sitio debe permitir la llegada de agua cruda por gravedad.

Investigación geotécnica para conocer las condiciones geológicas del sitio teniendo en

cuenta el riesgo de sismicidad de la región.

Diseño conceptual: el diseño debe contener la siguiente información, estudio de trazabilidad, los parámetros adoptados, selección de tratamiento de acuerdo de calidad de agua, planos de las unidades del sistema.

Para la selección de alternativas deben considerarse los factores técnicos, económicos institucionales y ambientales además deben considerarse los siguientes criterios.

Nivel tecnológico apropiado: debe ser el más conveniente de acuerdo a las características de la comunidad el nivel de desarrollo y la capacidad técnico-administrativa de la entidad responsable de la operación de los sistemas.

Capacidad de operación y mantenimiento por parte de la comunidad: Debe escogerse la tecnología más adecuada, acorde con los conocimientos de las personas seleccionadas dentro de la comunidad para el manejo y mantenimiento de las unidades de la planta de tratamiento; así mismo, debe considerarse la capacitación del personal en el control y manejo del proceso seleccionado. Lo anterior tiene como objetivo evitar la implantación de tecnologías que excedan la capacidad técnica local para su operación.

Estudio de los recursos locales: este estudio consta de dos partes.

Recursos materiales y equipos. Se deben identificar los materiales y equipos disponibles localmente para emplearlos durante la construcción; esto permite obtener un diseño más económico.

Recursos humanos y administrativos. Debe evaluarse la capacidad local y de organización que permita la supervisión, construcción, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento de acuerdo con la tecnología seleccionada. Este estudio debe ir acompañado de un análisis de la capacidad económica para determinar si se cuenta con los recursos financieros necesarios.

Adecuación hidráulica del sistema: Debe adecuarse la hidráulica general del sistema, respecto a la pérdida de carga necesaria para un funcionamiento correcto de cada uno de los elementos del sistema. Deben considerarse la topografía del sitio, las pérdidas de cabeza producidas por los filtros y las conexiones entre unidades, entre otros aspectos. Hidráulicamente la planta debe estar en capacidad de transportar el caudal de diseño a través de todas sus unidades

Basándose en los resultados de los ensayos de laboratorio y en las recomendaciones del ras 2000 se encuentran varias alternativas de tratamiento de las aguas crudas de la quebrada san Cayetano por lo tanto debemos escoger la que se ajuste más a las necesidades y condiciones que se presentan en el la región seleccionando alternativas de tratamiento de agua cruda como la filtración rápida y la filtración lenta en arena.

Filtración rápida: debe filtrarse agua previamente tratada (coagulación y/o floculación con o sin sedimentación o flotación) para lograr la remoción de las últimas partículas que no hayan sido retenidas por el sedimentador

Entre los filtros rápidos se tiene:

Filtración directa. La filtración puede ser de contacto (sin floculación, ni sedimentación) o filtración directa propiamente dicha (sin sedimentación pero con coagulación-floculación total o parcial). En este proceso debe trabajarse con una coagulación por neutralización de cargas diferente de la coagulación de barrido. El agua cruda debe tener una turbiedad y un color inferiores a 8 UNT y 30UC respectivamente el 90% del tiempo. El 10% restante, la fuente no puede tener una turbiedad superior a 15 UNT y 50 UC de color. En caso de que por tiempos cortos (no mayores de 5 horas) se excedan estos límites, debe proveerse una solución para que haya continuidad del servicio.

Filtración convencional. Debe utilizarse como pulimento final de los procesos de mezcla rápida, floculación y sedimentación.

Generalmente se emplea cuando se ha realizado una coagulación de barrido. La turbiedad de Ingreso a los filtros no debe ser mayor de 8.0 UNT y el color no mayor de 20 UC.

Filtración lenta. Como tratamiento único. Puede emplearse como tratamiento final del agua cruda pre filtrado, para mejorar la calidad Bacteriológica y remover las partículas suspendidas más finas. Puede utilizarse como tratamiento Único de la calidad del agua cruda

cuando ésta mantiene una turbiedad no mayor a 15 UNT, bajo Color menor a 20 UPC y un NMP de coliformes fecales por debajo de 500. Debe operarse con bajas tasas y la unidad debe lavarse por raspado de las capas superficiales del Medio filtrante.

Filtración lenta en diversas etapas. La filtración lenta en diversas etapas (FLDE) se recomienda para el acondicionamiento o Pretratamiento de fuentes superficiales de agua, cuya calidad puede interferir en los mecanismos de Purificación o superar la capacidad de remoción de la filtración lenta en arena produciéndose Efluentes de calidad deficiente. Debe emplearse como multibarrera para controlar los cambios bruscos de la calidad de agua de las Fuentes. Se debe emplear para aguas que presenten un color menor a 30 UPC y una turbiedad

Método empleado para el presente proyecto. Se plantea una filtración lenta que es utilizada en el nivel de complejidad bajo, en el lugar no existe capacidad técnica y económica para operar sistemas complejas de coagulación- filtración.

La unidad de filtración debe contar con un tanque que contiene una capa sobredrenante de un Sistema de drenaje y de un dispositivo de regulación y control del filtro, para su elaboración permite utilizar materiales de la zona y el proceso de limpieza es simple.

Teniendo en cuenta que el Sistema de filtración lenta tiene un alto grado de eficiencia para tratamiento de agua cruda, representa bajos costos de construcción mantenimiento y operación, representa una alternativa eficiente para la comunidad de Búrbura que se beneficia con el Sistema de acueducto.

No existe otro método que consiga un tratamiento al agua sin aplicar un proceso físico-químico se quiere depender más de la remoción bacteria producida por los filtros que de la desinfección producida por el cloro.

Parámetros utilizados.

Periodo de diseño de 12 años.

QMD= 0,272 lts/ser = 23, 5 m³/dia

$$\text{Area total} = \frac{23,5\text{m}^3/\text{dia}}{12\text{m}^3/\text{dia}}$$

24m³/dia: tasa de filtracion adoptada.

Area total = 2 m²

Se adopta dimensiones de 2m x 1,5m en cada modulo.

Características del lecho filtrante. El medio filtrante debe de estar compuesto por gramos de arena y grava libres de arcilla y material orgánica.

El tamaño de los gramos se determina según el diámetro efectivo y la distribución granulométrica con el coeficiente de uniformidad estos valores son recomendados por la Norma

RAS 2000 con valores $TE = 0,35m - 0,55m$ y $CU =$ entre 2 y 4

Especificaciones de grava de soporte. Está constituido por grava, deben tener forma redonda y duras, no pueden contener arcillas ni material orgánico, su función es servir de soporte al medio filtrante y también al material suspendido

Cuadro 30.

C.7.4 RAS 2000

CAPA	TAMAÑO DE GRAVA (mm)	ESPESOR MEDIO (m)
1	9 10	0,1- 0,15
2	2 9	0,005
3	1- 1,5 arena	0,005

Fuente: RAS 2000.

Caja de filtro. La altura del filtro se ajusta a la altura del lecho de grava, altura de agua sobre el lecho filtrante y el borde libre, la altura total será de 1,70 m distribuida en la siguiente forma

El nivel mínimo del agua será garantizado gracias a un vertedero de control que se coloca en la estructura de salida y evitara que la caja se vacié cuando la perdida de carga es mínima y presente presiones inferior a la atmosférica en el lecho filtrante, esta capa proporciona la carga hidráulica para que el agua fluya a través del mismo. Los bordes libres tendrán una longitud de 20 cms.

Estructura de entrada. La estructura de entrada está constituida por un tanque de llegada, Canal de distribución y cámara de entrada antes de ingresar al filtro, esta zona debe tener un dispositivo que controle el caudal de entrada, vertedero triangular de pared delgada especificación del RAS 2000, su función es garantizar que la entrada del flujo sea sin turbulencias, cada una de las tres zonas debe contar con tubería de desagüe para efectos del mantenimiento.

La entrada se divide en las siguientes 3 zonas.

Cámara de llegada.

Canal de distribución.

Cámara de entrada.

Es necesario instalar una válvula en la tubería que llega al filtro, antes de que ingrese a la zona de filtración, esta tubería debe llevar el caudal hacia la quebrada.

Cámara de llegada. Localizada a la entrada del Sistema con el fin de disipar la velocidad del flujo que trae el agua, debe garantizar el aquietamiento del flujo y repartir el caudal a los dos canales de distribución. Una de las paredes debe tener una menor altura cumpliendo funciones de vertedero de excesos hacia un depósito lateral para así evacuarlo por la tubería de desagüe.

Dimensiones = 1, 0 mts

Ancho = 1, 0 mts

Altura de paredes = 0,7 mts

Se tomara la cantidad de agua requerida por la comunidad (0,272lts/seg) que corresponde a la demanda diaria de diseño.

Canal de distribución. Garantiza la distribución uniforme de caudal que ingresa al filtro, son dos canales pequeños, uno para cada unidad, a la entrada de cada canal se tendrá dispuesta una válvula de compuerta manual, que permite el ingreso del caudal regulado según las necesidades del consume.

Cámara de entrada. Esta cámara permite que el agua ingrese al filtro y garantiza la carga hidráulica de filtración al lado de la cámara se instalara un deposito lateral al cual ingresan los excesos cuando el lecho se encuentre rebosado, estas dos estructuras están divididas por una pared que funciona como vertedero de rebose.

El agua proveniente del canal de distribución caerá directamente a la cámara e ira aumentando su nivel a medida que el lecho se rebosa, a partir de este momento el flujo pasara al siguiente depósito.

Dimensiones de la cámara de entrada.

Altura de paredes	= 0, 4 ms
Ancho	=0, 30 ms
Largo	= 2, 0 mts

Cajon de excesos.

Altura = 1, 2 mts

Ancho = 1, 5 mts

Largo = 0, 5 mts

Cámara de salida. Las dos unidades de filtración deben tener después una estructura de recolección de agua filtrada. Está constituida por cámaras de salida, una por cada unidad de filtro, estas cámaras se comunican por una válvula para efectos de llenado, luego es agua filtrada se conduce hacia el tanque de distribución dimensiones

Largo = 0,5mts

Ancho = 0, 4 mts

Altura = 1, 2 mts

Cámara de agua tratada. El canal recolector recoge el agua que pasa la estructura de salida y conducirla finamente hacia el tanque de distribución. Dimensiones.

Ancho = 0, 5 mts

Largo = 0, 5 mts

Profundidad = 1, 2 mts

Sistema de drenaje. El Sistema de drenaje tiene como función la recolección del agua

filtrada, cada Sistema consta de un dren principal y su respectiva lateral.

El agua filtrada ingresa a través de los orificios dispuestos por medio de estos se dirige hacia el dren principal en donde se descarga, se usan tuberías de pvc corrugada para drenaje.

Los drenes deben tener 2- 4 mm diámetro, separadas entre sí 0,1 a 0,3 mts, los drenes deben ser de 1/16 de su longitud de o un máximo de 2 m, el diámetro de orificio de 20 mm, la velocidad máxima de los drenes es 0,5 cm/seg, la distancia de los laterales a la pared debe de estar como mínimo 1/32 de su longitud de o máximo 1,0 mts, la perdida de carga no debe exceder el 10% de perdida de carga del medio filtrante.

Cámara de agua tratada. El canal recolector recoge el agua que pasa la estructura de salida y conducirla finalmente hacia el tanque de distribución dimensiones.

Ancho = 0, 5 mts

Largo = 0, 5 mts

Profundidad = 1, 2 mts

4.9.9. Guía para la operación y mantenimiento de sistemas de filtración.

Filtros lentos de arena (FLA). Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto.

Cuadro 31.

Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Actividad	Acciones claves
<p>Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente.</p> <p>Nivelar la superficie del lecho de arena.</p>	<p>Abastecer</p> <p>La unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena.</p> <p>Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena.</p>
<p>Poner en marcha el filtro.</p>	<p>Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada.</p> <p>Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño.</p> <p>Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.</p>

Fuente: Instituto Cinara

Cuadro 32.

Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada

Actividad	Acciones claves
Remover el material flotante. Medir la velocidad de filtración. Regular la velocidad de filtración.	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Decidir la limpieza del lecho	Verificar en la regla de aforo o vertedero. Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante.

Fuente: instituto de cinara.

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro.

Operaciones Especiales

Parada. Esta operación puede darse en el caso de interrumpir el servicio para efectuar reparaciones o para suspender el ingreso de agua por deterioro del afluente; en lo posible debe evitarse pues al parar la filtración, el metabolismo de los organismos que se encuentran en el medio filtrante se altera, creando compuestos que afectan la calidad del agua. Cuando se para el

filtro por periodos muy largos, los organismos muertos se descomponen y entonces es necesario efectuar el mantenimiento de todo el lecho de arena y someterlo a un nuevo periodo de maduración.

Operación para aguas con alto contenido de turbiedad o color. Esta posibilidad solo se admite como emergencia. Cuando altas concentraciones se producen por periodos cortos, la práctica normal es cerrar el ingreso a la planta hasta que el agua aclare. Cuando el problema se prolonga y peligra la continuidad del servicio se puede optar por aceptar el agua turbia tal cual llega pero se tendrán graves problemas de mantenimiento, al acortarse considerablemente las carreras del filtro.

Mantenimiento de los Filtros gruesos. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluente, siendo la pérdida de carga mayor al valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga,

incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento.

Cuadro 33.

Actividades periódicas de mantenimiento.

Actividad	Acciones claves
Limpieza cámara de entrada	<p>Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara, utilizando escobilla con cerdas de material sintético.</p> <p>Medir pérdida de carga.</p>
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	<p>Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada.</p> <p>Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua del desagüe sea visiblemente similar al agua de lavado.</p> <p>Cerrar válvula de apertura rápida</p> <p>Abrir entrada de agua y llenar filtro.</p> <p>Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara</p>

Cuadro 33. Continuación.

Limpieza cámara de salida.	Abrir salida de agua hacia el filtro lento cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado.
Poner en funcionamiento.	Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado, si es mayor volver a lavar el filtro.
Revisar eficiencia del lavado del filtro.	Limpiar material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas sintéticas.
Lavado mensual del filtro	Cerrar salida de agua filtrada.
Limpieza cámaras de entrada y salida.	Abrir compuertas laterales o adaptadores

Fuente: instituto cinara.

La pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración. Las causas de que esta reducción no se presente puede deberse a: Entrada de aire al sistema de drenaje. Lavado ineficiente.

Obstrucción de la tubería de drenaje. Obstrucción completa del medio filtrante. En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro; en el tercer caso, se debe introducir

una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder la extracción total del lecho filtrante; antes de efectuar esta actividad se debe verificar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se constata si al efectuar lavados consecutivos en la unidad no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal.

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro, y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema.

Existe sin embargo una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s) una vez concluido el lavado.

Cuadro 34.

Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	<p data-bbox="820 442 1386 483">Cerrar salida de agua hacia filtros lentos.</p> <p data-bbox="820 517 1386 557">Cerrar entrada de agua al filtro grueso.</p> <p data-bbox="820 591 1386 704">Drenar unidad a través de las válvulas de apertura rápida.</p> <p data-bbox="820 815 1386 1002">Retirar capas de grava secuencial mente, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material.</p> <p data-bbox="820 1112 1386 1153">Medir el espesor de las capas que se retiran.</p> <p data-bbox="820 1264 1386 1376">Lavar los tipos de grava en forma separada.</p> <p data-bbox="820 1487 1386 1527">Tamizar fracciones de grava que estén</p>

Fuente: instituto Cinara



Figura 10. Retiro y lavado de gravas y paredes filtro.

Fuente: instituto cinara

Filtros lentos en arena. Las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado o trillado, la manipulación de la arena, y el monitoreo de la unidad.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento.

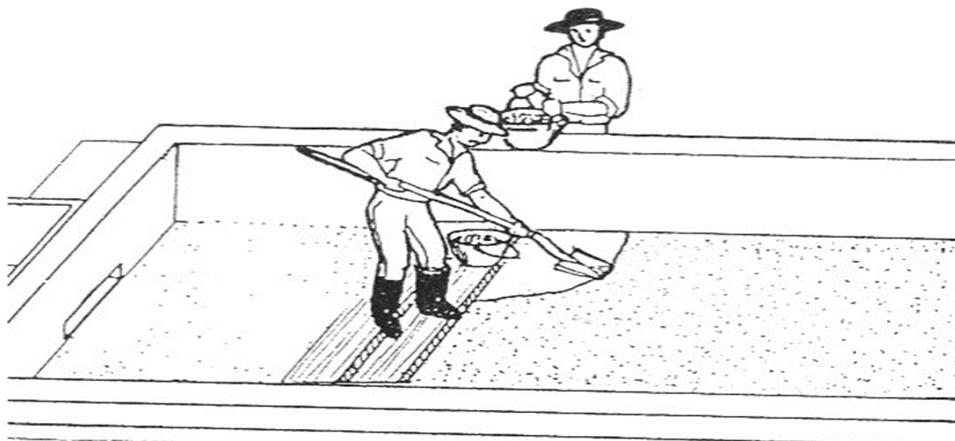


Figura 11. Raspado de la capa superior de la arena.

Fuente: instituto cinara

Cuadro 35.

Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones claves
Extraer el material flotante Drenar el agua sobrenadante	Retirar el material flotante con una nasa. Cerrar la válvula de entrada. Abrir la válvula de vaciado. Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo.

Proteger el lecho filtrante	Raspar una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	<p>Marcar áreas (3 x 3 m²) raspando en franjas estrechas. Raspar de 1 a 3 cm de la parte superior de cada área.</p> <p>Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.</p>
Retirar el material raspado Retirar el equipo	<p>Retirar el equipo de la zona de trabajo. Nivelar la superficie de arena</p> <p>Utilizar una Cuadro o un rastrillo de dientes</p>
Nivelar la superficie de Arena	finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de	Medir la altura desde el borde superior del muro

Fuente: instituto cinara

Consideraciones complementarias para limpieza del medio filtrante

Programando la tarea de limpieza por anticipado, se puede evitar el desperdicio de agua durante la eliminación de la capa sobrenadante.

La noche anterior al día de la limpieza, se cierra el ingreso de agua cruda a la caja del filtro y se deja filtrar con tasa declinante durante la noche.

A la mañana siguiente, apenas aclara el día, el personal encargado de esta tarea debe estar listo para iniciar el raspado, tratando de concluirla antes de la salida del sol, para proteger de su efecto lesivo a la formación biológica del lecho filtrante.

Cuadro 36.

Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante. Abrir la válvula de vaciado.
Drenar el agua del lecho filtrante Extraer la arena	Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearene una por una. Tener en cuenta que ha retirado 0.50 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.
Rellene el lecho de arena	Retirar la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava de soporte.

Fuente: instituto cinara

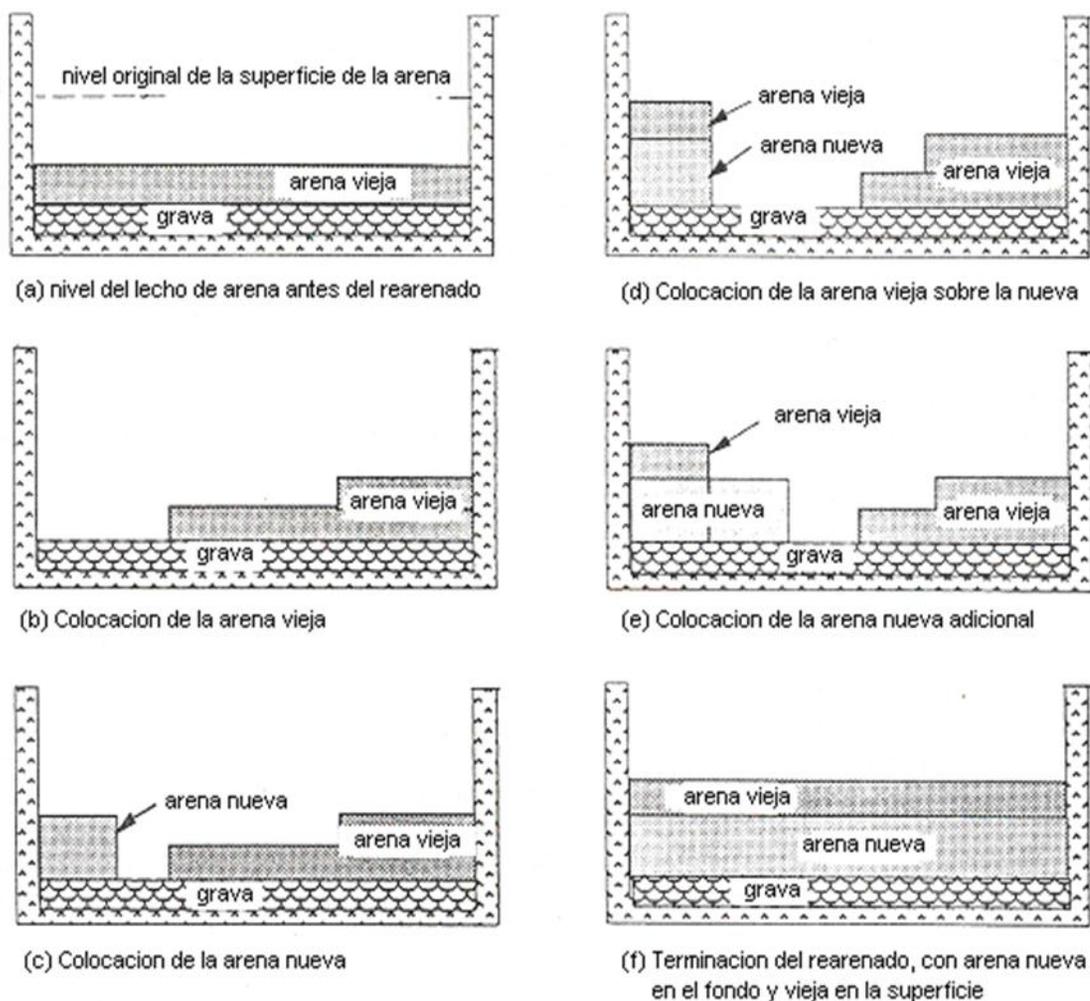


Figura 12. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante.

Fuente: instituto cinara.

Consideraciones para el lavado de la arena. Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro.

La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia

orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover.

Para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimenta dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua.



Figura 13. Otras alternativas de lavados manuales

Fuente: instituto cinara.

Capítulo 5. Conclusiones

El presente estudio de optimización del sistema de acueducto, se proyectara para brindar un servicio eficiente a los usuarios del acueducto.

La quebrada san Cayetano es adecuada nos garantiza el caudal necesario de abastecimiento en general los análisis físico-químicos y microbiológicos se encuentran dentro del rango aceptado se plantea una filtración lenta con el fin de darle un manejo a la turbiedad que se pueda presentar en épocas de lluvia.

Captación: se plantea demoler la estructura de captación ya que presenta desgastes en el concreto; requiere de una estructura de control del flujo, no presenta rejilla, la conducción hacia la cámara de recolección es exagerada y se tiene que disminuir el caudal captado con rocas, esto con el fin de que la captación del caudal sea el adecuado.

Cámara de recolección: es necesario demoler por el deterioro que presenta la estructura, sus dimensiones no permiten realizar el mantenimiento o limpieza necesarios, la proximidad de la estructura con el talud, en épocas de invierno el terreno erosiona obstruyendo su funcionamiento, es necesario construir uno nuevo más adelante para evitar problemas con el talud.

Línea de aducción- captación desarenador: la capacidad de la línea de aducción es suficiente cumple con la demanda actual y futura. Se encuentra en buen estado se necesita proteger la

tubería en el cruce con el camino de herradura debido a que se encuentra expuesta y se puede afectar por las personas y animales que transitan por ese punto.

Desarenador: se requiere la construcción de un nuevo desarenador, En sus funciones cumple con la velocidad horizontal y la carga hidráulica superficial las cuales están dentro del rango establecido, carga hidráulica superficial $15 < 61 > 80$ ($m^3/m^2/día$) velocidad horizontal máxima $4,24$ cm/seg $0,166$ cm/ seg. Pero no son favorables por las condiciones físicas en que se construyo y su estado actual.

Línea de aducción- desarenador tanque: tiene capacidad de conducción en las condiciones actuales y futuras, es necesario instalar 2 válvulas de purga y 2 ventosas a lo largo de la línea de aducción para evitar taponamientos y que tenga un funcionamiento adecuado, se deben proteger las tuberías en sectores donde el terreno esta erosionado.

Tanque de almacenamiento: se requiere la construcción de un tanque de almacenamiento de un módulo con capacidad de $4.89m^3$ que nos garantice el suministro de agua a los usuarios del acueducto.

Red de distribución: La red de distribución existente está capacitada para transportar el QMH actual y el QMH futuro no se encuentra capacitado ya que se presentan presiones por debajo del rango (permitido $10 - 60$ mca) para el año 2040. Incluso se presentan velocidades bajas en la condición actual y futura en algunos tramos en tubería de $\varnothing 1$. Estando por debajo de lo permitido (0.5 m/seg), es necesario el cambio de diámetro en estos puntos de la red.

Se necesitan válvulas de cierre en la entrada a la red para facilitar los trabajos que se realizan a la red de distribución.

Capítulo 6. Recomendaciones.

Para la optimización del sistema de acueducto se proponen las siguientes actividades.

Construcción de una nueva captación, una cámara de recolección y un desarenador que cumplan con especificaciones técnicas que faciliten su mantenimiento y adecuado funcionamiento del sistema.

En la línea de aducción bocatoma- desarenador-tanque se recomienda la instalación de válvulas de purga y ventosa para eliminar el aire en las tuberías y expulsar las partículas presentes en la tubería se deben instalar en los puntos más altos las válvulas de ventosa y en los puntos bajos las válvulas de purga con el fin de prevenir fallas en el sistema y que el flujo sea continuo.

Construcción de un filtro lento, es utilizado en el nivel de complejidad bajo, en el lugar no existe capacidad técnica y económica para operar sistemas complejas de coagulación- filtración

Se debe capacitar el personal encargado de la operación del filtro lento con el fin de garantizar el adecuado funcionamiento.

Se recomienda el cambio de diámetro en tuberías de la red de distribución, los diámetros actuales no cumplen con las especificaciones título B 7.5 y B 7.6 diámetros mínimos de la red matriz y de la red de distribución presentando problemas de presión y velocidad en puntos de la red.

Realizar campañas de concientización a la comunidad sobre la importancia del consumo de agua

potable y el uso racional, brindar conferencias, charlas que orienten a las personas que se benefician con el sistema de acueducto.

Referencias

ARBOLEDA, C. (2008). *Manual de Diseño de acueductos*,. Ed. Ecoe.

CHARLES, Y. (2005). *Consideraciones para el Diseño de acueductos y alcantarillados*. Ed. Ecoe.

INFRAESTRUCTURA, A. (22 de mayo de 2011). *Marco histórico*. Recuperado el 14 de enero de 2016, de WWW.ACCIONA- INFRAESTRUCTURA.ES

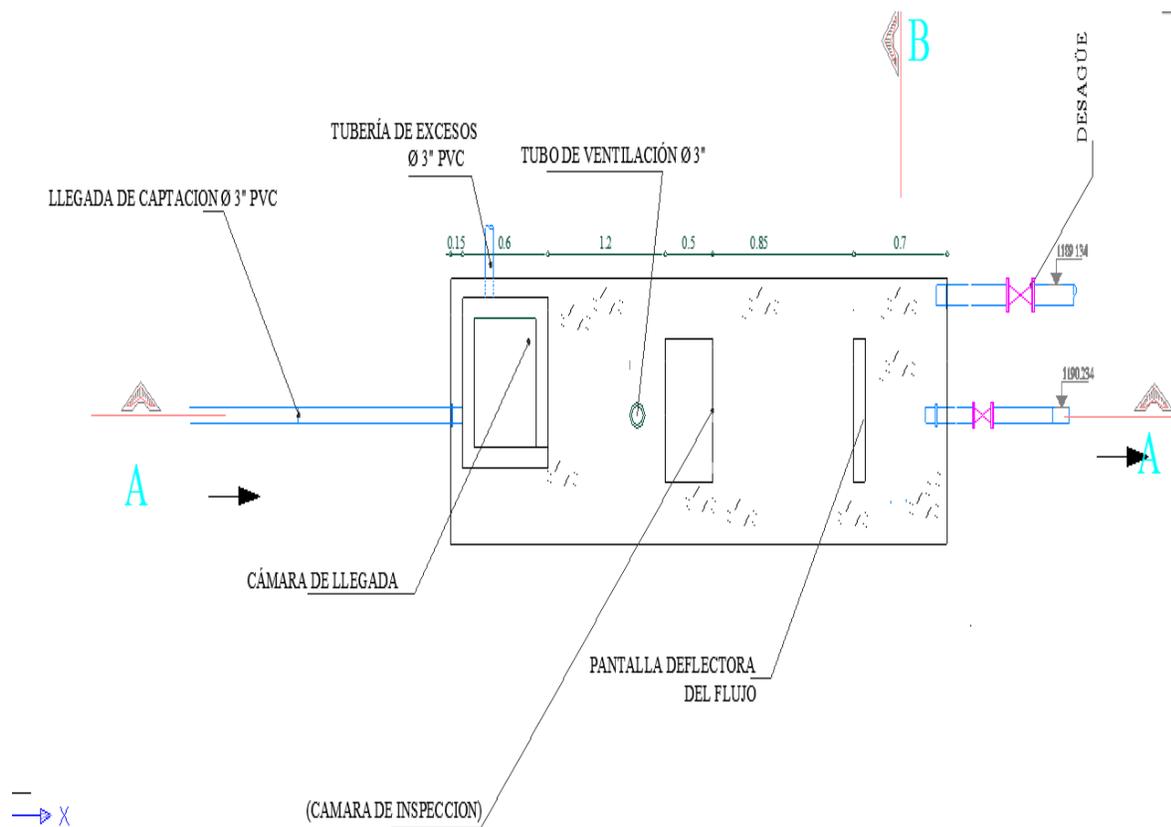
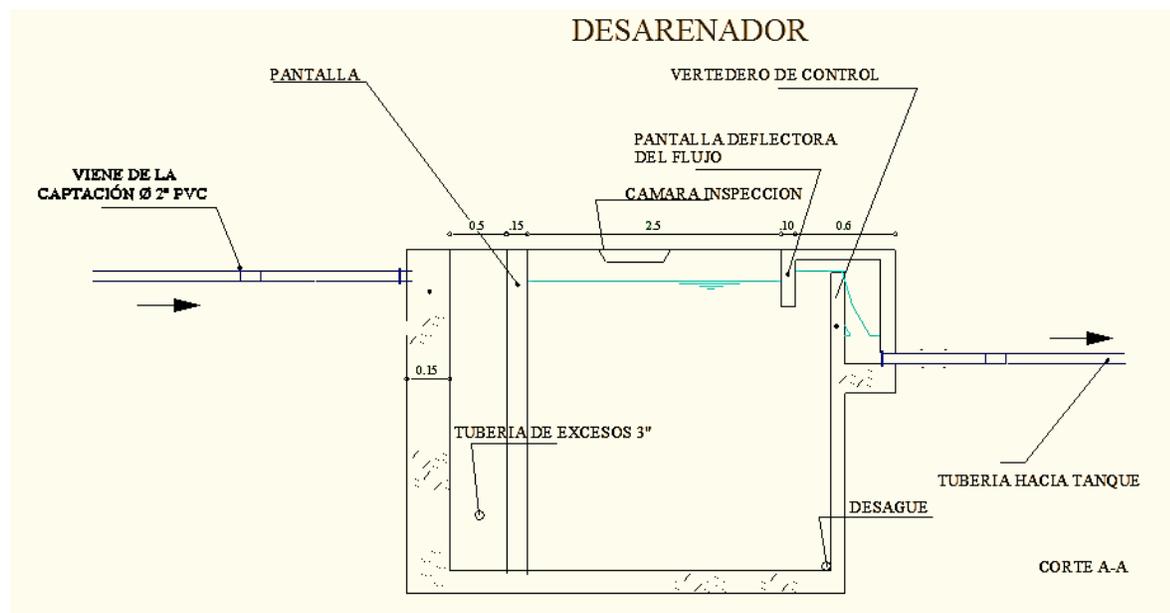
LÓPEZ, C. R. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Escuela .

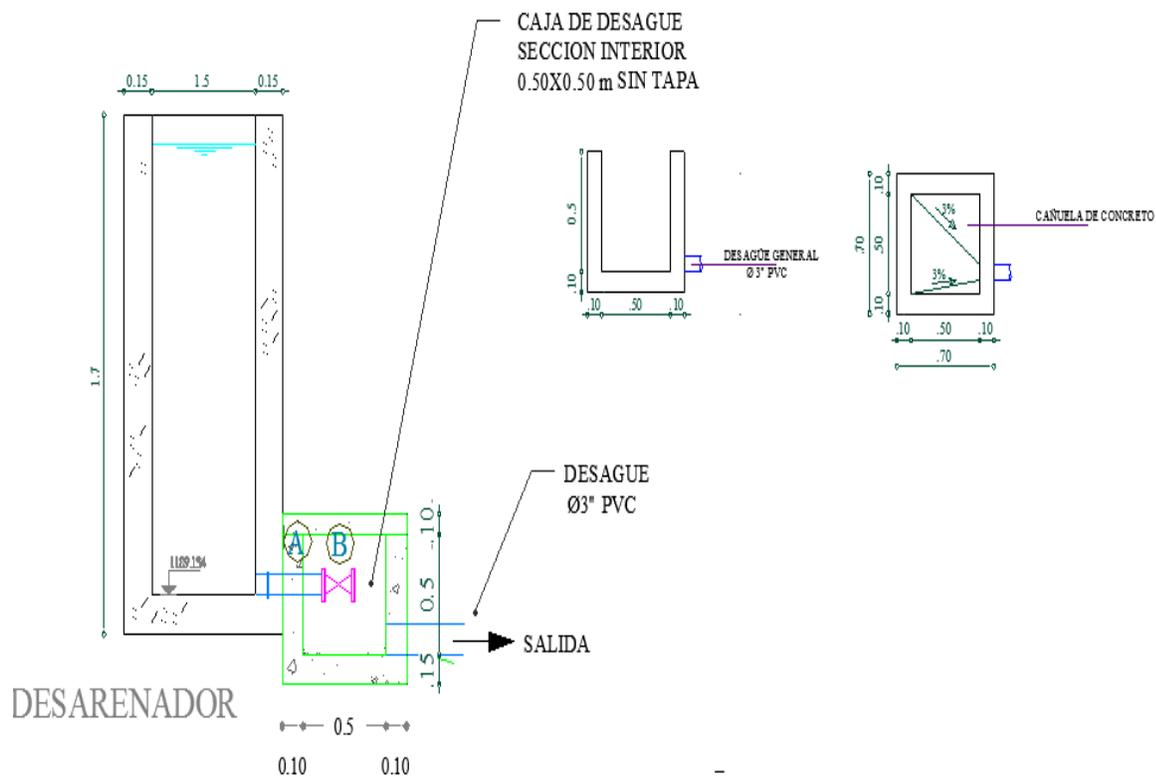
Mc Donald, F. (1998). *Mecánica de fluidos e hidráulica*. Quinta Edición. Editorial Mc Graw Gil.

R.A.S. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*. Bogotá.

Appendices

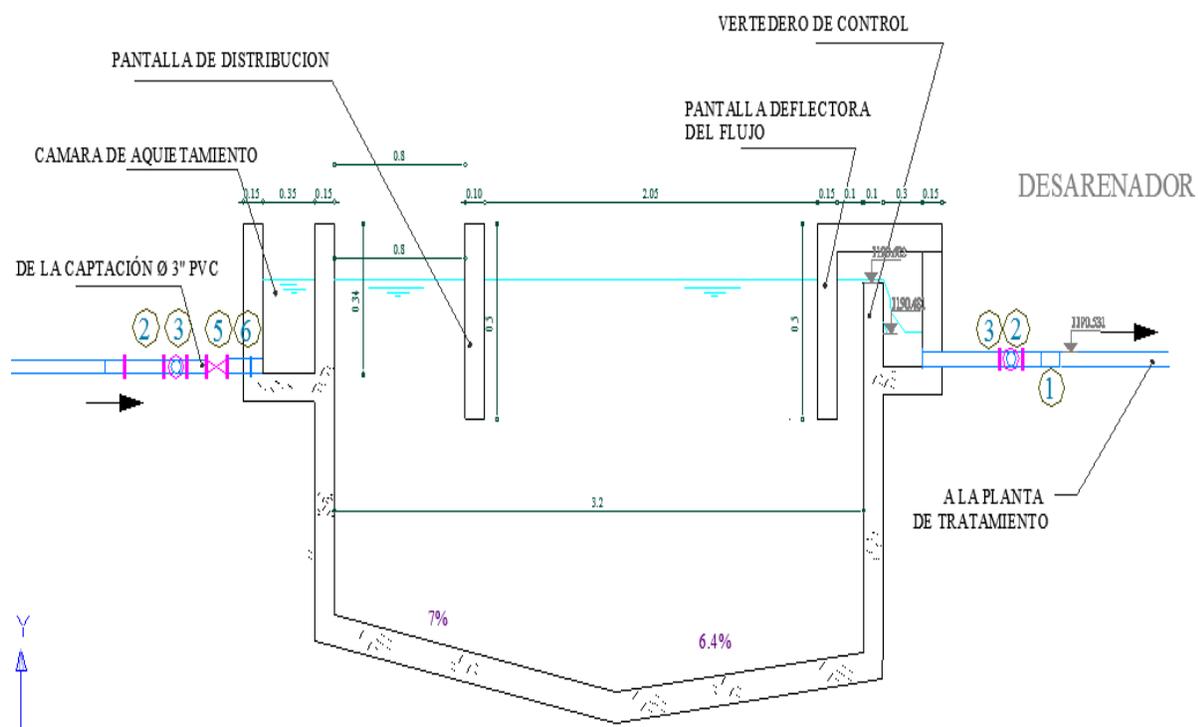
Apéndice A. Desarenador actual.

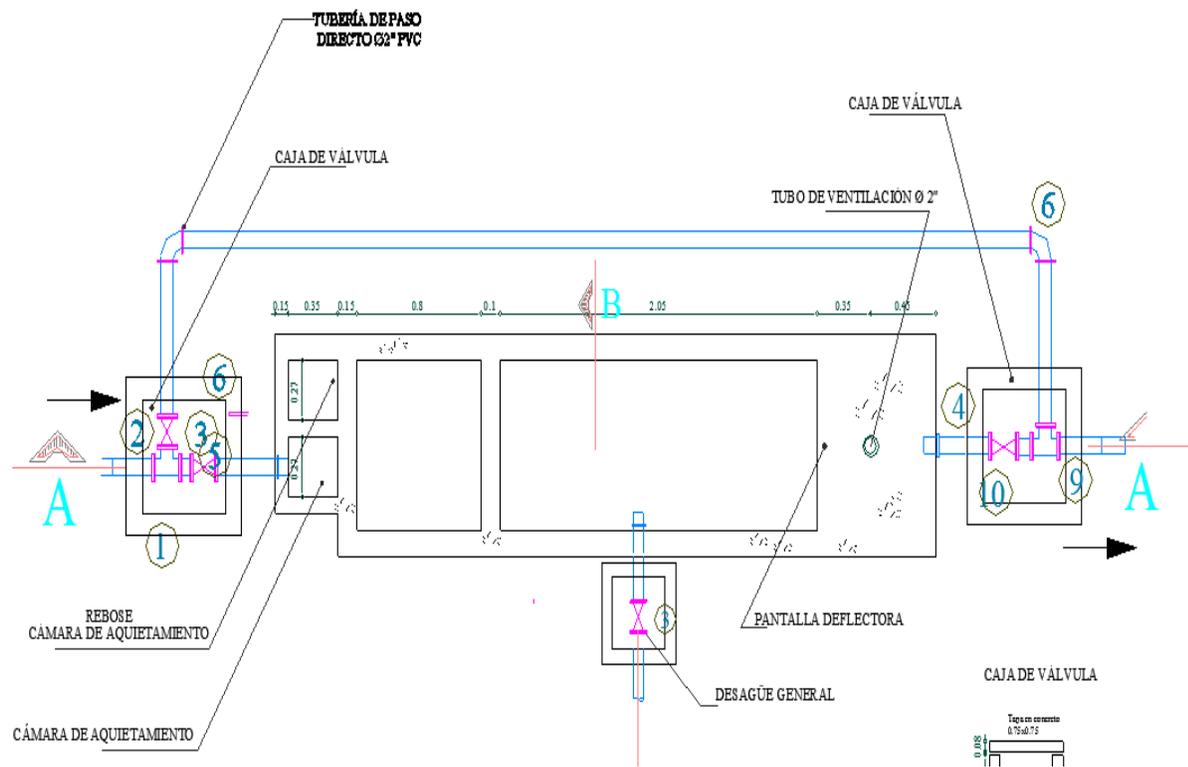




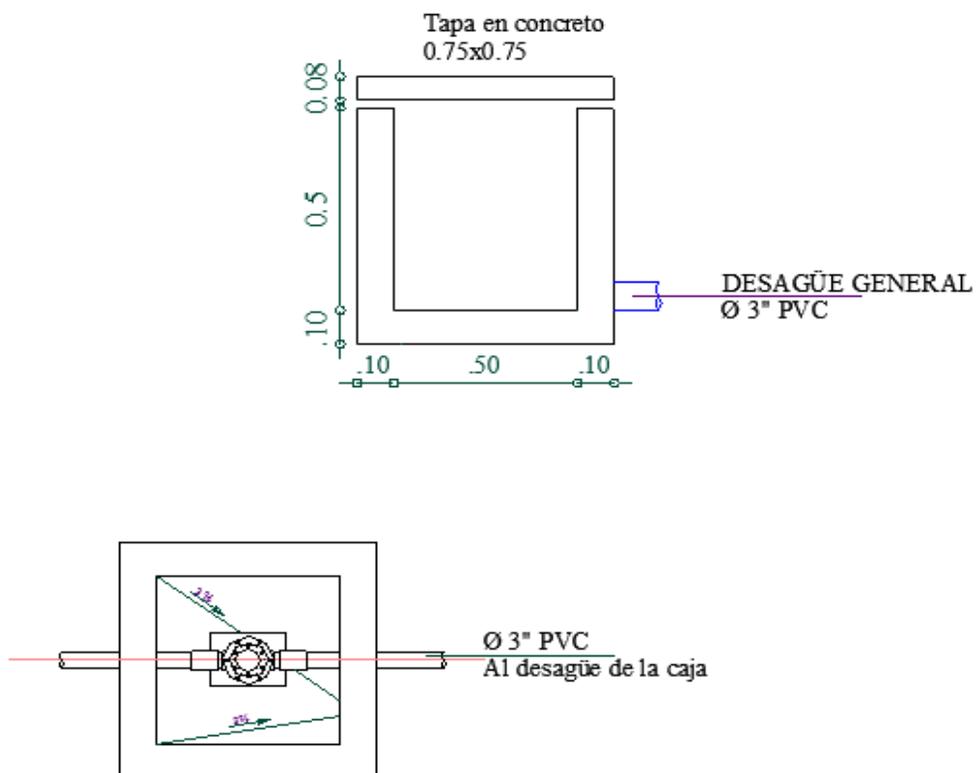
Fuente: Autores del proyecto.

Apéndice B. Desarenador optimizados.





CAJA DE VÁLVULA



Fuente: Autores del proyecto.

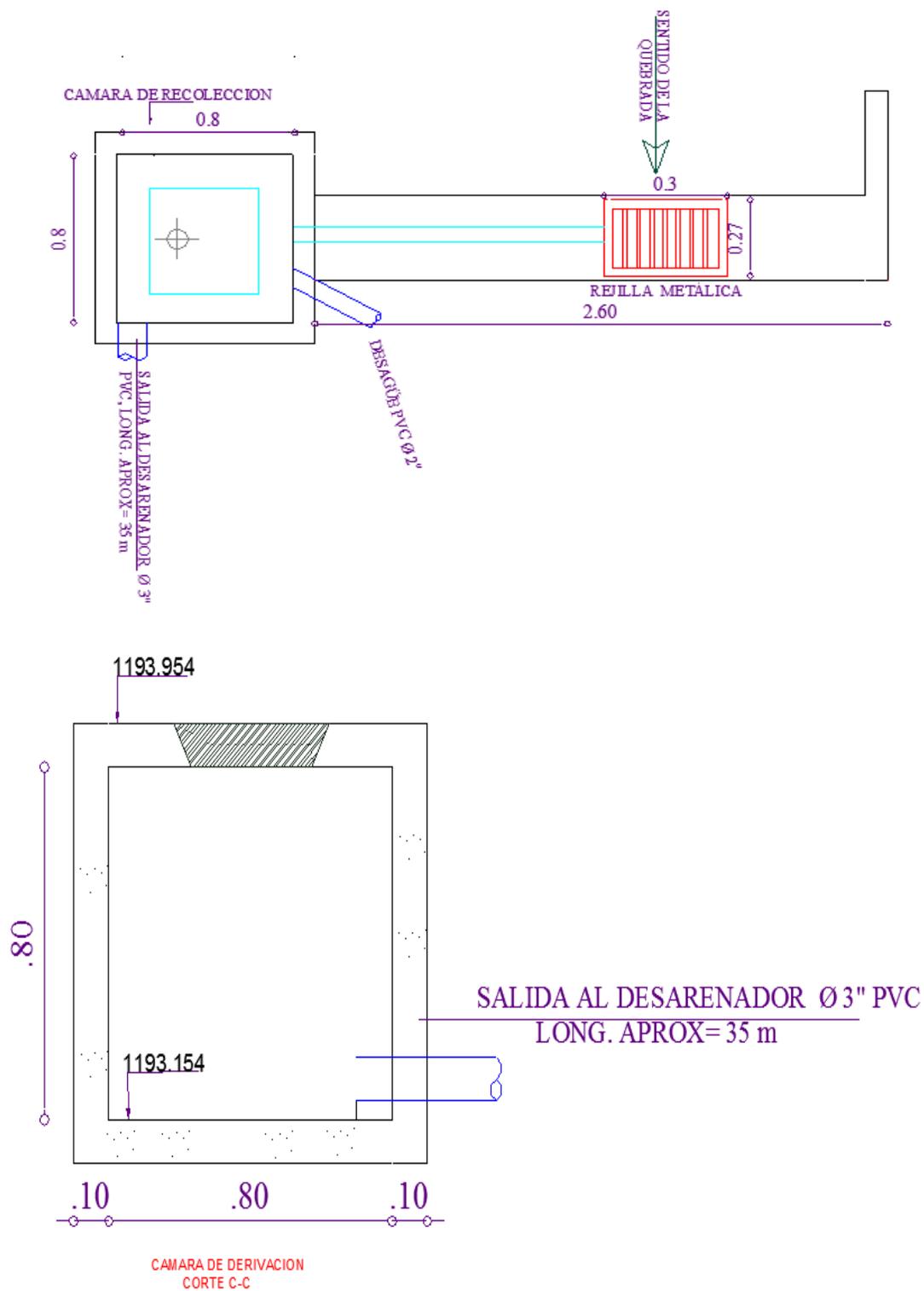
Apéndice C. Cuadro desarenador

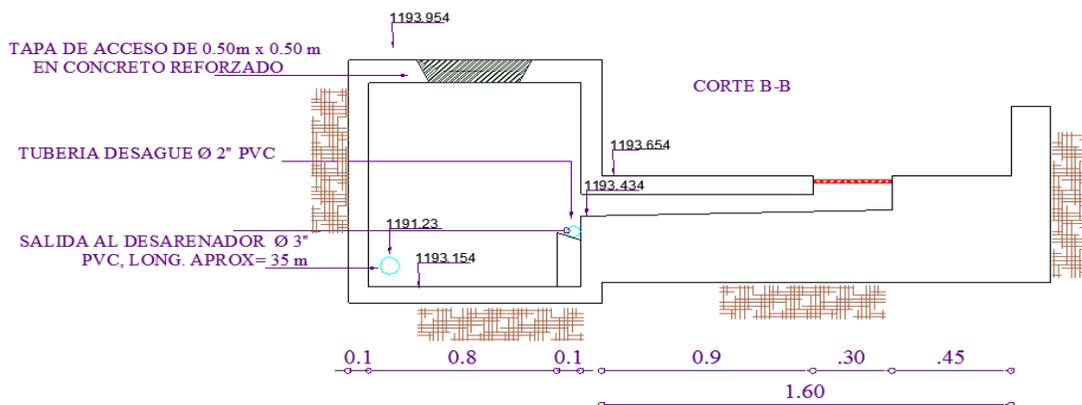
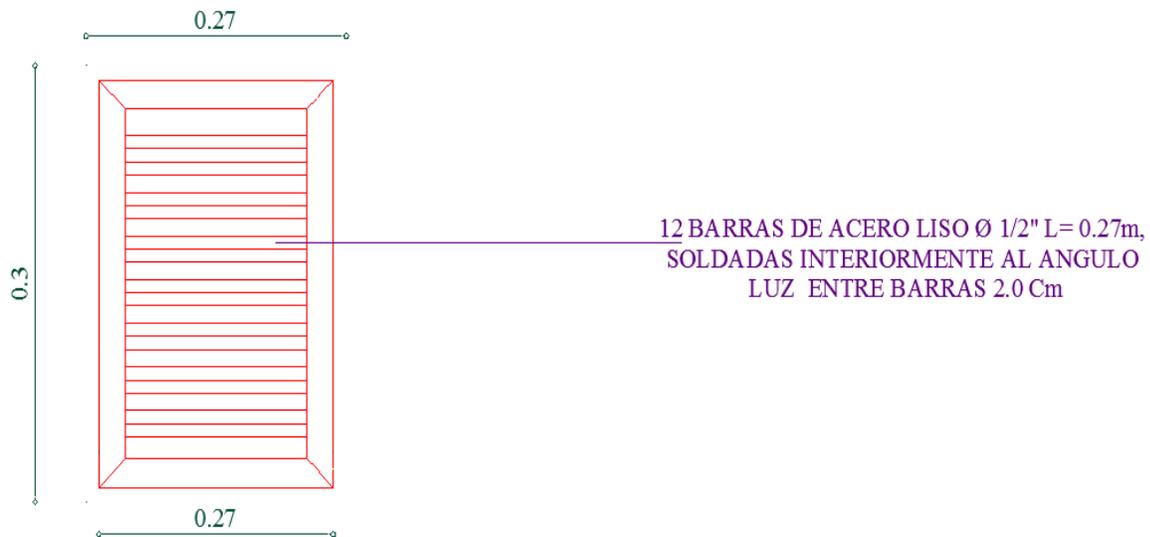
**DESPIECE DE TUBERIAS Y ACCESORIOS DE HD
Y ACERO Ø2" (INTERCONEXIONES)**

POSICION	DESCRIPCION	CANTIDAD
①	TE HD Ø 2"x2" PVC	1
②	VALVULA DE COMPUERTA ACERO Ø 2" (OPERACION MANUAL) JH PVC	1
③	VALVULA DE COMPUERTA ACERO	3
④	PASAMURO HD Ø 2" L=0.3 m Z=0,1 m	4
⑤	NIPLE PVC Ø 2"	2
⑥	CODO HD JH PVC Ø 2"x90	2
⑦	NIPLE PVC Ø 2" L=6,2 m	1
⑧	TE HD Ø 3"x2" JH PVC	1
⑨	UNION UNIVERSAL HD Ø 3" PE X PVC	1
⑩	VALVULA DE COMPUERTA ACERO Ø 3" (OPERACION MANUAL) EX JH PVC	1

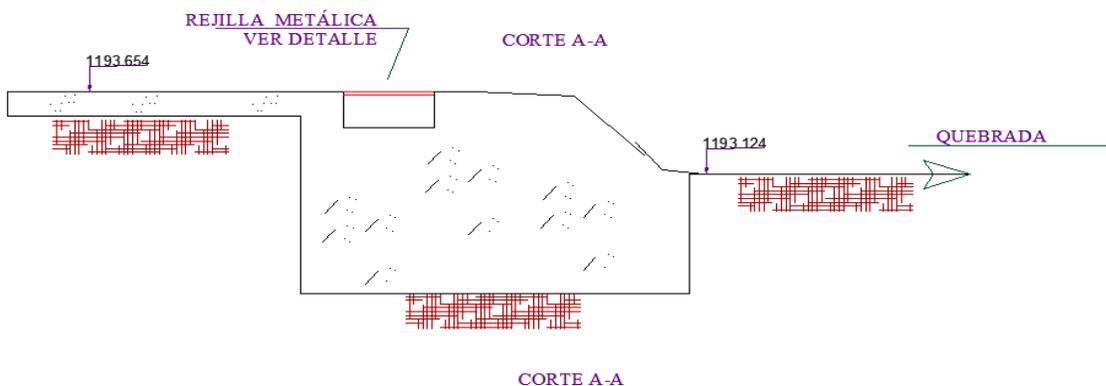
Fuente: Autores del proyecto.

Apéndice D. Captación actual.

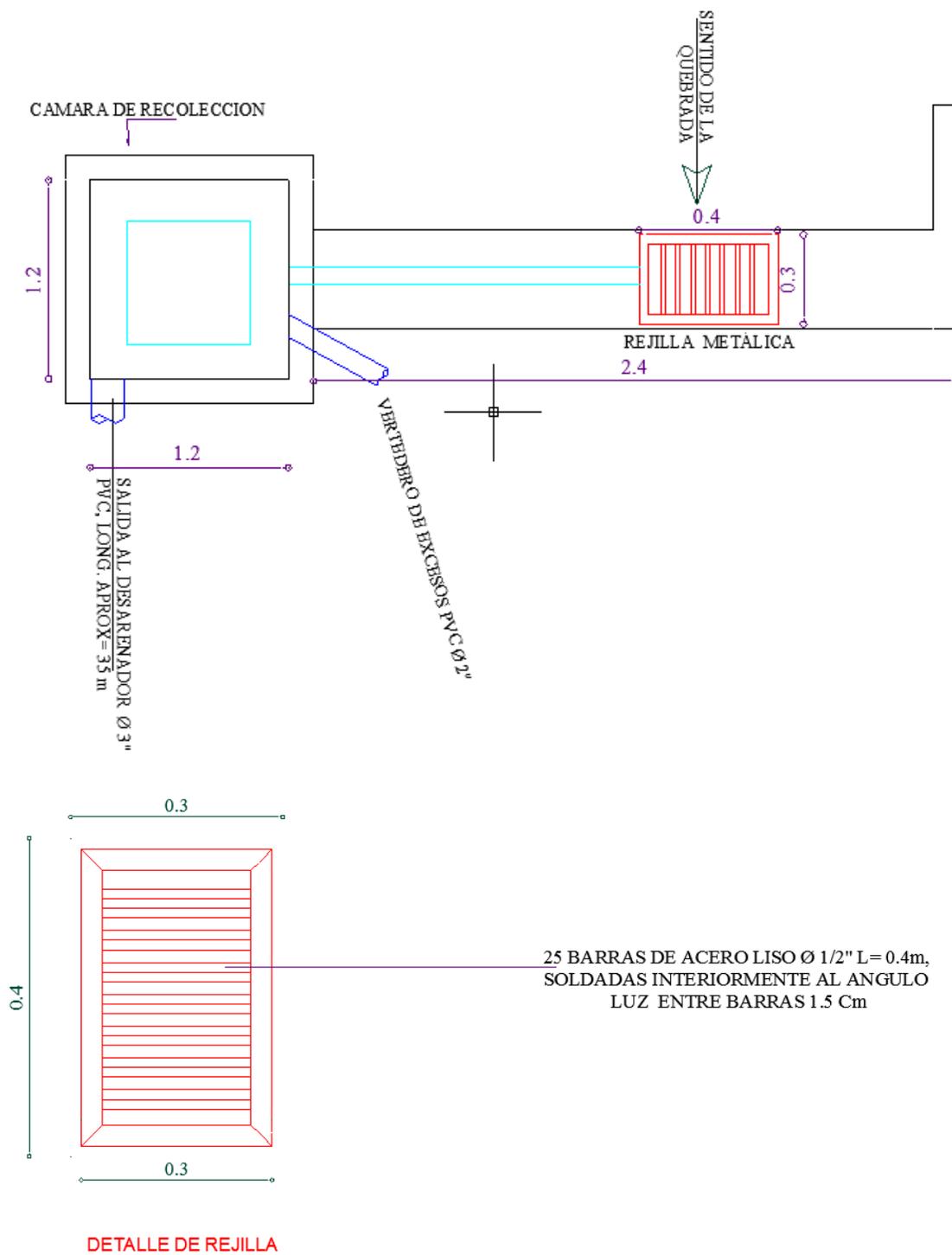


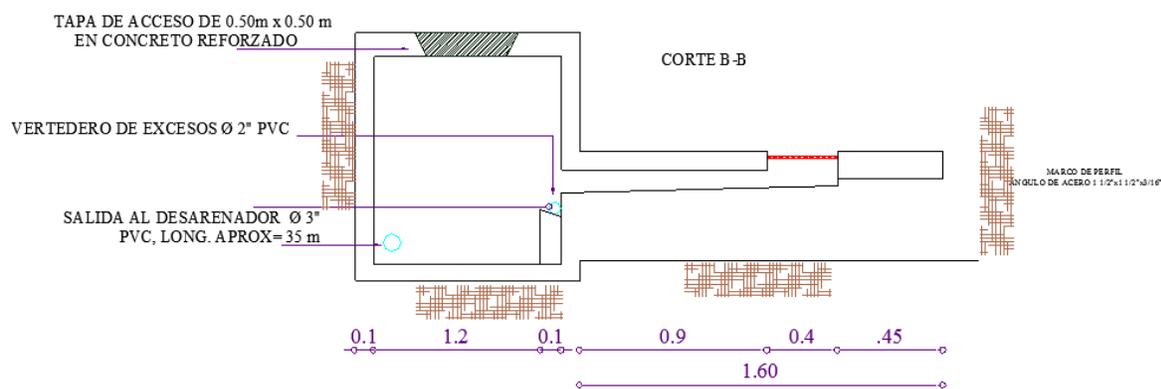


PRESA VERTEDERO CORTE B-B

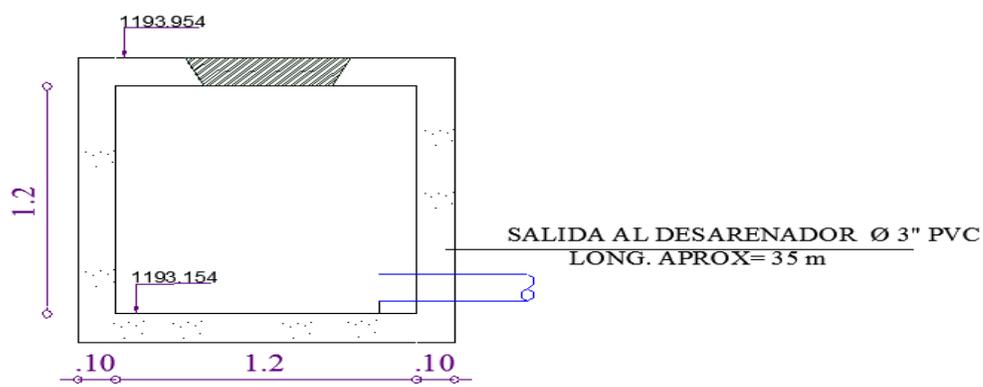


Anexo E. Captación optimizada



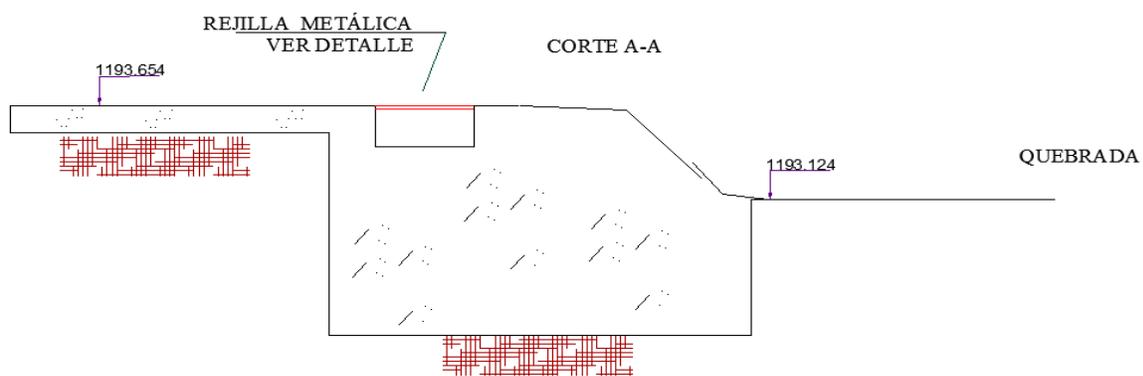


PRESA VERTEDERO CORTE B-B

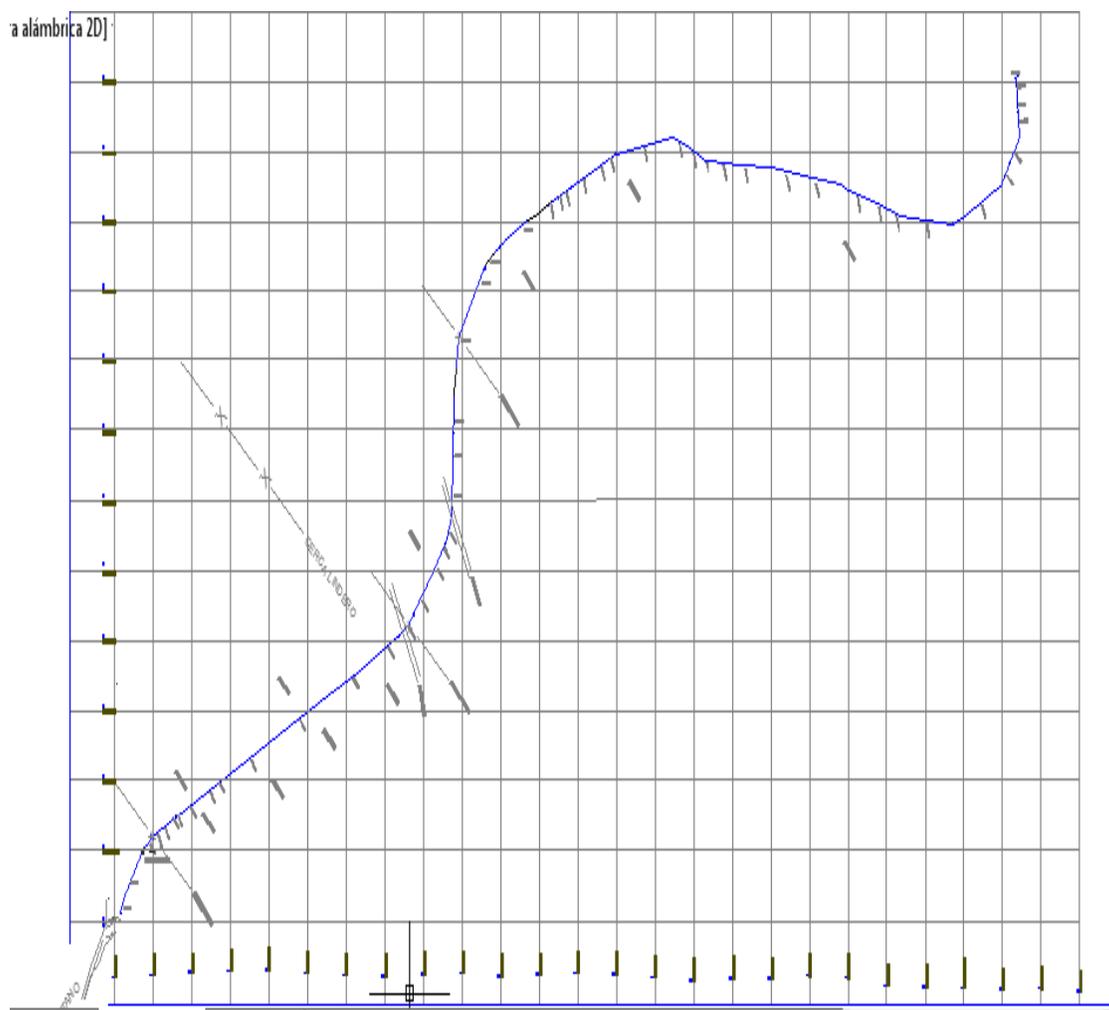


CAMARA DE DERIVACION CORTE C-C

CORTE C-C

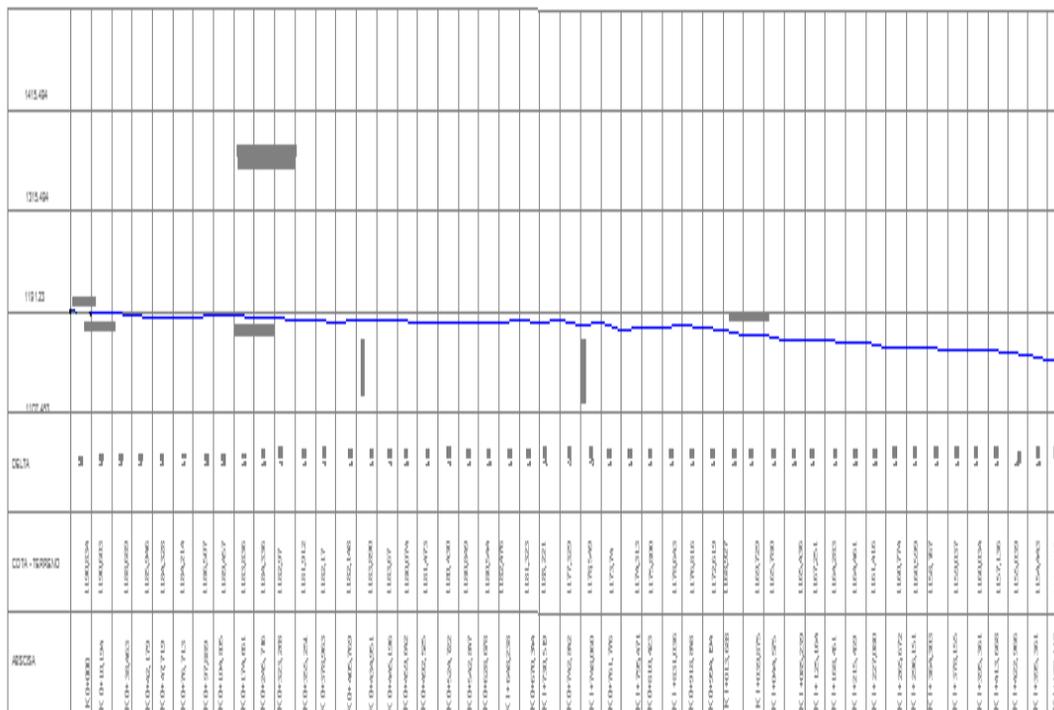


CORTE A-A

Apéndice F. Planta línea de aducción bocátoma- desarenador-tanque

Fuente: Autores del proyecto.

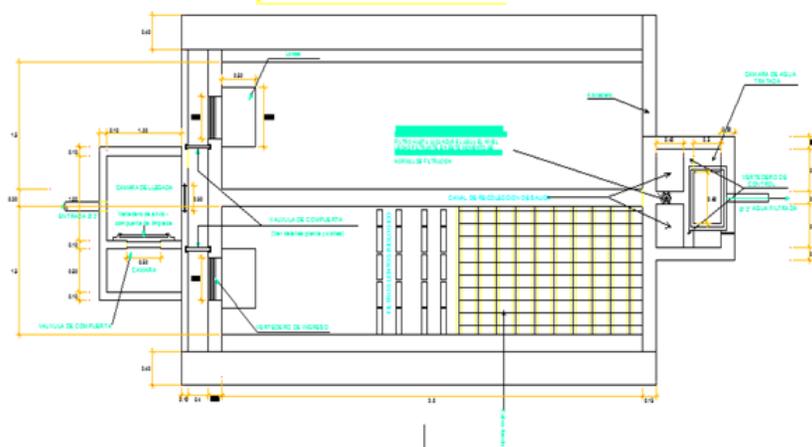
Apéndice G. Perfil línea de aducción bocatoma –desarenador- tanque



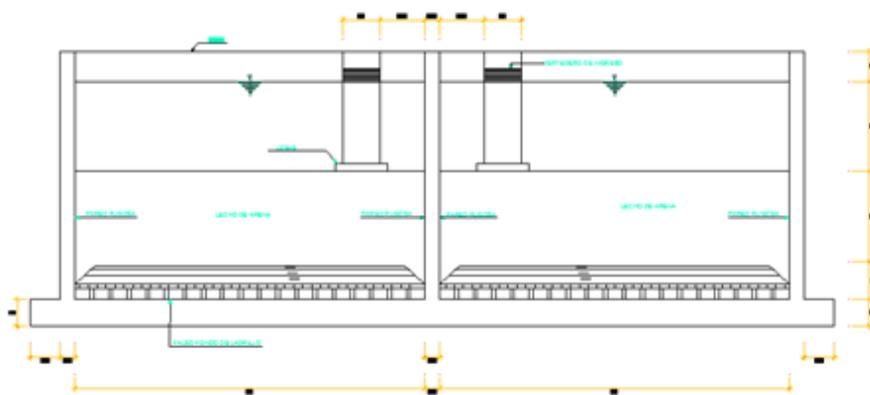
Fuente: Autores del proyecto.

Apéndice H. Planos filtro lento de arena

planta filtro lento de arena



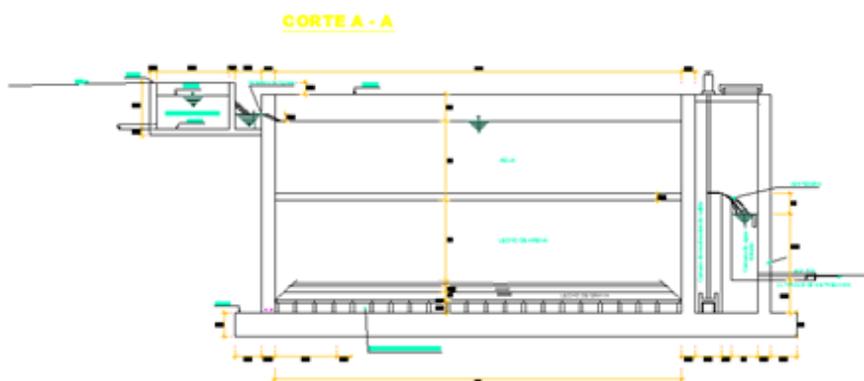
Corte B-B plano de filtro lento de arena.



CORTE B - B

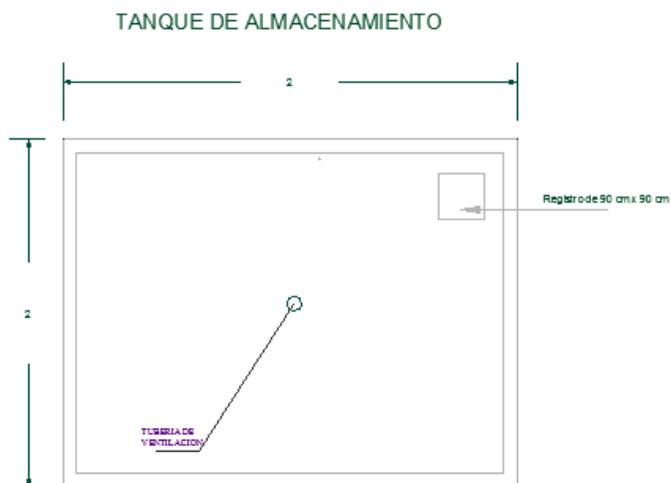
Fuente: Autores del proyecto.

Corte A-A plano de filtro lento de arena.

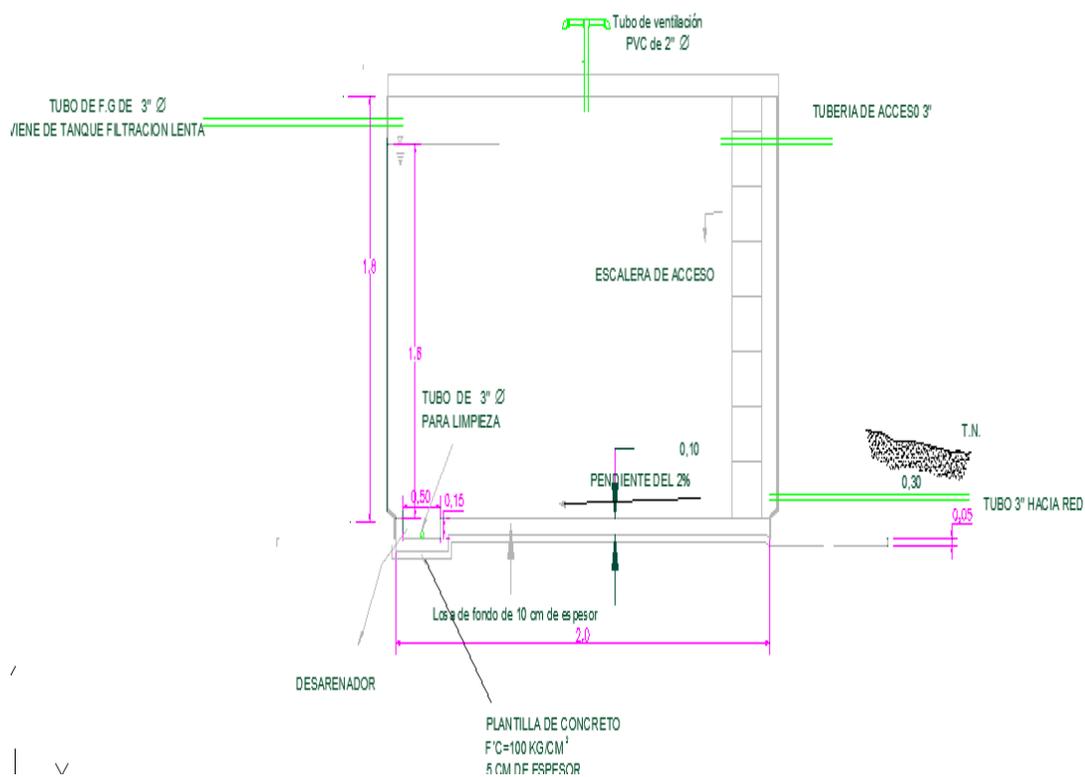


Fuente: Autores del proyecto.

Tanque de almacenamiento en planta.



Corte A-A tanque de almacenamiento.



Fuente: Autores del proyecto.

Apéndice I. Análisis fisicoquímicos-microbiológicos



ServiAnalítica Profesional SAS

NIT. 900 476 024 -4

Ocaña 23 de Marzo 2016

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda.

TIPO DE MUESTRA: Puntual **LUGAR:** Captación

TOMADA POR: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

HORA: 3:00pm **FECHA:** 18/03/16

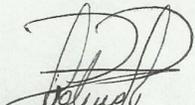
SITIO: Vereda Tequendama, Quebrada San Cayetano

SOLICITANTE: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,05	Standard Methods 4500 H +B
TURBIEDAD	UNT	0,29	Standard Methods 210 B
COLOR	UPC	17	Standard Methods 210 A
ALCALINIDAD	mg/L	65	Standard Methods 210 A
DUREZA TOTAL	mg/L	48	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	5,1	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,02	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	1	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,04	Standard Methods 3500 Fe B
CONDUCTIVIDAD	μS/cm	251	Standard Methods 2510 B
DBO ₅	mg/L	0,8	Standard Methods 5210
OXIGENO DISUELTO	mg/L	6,9	Standard Methods 4500 C
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESÓFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana

Análisis fisicoquímicos y microbiológicos de aguas


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
 Químico

ServiAnalítica Profesionales SAS
 NIT 900.476.024-4
 Dirección calle 12 A N° 8 - 30
 Celular 301 656 6273



ServiAnalitica Profesional SAS

NIT. 900 476 024 -4

Ocaña 23 de Marzo 2016

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda.

TIPO DE MUESTRA: Puntual **LUGAR:** Desarenador

TOMADA POR: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

HORA: 3:10pm **FECHA:** 18/03/16

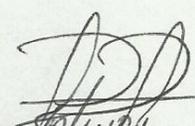
SITIO: Vereda Tequendama, Quebrada San Cayetano

SOLICITANTE: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,30	Standard Methods 4500 H +B
TURBIEDAD	UNT	0,38	Standard Methods 210 B
COLOR	UPC	19	Standard Methods 210 A
ALCALINIDAD	mg/L	55	Standard Methods 210 A
DUREZA TOTAL	mg/L	44	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	5,7	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,02	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	2	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,06	Standard Methods 3500 Fe B
CONDUCTIVIDAD	μS/cm	261	Standard Methods 2510 B
DBO ₅	mg/L	1,1	Standard Methods 5210
OXIGENO DISUELTO	mg/L	7,0	Standard Methods 4500 C
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESÓFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana

Análisis fisicoquímicos y microbiológicos de aguas


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
 Químico

ServiAnalitica Profesionales SAS
 NIT 900.476.024-4
 Dirección calle 12 A N° 8 - 30
 Celular 301 656 6273



ServiAnalítica Profesional SAS

NIT. 900 476 024 -4

Ocaña 23 de Marzo 2016

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda.

TIPO DE MUESTRA: Puntual **LUGAR:** Red de distribución

TOMADA POR: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

HORA: 3:20pm **FECHA:** 18/03/16

SITIO: Vereda Tequendama, Quebrada San Cayetano

SOLICITANTE: Sr. Blas Leonardo Peñaranda Arias

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,41	Standard Methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	1,14	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	29	Standard Methods 2120 A
ALCALINIDAD	mg/L	58	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	55	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	5,7	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,02	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	2	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,08	Standard Methods 3500 Fe B
CONDUCTIVIDAD	μS/cm	254	Standard Methods 2510 B
DBO ₅	mg/L	1,0	Standard Methods 5210
OXIGENO DISUELTO	mg/L	7,1	Standard Methods 4500 C
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESÓFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana

Análisis fisicoquímicos y microbiológicos de aguas


CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
 Químico

ServiAnalítica Profesionales SAS
 NIT 900.476.024-4
 Dirección calle 12 A N° 8 - 30
 Celular 301 656 6273

Apéndice J. Evidencia fotografía



































Apéndice k. Planos

Ver archivo adjunto