

**Diseño de un sistema de acueducto para la vereda el Tabor en el municipio de San Gil  
Santander**

**Cristhian Camilo Uribe Ayala, Manuela Melo Santacruz**

**Trabajo de grado para optar el título de Ingeniero Civil**

**Director**

**Carlos Fernando Arenas Jiménez**

**Ingeniero Ambiental**

**Universidad Santo Tomás, Bucaramanga**

**División de Ingenierías y Arquitectura**

**Facultad de Ingeniería Civil**

**2022**

### **Dedicatoria**

En primera instancia, deseo agradecer a Dios por ser mi motor principal en toda esta maravillosa etapa de mi carrera universitaria, por darme la sabiduría y fortaleza para afrontar todos los retos y obstáculos que se presentaron en el desarrollo del presente proyecto.

A mis padres Sandra Patricia Santacruz y Richard Arturo Melo, por darme todo su apoyo, amor y comprensión en cada momento de mi vida tanto académica como personal, por hacer el esfuerzo de brindarme una educación universitaria con la cual me forme como profesional, por brindarme ánimos en los momentos difíciles y sobre todo por ser mi motivación diaria para culminar con éxitos mi carrera.

*Manuela Melo Santacruz.*

A mis padres y familiares por su apoyo, sus consejos y su esfuerzo durante el proceso. A la comunidad de la vereda el Tabor por su colaboración durante las encuestas y recolección de datos socio demográficos vitales para el desarrollo del proyecto.

*Cristhian Camilo Uribe Ayala.*

### **Agradecimientos**

A la Universidad Santo Tomás por habernos ayudado a culminar con éxito nuestra carrera profesional, así como a todo el cuerpo de docentes que me brindaron sus conocimientos, paciencia y apoyo incondicional para continuar luchando por nuestro sueño de ser ingenieros civiles.

A nuestro director del proyecto el Ingeniero Carlos Fernando Arenas Jiménez por brindarnos su conocimiento, apoyo y paciencia durante el desarrollo del presente proyecto.

Agradezco a la empresa Corpoagro por la colaboración prestada con los equipos y profesionales requeridos para realizar y procesar en el software respectivo el levantamiento topográfico de las estructuras de aducción.

A la comunidad de la vereda El Tabor por su colaboración durante las encuestas y recolección de datos socio demográficos vitales para el desarrollo del proyecto.

## Contenido

Introducción .....	15
1. Diseño de un sistema de acueducto para la vereda el Tabor en el municipio de San Gil Santander.....	17
1.1 Planteamiento del problema.....	17
1.2 Justificación.....	19
1.3 Objetivos .....	21
1.3.1 Objetivo general .....	21
1.3.2 Objetivos específicos.....	21
2. Marco referencial.....	22
2.1 Marco de antecedentes .....	22
2.2 Marco contextual.....	25
2.2.1 División del área rural de San Gil y localización de la vereda el Tabor .....	25
2.2.2 Hidrografía del departamento de Santander .....	26
2.2.3 Clima y altura sobre el nivel del mar de San Gil.....	27
2.3 Marco demográfico. ....	28
2.3.1 Porcentaje de la población con acceso a agua potable .....	28
2.3.2 Población de la vereda el Tabor .....	28
2.4 Marco conceptual .....	29
2.4.1 Balance hídrico .....	29
2.4.2 Isoyetas .....	29
2.4.3 Isotermas.....	29
2.4.4 Déficit hídrico.....	29

2.4.5 Estabilidad hídrica .....	30
2.4.6 Precipitación media anual.....	30
2.4.7 Oferta hídrica.....	30
2.4.8 Demanda hídrica.....	30
2.4.9 Definición de acueducto .....	30
2.4.10 Definición de elementos de un sistema de acueducto .....	31
2.4.11 Sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas.....	32
2.5 Marco legal.....	33
3. Método .....	34
3.1 Evaluación de la oferta hídrica de la zona de estudio a partir de sus características hidrológicas .....	35
3.1.1 Fase 1: Recopilación de información de los suelos de Santander e hidrometeorológica de municipios aledaños a la zona de estudio .....	35
3.1.2 Fase 2: Implementación del software ArcMap 10.5 para la realización de los balances hídricos .....	36
3.1.3 Fase 3: Determinación de la oferta hídrica para la vereda el Tabor .....	36
3.2 Diseño los componentes del sistema de acueducto .....	37
3.2.1 Fase 1: Determinación de la demanda hídrica requerida por la vereda el Tabor .....	38
3.2.2 Fase 2: Reconocimiento y selección de la fuente hídrica para el diseño del acueducto de la vereda el Tabor .....	41
3.2.3 Fase 3: Aforo de la fuente hídrica seleccionada.....	42
3.2.4 Fase 4: Levantamiento topográfico de la zona de bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento.....	43

3.2.5 Fase 5: Diseño de las estructuras del acueducto.....	44
3.3 Diseño de los elementos de un sistema de tratamiento de agua potable por múltiples etapas .....	77
3.3.1 Fase 1: Diseño del filtro grueso dinámico .....	77
3.3.2 Fase 2: Diseño de filtro grueso ascendente .....	80
3.3.3 Fase 3: Diseño de filtro lento de arena .....	83
3.3.4 Fase 4: Cloración .....	84
3.4. Modelación de la red de distribución de agua potable .....	87
4. Resultados.....	88
4.1 Resultados de la evaluación de la oferta hídrica de la zona de estudio a partir de sus características hidrológicas .....	89
4.1.1 Fase 1: Recopilación de información de los suelos de Santander e hidrometeorológica de municipios aledaños a la zona de estudio .....	89
4.1.2 Fase 2: Implementación del software ArcMap 10.5 para la realización de los balances hídricos .....	91
4.1.3 Fase 3: Determinación de la Oferta Hídrica para la Vereda el Tabor .....	93
4.2 Resultados del diseño de los componentes del sistema de acueducto.....	94
4.2.1 Fase 1: Determinación de la demanda hídrica requerida por la vereda el Tabor .....	95
4.2.2 Fase 2: Reconocimiento y selección de la fuente hídrica para el diseño del acueducto de la vereda el Tabor .....	99
4.2.3 Fase 3: Aforo de la fuente hídrica seleccionada.....	101
4.2.4 Fase 4: Levantamiento Topográfico de la zona de Bocatoma, Desarenador y Tanque de almacenamiento.....	102

4.2.5 Fase 5: Diseño de las estructuras del acueducto.....	104
4.3 Resultados del diseño de los elementos de un sistema de tratamiento de agua potable por múltiples etapas.....	125
4.3.1 Fase 1: Filtro grueso dinámico .....	125
4.3.2 Fase 2: Filtro grueso ascendente.....	129
4.3.3 Fase 3: Filtro lento de arena. ....	133
4.3.4 Fase 4: Cloración.....	136
4.4 Resultados de la modelación de la red de distribución de agua potable mediante el software EPANET.....	137
6. Conclusiones.....	139
7. Recomendaciones .....	140
Referencias.....	141
Apendices.....	148

### Lista de Tablas

<b>Tabla 1.</b> <i>Métodos de proyección de población.</i> .....	39
<b>Tabla 2.</b> <i>Cálculo de caudales.</i> .....	45
<b>Tabla 3.</b> <i>Procedimiento para el diseño de la presa.</i> .....	46
<b>Tabla 4.</b> <i>Proceso para el diseño del canal rectangular de aducción y rejilla.</i> .....	47
<b>Tabla 5.</b> <i>Procedimiento para el diseño de la rejilla de captación.</i> .....	48
<b>Tabla 6.</b> <i>Procedimiento para el diseño de la cámara de recolección.</i> .....	50
<b>Tabla 7.</b> <i>Procedimiento para el diseño del vertedero de excesos.</i> .....	51
<b>Tabla 8.</b> <i>Cálculo de cotas.</i> .....	52
<b>Tabla 9.</b> <i>Procedimiento para diseño de la tubería de exceso.</i> .....	53
<b>Tabla 10.</b> <i>Procedimiento para el diseño de la línea de aducción.</i> .....	54
<b>Tabla 11.</b> <i>Cotas definitivas y condiciones hidráulicas.</i> .....	57
<b>Tabla 12.</b> <i>Procedimiento para el diseño del desarenador.</i> .....	58
<b>Tabla 13.</b> <i>Procedimiento para el diseño de la zona de sedimentación.</i> .....	59
<b>Tabla 14.</b> <i>Procedimiento para el diseño de deflectores.</i> .....	62
<b>Tabla 15.</b> <i>Procedimiento para las dimensiones de la cámara de quietamiento.</i> .....	63
<b>Tabla 16.</b> <i>Procedimiento para diseño de rebose cámara de quietamiento.</i> .....	63
<b>Tabla 17.</b> <i>Procedimiento para el cálculo de las pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.</i> .....	64
<b>Tabla 18.</b> <i>Procedimiento para diseñar el vertedero de salida.</i> .....	65
<b>Tabla 19.</b> <i>Procedimiento para el cálculo de la tubería de lavado.</i> .....	66
<b>Tabla 20.</b> <i>Elementos del desarenador.</i> .....	68
<b>Tabla 21.</b> <i>Cotas definitivas del desarenador.</i> .....	70

<b>Tabla 22.</b> <i>Proceso para el diseño de la línea de conducción desarenador – tanque de almacenamiento.</i> .....	71
<b>Tabla 23.</b> <i>Suministro por gravedad continuo de 24 horas.</i> .....	74
<b>Tabla 24.</b> <i>Procedimiento volumen y dimensionamiento del tanque.</i> .....	75
<b>Tabla 25.</b> <i>Procedimiento diseño del filtro grueso dinámico.</i> .....	77
<b>Tabla 26.</b> <i>Procedimiento diseño del filtro grueso ascendente.</i> .....	80
<b>Tabla 27.</b> <i>Procedimiento de diseño filtro lento en arena.</i> .....	83
<b>Tabla 28.</b> <i>Dosificación de cloro y diseño de canaleta Parshall.</i> .....	85
<b>Tabla 29.</b> <i>Ecuaciones utilizadas para el modelo de la red de distribución.</i> .....	88
<b>Tabla 30.</b> <i>Datos de precipitación y temperatura promedio de todos los meses del año 2010.</i> ....	89
<b>Tabla 31.</b> <i>Porcentaje de superficie de déficit y estabilidad hídrica de la vereda el Tabor en todos los meses del año 2010.</i> .....	92
<b>Tabla 32.</b> <i>Precipitación anual por estación.</i> .....	93
<b>Tabla 33.</b> <i>Cálculo de la precipitación promedio.</i> .....	94
<b>Tabla 34.</b> <i>Calculo de la oferta hídrica del afluente Hoyo Frio de la quebrada Cuchicute.</i> .....	94
<b>Tabla 35.</b> <i>Resultado de encuestas aplicadas.</i> .....	96
<b>Tabla 36.</b> <i>Proyección de la población de la vereda el Tabor por el método aritmético.</i> .....	98
<b>Tabla 37.</b> <i>Proyección de población de la vereda el Tabor por el método geométrico.</i> .....	98
<b>Tabla 38.</b> <i>Resultados de la dotación bruta y demanda hídrica.</i> .....	99
<b>Tabla 39.</b> <i>Resultados del aforo realizado al afluente hoyo frio.</i> .....	101
<b>Tabla 40.</b> <i>Resultado del cálculo de caudales</i> .....	105
<b>Tabla 41.</b> <i>Parámetros de diseño de la bocatoma.</i> .....	105
<b>Tabla 42.</b> <i>Diseño de la presa.</i> .....	106

SISTEMA DE ACUEDUCTO PARA LA VEREDA EL TABOR.	10
<b>Tabla 43.</b> <i>Diseño canal rectangular de aducción.</i> .....	106
<b>Tabla 44.</b> <i>Diseño de la rejilla de captación.</i> .....	106
<b>Tabla 45.</b> <i>Resultado del diseño de la cámara de recolección.</i> .....	108
<b>Tabla 46.</b> <i>Resultado del cálculo del vertedero de excesos.</i> .....	108
<b>Tabla 47.</b> <i>Resultado del cálculo de cotas.</i> .....	109
<b>Tabla 48.</b> <i>Resultado del cálculo de la tubería de exceso.</i> .....	109
<b>Tabla 49.</b> <i>Parámetros de diseño de la aducción.</i> .....	110
<b>Tabla 50.</b> <i>Diseño de la aducción de la bocatoma al desarenador.</i> .....	110
<b>Tabla 51.</b> <i>Cotas definitivas de aducción.</i> .....	112
<b>Tabla 52.</b> <i>Parámetros de diseño del desarenador.</i> .....	113
<b>Tabla 53.</b> <i>Diseño inicial del desarenador.</i> .....	113
<b>Tabla 54.</b> <i>Diseño de la zona de sedimentación.</i> .....	114
<b>Tabla 55.</b> <i>Diseño de los deflectores.</i> .....	115
<b>Tabla 56.</b> <i>Diseño de la cámara de quietamiento.</i> .....	116
<b>Tabla 57.</b> <i>Rebose de la cámara de quietamiento.</i> .....	116
<b>Tabla 58.</b> <i>Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.</i> .....	116
<b>Tabla 59.</b> <i>Diseño del vertedero de salida.</i> .....	117
<b>Tabla 60.</b> <i>Cálculo de la tubería de lavado.</i> .....	117
<b>Tabla 61.</b> <i>Elementos del desarenador.</i> .....	118
<b>Tabla 62.</b> <i>Resultado del cálculo de cotas.</i> .....	119
<b>Tabla 63.</b> <i>Cálculos finales de la conducción.</i> .....	121
<b>Tabla 64.</b> <i>Suministro por gravedad continuo de 24 horas.</i> .....	123
<b>Tabla 65.</b> <i>Diseño del tanque.</i> .....	124

<b>Tabla 66.</b> <i>Resultados del filtro grueso dinámico.</i> .....	125
<b>Tabla 67.</b> <i>Resultados del cálculo de los componentes del filtro grueso ascendente.</i> .....	129
<b>Tabla 68.</b> <i>Resultados de los cálculos de los elementos del filtro lento de arena.</i> .....	133
<b>Tabla 69.</b> <i>Resultados del diseño de la canaleta Parshall.</i> .....	136

### Lista de Figuras

<b>Figura 1.</b> <i>Ubicación de vereda el Tabor en el municipio de San Gil.</i> .....	26
<b>Figura 2.</b> <i>Mapa hidrográfico de Santander.</i> .....	27
<b>Figura 3.</b> <i>Afluente hoyo frio de la quebrada Cuchicute.</i> .....	27
<b>Figura 4.</b> <i>Imágenes de reconocimiento y toma de muestras de agua del afluente seleccionado.</i> 42	
<b>Figura 5.</b> <i>Aforo del Afluente Hoyo Frio.</i> .....	43
<b>Figura 6.</b> <i>Levantamiento topográfico de las estructuras del acueducto.</i> .....	44
<b>Figura 7.</b> <i>Mapa de suelos de Santander.</i> .....	91
<b>Figura 8.</b> <i>Mapa de isoyetas para cálculo de precipitación promedio.</i> .....	93
<b>Figura 9.</b> <i>Grafica de proyección de población por el método aritmético.</i> .....	98
<b>Figura 10.</b> <i>Grafica de proyección de población por el método geométrico.</i> .....	98
<b>Figura 11.</b> <i>Modelo Curvas de nivel de la bocatoma.</i> .....	102
<b>Figura 12.</b> <i>Curvas de nivel del desarenador.</i> .....	103
<b>Figura 13.</b> <i>Curvas de nivel del tanque de almacenamiento.</i> .....	104
<b>Figura 14.</b> <i>Curva de distribución horaria del consumo de la población y curva integral de consumo y de suministro</i> .....	123
<b>Figura 15.</b> <i>Red de distribución en software EPANET.</i> .....	138

### **Resumen**

Este proyecto presenta el diseño y modelamiento de un sistema de acueducto propuesto para la vereda el Tabor , partiendo de la evaluación de la capacidad hídrica de la zona de aducción mediante la elaboración de isoyetas e isotermas a través del software ArcMap 10.5 , prosiguiendo con la proyección de población realizada a partir de datos tomados mediante la aplicación de encuestas a los habitantes de la vereda , hasta llegar al cálculo y modelamiento de los componentes de un acueducto, planta de tratamiento convencional y la red de distribución mediante los softwares AutoCAD y EPANET respectivamente , como conclusión de lo anterior se obtuvo un modelo de la red de distribución que cumple a cabalidad con la normativa vigente , así mismo el diseño del sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas teniendo en cuenta las condiciones de la fuente de abastecimiento dando cumplimiento a los estándares para que esta sea potable.

*Palabras clave:* acueducto, diseño, agua potable, sector rural, calculo, modelo, tratamiento de agua

### **Abstract**

This project presents the design and modeling of an aqueduct system proposed for the village of El Tabor, starting with the evaluation of the water capacity of the adduction zone through the elaboration of isohyets and isotherms using ArcMap 10 software. 5 , continuing with the population projection made from data taken through the application of surveys to the inhabitants of the village, until reaching the calculation and modeling of the components of an aqueduct, conventional treatment plant and the distribution network using AutoCAD and EPANET software respectively, as a conclusion of the above was obtained a model of the distribution network that fully complies with current regulations, as well as the design of the treatment system by filtration in multiple stages taking into account the conditions of the supply source in compliance with the standards for it to be drinkable.

*Keywords:* aqueduct, design, drinking water, rural sector, calculation, model, water treatmets

### **Introducción**

Un acueducto es un sistema de riego compuesto por tuberías a través de las cuales se recoge el agua en una fuente determinada y la dirige hacia el lugar donde se necesita. Cualquier población por pequeña que sea, debería contar como mínimo con los servicios de acueducto y alcantarillado, si se espera de ella un desarrollo económico estable. Sin embargo, si no existe suficiente recurso hídrico de forma natural, es necesario recolectarlo de otros lugares con el fin de que fluya por el sistema de forma continua. La construcción de un sistema de acueducto permite mejorar significativamente la calidad del agua, ya que la distribución de esta incluye los procesos de tratamiento necesarios para evitar las posibles consecuencias causadas por su contaminación. Cabe resaltar que el diseño y estructura de un acueducto depende de la zona que desee proyectar la cual puede ser rural o urbana [27].

Sin embargo, a pesar de la importancia del consumo de agua tratada para los humanos, En Santander, según los datos estadísticos de la Dirección de Aguas y Saneamiento básico, la cobertura de agua potable para el año 2015 en Santander fue del 72,06%, para el área urbana del 94,95% y rural del 2%. Así mismo durante ese año 12 municipios reportaron afectación por desabastecimiento de agua en las zonas rurales con apenas un 46% de acueductos técnicamente construidos. Uno de los municipios con mayor porcentaje de sector rural dentro de su delimitación es el municipio de San Gil que para el año 2014 reporto un 32,4% de zonas rurales desprovistas de acueducto [1].

Ante la evidente problemática del sector rural a nivel país como nivel departamento a lo largo de los años se ha venido reduciendo esas cifras con la formulación de nuevas propuestas de diseño de acueductos para sectores rurales que buscan mejorar la calidad de vida de los habitantes y evitar la propagación de enfermedades a causa del consumo de agua no tratada, además de

contribuir en pro de los objetivos de desarrollo sostenible en la región. Dentro del departamento se encuentran propuestas recientes como el diseño del acueducto para la vereda rayitos de Palo Negro (municipio de Lebrija), en el cual se busca realizar el diseño hidráulico y estructural del acueducto, garantizando la captación, conducción y abastecimiento del agua, así como el mejoramiento de la calidad de esta mediante la utilización de un filtro para así eliminar parte de los desechos contenidos [2].

Adicionalmente ante el constante crecimiento de la población es necesario adecuar acueductos existentes para abastecer a los habitantes, de esta forma se generan propuestas como la evaluación y rediseño hidráulico de la red de distribución del acueducto veredal de Guavatá Santander donde se analizan las condiciones de operación del acueducto de la vereda con el fin de plantear mejoras para garantizar el suministro de agua potable a la comunidad [3].

Conforme a lo anterior la presente propuesta parte de un estudio de antecedentes, identificación de problemática, y definición de los parámetros técnicos necesarios para el diseño del sistema de acueducto (Bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento, la red de distribución y planta de tratamiento), con el fin de transportar adecuadamente el agua a la comunidad perteneciente a la vereda el Tabor ubicada en el municipio de San Gil Santander.

Posteriormente con la información obtenida se presentan los cálculos y modelamiento de los componentes del sistema de acueducto además de los resultados de la simulación realizada en el software EPANET con el fin de verificar el cumplimiento de la normativa vigente. Así mismo se presenta los cálculos y diseño de un sistema de filtración por múltiples etapas.

Finalmente se presentan las conclusiones obtenidas en base al desarrollo del proyecto, definiendo el cumplimiento de sus objetivos.

## **1. Diseño de un sistema de acueducto para la vereda el Tabor en el municipio de San Gil Santander.**

### **1.1 Planteamiento del problema**

En Colombia, según lo informado por la DNP (Dirección General de Planeación Nacional) en 2010, solo el 74,2% de las zonas rurales del país cuentan con servicios de agua potable y saneamiento. Según el ODS 6 “Agua limpia y saneamiento”, se proyecta una cobertura del 92,9 % para el año 2018 y 100% para el 2030 con el fin de disminuir la brecha urbano-rural del país, sin embargo según las cifras de seguimiento del objetivo se encontró que para el año 2018 la cifra disminuyó al 71,5% de la población en zona rural sin acceso a agua potable , no obstante según cifras del MinVivienda (Ministerio de Vivienda) el 58% del agua en zonas rurales del país está clasificada como no apta para el consumo [4].

En Santander la situación es más crítica. Según las estadísticas de la Dirección General de Agua y Saneamiento Básico, la tasa de cobertura de agua potable en 2015 en Santander fue del 72,06% para las zonas urbanas y del 94,95% y 2% para las zonas rurales. También este año, 12 municipios reportaron verse afectados por la falta de suministro de agua en áreas rurales donde solo el 46 % de los puentes y canales estaban construidos [1].

El municipio de San Gil es uno de los municipios más importantes del cuerpo oriental, habiendo sido nombrado capital turística de Santander desde julio de 2004, reconocimientos que la han fortalecido como polo de desarrollo, centro turístico del sur de Santander y almacén agrícola. Ha demostrado un rápido crecimiento de la población, mercados regionales, actividades financieras, industriales, comerciales y académicas [5].

Económicamente, la población rural se dedica principalmente a la agricultura, dependiendo de cultivos semestrales como tomate, tabaco, frijol, yuca, hortalizas y albahaca; Algunos como el café, la caña de azúcar, frutas de diversa índole y cítricos. Sin embargo, a pesar de la importancia económica que muestra el municipio en la economía del departamento, según los datos de un informe de referencia basado en objetivos de desarrollo sostenible en la ciudad de Santander realizado por la Universidad Industrial de Santander, se encontró que, en 2014, el 32,6% de la población rural de la comuna no contaba con acueducto, cifra importante dado que la mayor parte de la población de la comuna es del campo [1].

La vereda el Tabor representa una de las poblaciones contempladas en el porcentaje anteriormente descrito, con una población aproximada de 290 habitantes los cuales en su mayoría se dedican al sector agrícola, actualmente presentan un grave problema en el abastecimiento de agua, ya que, algunas viviendas pertenecientes a esta vereda, dependen de un acueducto alledaño que suministra el agua de color amarillo, con mal olor y con presiones insuficientes para suplir de manera continua a la comunidad. Por otro lado, parte de las familias de la vereda el Tabor, se abastecen por un sistema de mangueras no convencional, que captan el agua de un punto de la quebrada Cuchicute, la cual se ve gravemente contaminada debido al paso continuo de camiones, ganado y humanos que generalmente utilizan este punto para realizar actividades de balneario u otros. Finalmente, el porcentaje de habitantes restante de la vereda, consumen el agua captada de un aljibe, el cual posee problemas de racionamiento en épocas de sequía y turbiedad elevada en épocas de invierno. Por esta razón, las familias de la vereda han sufrido de graves enfermedades gastrointestinales, y un racionamiento constante del agua lo cual les impide llevar a cabo sus actividades cotidianas y productivas. Ante esto en el año 2008, el entonces alcalde del municipio Ricardo Duran Barrera decidió contratar al ingeniero Hernando Rojas Silva, el cual dentro de su

informe presenta todo el diseño y cálculos realizado desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento. Finalmente, el diseño nunca se ejecutó y los fondos fueron invertidos en otras obras para el municipio. Desde entonces los habitantes por medio de la junta de acción comunal de la vereda han solicitado en múltiples ocasiones que se retome el proyecto.

El diseño del sistema de acueducto para la vereda el Tabor es la base para que se pueda pasar la propuesta a la alcaldía por parte de la empresa contratista y así lograr beneficiar a la población en varios aspectos como la salud y la economía

Con base a la información y contexto anteriormente descritos es posible evidenciar una problemática que afecta al país, al municipio de San Gil y aún más específicamente a la vereda el Tabor, ya que es deber del gobierno asegurar a la población un abastecimiento de agua que le asegure los 3 aspectos principales de un sistema de distribución tanto rural como urbano , estos son: Continuidad , calidad y cantidad , 3 condiciones esenciales para asegurar una mejor calidad de vida para los habitantes de la vereda el Tabor y disminuir el índice de enfermedades a causa del consumo de agua sin tratamiento alguno.

## **1.2 Justificación**

El suministro de agua con altos estándares de calidad es un factor esencial para garantizar el óptimo desempeño del organismo, así como el desarrollo económico de regiones donde gran parte de la población sufre de enfermedades a causa del consumo de agua no tratada.

La población de la vereda el tabor presenta deficiencias en el suministro de agua a causa de la falta de infraestructura adecuada destinada a la distribución y tratamiento de esta, ya que actualmente algunas viviendas dependen de un acueducto aledaño el cual no cumple con las condiciones de salubridad ni con las presiones requeridas para suplir a la cantidad de viviendas

presentes en la vereda. Por otro lado, otra parte de las familias se abastecen por un sistema de mangueras no convencional, el cual distribuye el recurso hídrico con bajos estándares de calidad. Y, por último, un pequeño porcentaje de familias, se abastecen por medio de un aljibe, el cual tiene problemas de racionamiento constante en épocas secas.

Lo anterior ha generado problemas en la salud de sus habitantes, así como retrasos en el desarrollo de la región.

Económicamente, cuando el agua proviene de fuentes mejoradas y de fácil acceso, recolectarla requiere menos tiempo y esfuerzo, esto les da tiempo para invertirlo en otras tareas, cuando existe un sistema de distribución diseñado y calculado en base a las demandas y condiciones del terreno se reducen además las pérdidas excesivas de agua, se asegura una presión adecuada para los puntos sanitarios y se reduce la probabilidad de enfermedades lo que incide en un ahorro en la compra de medicamentos y farmacéuticos para su tratamiento. Conforme a ello, con la implementación de un acueducto en la vereda el Tabor, se mejoraría notablemente la calidad de vida de la comunidad.

En relación a lo anterior para las poblaciones que no tienen acceso al agua potable se hace necesario generar soluciones en diferentes medidas, esto se puede evidenciar en diversos estudios realizados como *el diseño del sistema de acueducto de la vereda el limón, del municipio de Ocaña*, el cual a raíz de la ejecución e implementación de un sistema de acueducto así como una planta de tratamiento, permitió el suministro de recurso hídrico con los estándares de calidad necesarios para generar una disminución considerable en las enfermedades causadas por el consumo de agua no tratada [7].

Por otro lado en un estudio donde se realizó una *propuesta de diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación oasis de amor y paz, en Ocaña Norte de Santander*, se

evidencio una eliminación de la carga contaminante del afluente que abastecía a las viviendas, esto debido al proceso de desinfección del mismo por medio de la planta de tratamiento y al correcto funcionamiento del desarenador así como los demás elementos que componen el sistema de acueducto , permitiendo un mejoramiento en la calidad de vida de la comunidad así como un avance significativo en el desarrollo económico y social de la región [8].

En contraste con lo anterior y en busca de una solución a la problemática presente en la vereda el Tabor se hace necesario adaptar soluciones que permitan la obtención del recurso hídrico cumpliendo con las normas mínimas para el consumo de agua potable así como la mejora en las condiciones de calidad de vida de los habitantes , por ende se propone un diseño de un sistema de acueducto con el fin de garantizar el mínimo de agua vital para cada vivienda cumpliendo con los parámetros que se estipulan en el reglamento técnico RAS 2017.

### **1.3 Objetivos**

#### ***1.3.1 Objetivo general***

Diseñar un sistema de acueducto para la vereda el Tabor del municipio de San Gil, Santander.

#### ***1.3.2 Objetivos específicos***

- Evaluar la oferta hídrica de la zona de estudio a partir de sus características hidrológicas.
- Diseñar los componentes del sistema de acueducto.
- Diseñar los elementos de un sistema de tratamiento de agua potable por múltiples etapas.

- Modelar la red de distribución de agua potable mediante el software EPANET para definir el trazado y el cumplimiento de los parámetros técnicos según la normativa colombiana vigente.

## 2. Marco referencial

### 2.1 Marco de antecedentes

A nivel nacional se han desarrollado diversas investigaciones que han apoyado las problemáticas en el entorno rural en relación con los temas de saneamiento básico, diseño de acueductos veredales, alcantarillados, etc. Con el propósito de mejorar la calidad de vida de los habitantes y evitar la propagación de enfermedades a causa del consumo de agua no tratada, además de contribuir en pro de los objetivos de desarrollo sostenible en la región.

Dentro de estos estudios se puede evidenciar El *Diagnóstico, estudio y diseño del acueducto veredal San Miguel - Pacho, Cundinamarca*; que tuvo como objetivo realizar un proceso de diagnóstico del acueducto de dicha vereda para poder identificar las deficiencias de las estructuras que componen el mismo, y así proponer un modelo hidráulico del acueducto que preste un servicio eficiente a la comunidad [9].

Así mismo se propuso el diseño *de acueducto para la vereda la mina ubicada en la zona rural del municipio de Miranda Cauca*, el cual busco proyectar soluciones adecuadas al sistema de acueducto manejado por la vereda inicialmente, y así diseñar instalaciones de captación de agua, desarenador, redes de distribución y tanques de almacenamiento para atender el problema de saneamiento básico de la comunidad [10].

Por otra parte, se realizó una propuesta *de diseño de un acueducto en la vereda Moniquirá (Sogamoso Boyacá)*, en la cual se estudiaron los posibles modelos que generarían una solución

óptima en cuanto al abastecimiento de agua potable para la comunidad, garantizando la calidad del suministro de agua para cada vivienda que pertenecía a la misma. Con la construcción del sistema de abastecimiento se ha comprobado que se han reducido significativamente los problemas ambientales y de salud que amenazan la calidad de vida de la población [11].

Desde otro punto de vista, Santander no es ajeno a los problemas de saneamiento y abastecimiento de agua potable, especialmente en las zonas rurales, por lo que se puede evidenciar el desarrollo de diferentes estudios que se han enfocado en dar solución a esta necesidad mediante diseños de acueductos verdales, análisis de condiciones de operación, análisis de factibilidad de construcción de un sistema de acueducto y re diseños con el fin de optimizar el sistema de acueducto ya existente, todos ellos desarrollados a escala regional. Entre los estudios mencionados se encuentra la *propuesta de diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación Oasis de amor y paz en el municipio de Ocaña Norte de Santander*, la cual busco proponer el diseño de un sistema de acueducto convencional con el fin de que una vez se realizara el diseño se pudiera garantizar el correcto funcionamiento del mismo, permitiendo que la fundación cuente con un sistema de abastecimiento así como una planta de tratamiento de agua potable, evitando así la presencia de enfermedades en los niños y mayores [8].

En contraste a lo anterior, se realizó un *diseño del acueducto para la vereda rayitos de Palo Negro (municipio de Lebrija)*, en el que se buscó realizar el diseño hidráulico y estructural del acueducto, garantizando la captación, conducción y abastecimiento del agua, así como el mejoramiento de la calidad de la misma mediante la utilización de un filtro para así eliminar parte de los desechos contenidos. Con el fin de solucionar las condiciones de vida de los habitantes de la vereda y brindar un servicio eficiente de cobertura y calidad [2].

Entre otros estudios se realizó la *evaluación y rediseño hidráulico de la red de distribución del acueducto veredal de Guavatá Santander*, en el que se analizan las condiciones de funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua de la vereda para sugerir medidas de mejora que aseguren el abastecimiento de agua local a la comunidad, y así proponer un adecuado rediseño hidráulico de la red de distribución. Al estándar requerido y eliminar las fallas principales. Además de tener un impacto positivo directo en los habitantes. Los resultados indican una mejora en el bienestar de la comunidad, así como una mejor prestación de los servicios de agua potable [3].

Por otro lado, se realizó un caso de estudio en el corregimiento las Palmas se realizó una *Metodología para diseñar un sistema de acueducto con bajas poblaciones*, en la cual se analizó como elaborar una aproximación para el diseño de un acueducto de baja densidad poblacional aplicando la normatividad vigente en Colombia, pero adaptándola de manera óptima a zonas escasamente pobladas por criterio de que en la normativa no se tiene en cuenta este tipo de población. En este sentido, se propone una solución al problema de la exclusión de planes y proyectos destinados a mejorar las condiciones de las autoridades competentes en zonas de baja densidad poblacional [12].

Así mismo en un estudio realizado en Aratoca Santander se realizó *el estudio de prefactibilidad para la construcción de un acueducto en la vereda Clavellinas*, en el cual se buscó realizar un estudio que permitió identificar la viabilidad de construcción del acueducto veredal en Aratoca tanto financiera, económica, social como administrativa, teniendo en cuenta la norma vigente (RAS). El resultado de ello fue muy satisfactorio dado que se logró que los habitantes de la vereda pudieran cumplir con una de las etapas que son requisito para poder contar con el servicio de suministro de agua potable en sus hogares [13].

Por otra parte, cabe resaltar un estudio de gran relevancia en la ejecución de este proyecto, ya que hacia el año 2008 el entonces alcalde del municipio Ricardo Duran Barrera decidió contratar al ingeniero Hernando Rojas Silva para realizar el diseño que abastecería a la vereda el Tabor, dentro de su informe presenta todo el diseño y cálculos realizado desde el tanque de almacenamiento hasta el desarenador para un total de 43 viviendas [14].

## **2.2 Marco contextual**

San Gil es la capital turística de Santander desde 2004, un municipio con belleza natural y arquitectura que le permite brindar una experiencia turística, especialmente en deportes extremos ya sea por agua, tierra y aire por geografía y ubicación [5].

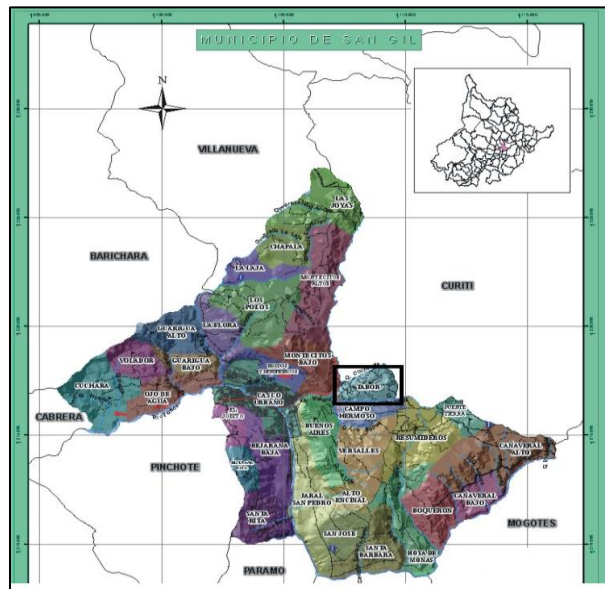
El municipio ocupa una posición estratégica en el sistema de comunicaciones de Santander, lo que le permite gozar de un notable desarrollo y alta actividad económica, ya que cuenta con una destacada actividad industrial y es eje comercial y de transporte en la región. Cuenta con enorme infraestructura hotelera, fábrica, comercio, 2 centros comerciales, empresa de cuerdas, fábrica, trilladora, instalaciones recreativas, perfectas facilidades de transporte e importantes recursos de los cuales los más importantes son sus habitantes, gente valiente y honesta, una raza próspera que ama a su tierra y obras, esto permite que San Gil se clasifique como una de las ciudades más prometedoras del país [5].

### ***2.2.1 División del área rural de San Gil y localización de la vereda el Tabor***

Según el plan básico de ordenamiento territorial el municipio de San Gil se encuentra constituido en su gran mayoría por zonas rurales, con un total de 31 veredas, entre las cuales se encuentra la vereda el Tabor; ubicada en el municipio de San Gil, limita al norte con el municipio

de Curiti, al sur con Mogotes y Páramo, y al noroeste con las localidades de Pinchote y Barichara, dentro de la región de Santander [15].

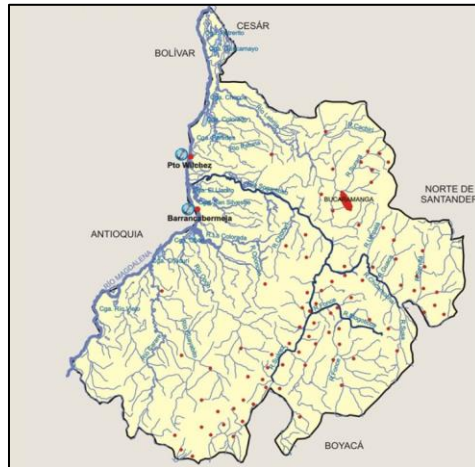
**Figura 1.** *Ubicación de vereda el Tabor en el municipio de San Gil.*



Adaptado del Plan Básico de Ordenamiento Territorial (2003).

### **2.2.2 Hidrografía del departamento de Santander**

La red hidrológica de la provincia de Santander está formada por numerosos ríos, arroyos y riachuelos, entre los que se encuentran el Magdalena, Carari, Liberia, Ubon, Sugamoso (formado a partir de la confluencia de Chicamocha y Suarez), Cáchira, Chucurí, Ermitaño, Fonce, Guaca, Guayabito, Horta, La Colorada, Nevado, Onzaga, Paturia, San Juan y Servitá. También hay varias ciénagas cerca del río Magdalena. Destacan Colorada, Doncella, El Llanito, Opón, Paredes, Rabón, Redonda, San Silvestre y Yariquies [16].

**Figura 2.** Mapa hidrográfico de Santander.

Tomado de Sociedad Geográfica de Colombia. Atlas de Colombia, IGAC. 2002 [17].

Cabe resaltar que la quebrada Cuchicute posee números afluentes, entre ellos se encuentra el denominado “Hoyo frio”, el cual delimita directamente con la Vereda el Tabor, por tal motivo, esta será la principal fuente de abastecimiento para la población de dicha Vereda.

**Figura 3.** Afluente hoyo frio de la quebrada Cuchicute.

### 2.2.3 Clima y altura sobre el nivel del mar de San Gil

Según la página oficial de *climate-data.org*, San Gil se encuentra a 1107 metros sobre el nivel del mar, posee clima tropical ya que la temperatura media anual es de 19.2 °C,

adicionalmente, es importante resaltar que en este municipio se presentan precipitaciones durante todo el año, lo que permite que sea una región apta para diferente tipo de cultivos [19].

Teniendo en cuenta lo anterior, ya que la vereda el tabor se encuentra aledaña al municipio de San Gil, se puede decir que el clima en esta zona es muy similar al presentado en el municipio [19].

### **2.3 Marco demográfico.**

#### ***2.3.1 Porcentaje de la población con acceso a agua potable***

Según las estadísticas de la Dirección General de Agua y Saneamiento Básico, la tasa de cobertura de agua potable en 2015 en Santander fue del 72,06% para la zona urbana y del 94,95% y 2% para la zona rural. También este año, 12 ciudades centrales reportaron verse afectadas por la falta de suministro de agua en áreas rurales donde solo el 46 % de los puentes y canales estaban técnicamente construidos. Uno de los municipios con mayor proporción de áreas rurales demarcadas es la ciudad de San Gil, que en 2014 reportó 32,4% de áreas rurales sin acueducto [1].

#### ***2.3.2 Población de la vereda el Tabor***

De acuerdo con un censo realizado por los autores del presente proyecto la población de la vereda el tabor está conformada por 74 viviendas para un total de 290 habitantes. Sin embargo, de estas 74 familias, 9 se abastecen de un acueducto que es aledaño a ellas y que les brinda una buena calidad de vida con respecto al consumo de agua. Por lo anterior, el diseño del acueducto propuesto en el presente proyecto se dirigirá a 63 familias, para un total de 238 habitantes.

## **2.4 Marco conceptual**

### ***2.4.1 Balance hídrico***

El balance hídrico es una forma de estimar la cantidad de agua que un área puede contener en un período de tiempo determinado. Usando un método numérico, la entrada de agua de lluvia se compara con la salida [20].

### ***2.4.2 Isoyetas***

Un mapa de isoyetas de una cuenca es un documento esencial en cualquier estudio hidrológico, ya que representa gráficamente la distribución de la precipitación sobre un área durante un período de tiempo determinado [21].

### ***2.4.3 Isotermas***

Es una línea dibujada en un mapa meteorológico que conecta los puntos de la superficie donde la temperatura tiene el mismo valor. Las isotermas se vuelven necesarias cuando se mide la temperatura en un área en particular [22].

### ***2.4.4 Déficit hídrico***

Esta escasez se produce cuando el agua suministrada, ya sea por ríos, estanques, embalses, etc., no satisface las necesidades de los seres humanos y los animales, lo que puede provocar daños en la vegetación, sequía y producción de la tierra en la zona afectada[23].

#### ***2.4.5 Estabilidad hídrica***

La estabilidad del cauce está relacionada con la estabilidad del agua, es decir, lo que se refiere al agua y sedimentos que naturalmente componen este cuerpo de agua. Esto significa que el cauce permanece en equilibrio a lo largo del tiempo [24].

#### ***2.4.6 Precipitación media anual***

Según el Instituto Geográfico Nacional, la precipitación media anual es el valor obtenido de la precipitación media durante doce meses en un año[25].

#### ***2.4.7 Oferta hídrica***

La oferta hídrica de una cuenca corresponde a la cantidad de agua disponible para satisfacer la demanda generada por las actividades sociales y económicas humanas[26].

#### ***2.4.8 Demanda hídrica***

La demanda de agua corresponde a la demanda total de cada sector (debido a las actividades humanas, sociales y económicas) expresada en millones de metros cúbicos [26].

#### ***2.4.9 Definición de acueducto***

Es un canal artificial que ha sido construido y diseñado con el propósito de abastecer de agua a un determinado segmento de la población. Puede ser un canal abierto o cerrado, un túnel o un sistema de tuberías [27].

#### ***2.4.10 Definición de elementos de un sistema de acueducto***

Un sistema de agua como el mencionado anteriormente necesita muchos elementos diferentes para funcionar correctamente. Cada uno de estos elementos cumple una función específica como captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir agua potable a los usuarios.

**2.4.10.1 La fuente de abastecimiento.** Es el primer elemento esencial de todo acueducto y corresponde al ramal de agua del que se obtiene el caudal necesario para abastecer a una determinada población. En general, el tipo de fuente para acueductos depende de las microcuencas presentes en el área [27].

**2.4.10.2 La captación.** Están formados por obras o estructuras que permiten desviar el agua de los afluentes hasta su evacuación final [27].

**2.4.10.3 La aducción.** Es el tercer componente del sistema de acueducto, Es la tubería que conduce el agua de la caja de derivación de la captación hasta el desarenador o sedimentador de partículas [27].

**2.4.10.4 El desarenador.** El desarenador es un tanque diseñado para remover partículas en suspensión por gravedad. Debe colocarse lo más cerca posible de la estructura de la captación. Cabe señalar que no todos los acueductos tienen este componente [27].

**2.4.10.5 Los tanques de almacenamiento.** La función principal del tanque es almacenar agua durante las horas de menor consumo, de manera que cuando la demanda sea mayor, se repondrá el suministro de agua almacenada [27].

**2.4.10.6 Línea de conducción y reparto.** Según la especificación RAS 2000, son las redes necesarias para la distribución y consumo de agua, es decir, agua tratada [27].

#### ***2.4.11 Sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas***

La Filtración de Etapas Múltiples (FiME) es una solución integrada para mejorar el suministro de agua para comunidades rurales y ciudades pequeñas o medianas administradas centralmente. Utiliza una combinación de dos formas de pretratamiento, filtración con grava y filtración lenta con arena (FLA) [28].

**2.4.11.1 Filtración gruesa dinámica.** El sistema FGD<sub>i</sub> consiste principalmente en dos o más unidades que operan paralelas aguas abajo, cada unidad se rellena con capas de grava de diferentes tamaños, desde gruesa en el fondo hasta fina en la superficie [28].

Básicamente un FGD<sub>i</sub> está compuesto de una cámara de filtración, lechos filtrantes y de soporte, estructuras de entrada y salida, sistema de drenaje, cámara de lavado y accesorios de regulación y control.

**2.4.11.2 Filtración lenta en Arena.** El sistema de filtración lenta en arena (FLA) es el sistema de tratamiento de agua más antiguo del mundo. Reproduce el proceso de purificación que ocurre en la naturaleza cuando el agua de lluvia atraviesa las capas de la corteza terrestre y forma acuíferos o ríos. El filtro lento se utiliza principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero

si se diseñan y utilizan correctamente, pueden considerarse como un sistema de desinfección del agua [28].

**2.4.11.3 Filtración gruesa ascendente.** Los sistemas de filtración gruesa ascendente consisten en una o varias unidades que contienen grava en su interior. La filtración gruesa ascendente tiene la ventaja de favorecer la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde hay un sistema de drenaje, lo que facilita el lavado hidráulico o el lavado de fondo de los equipos. Básicamente un filtro grueso ascendente este compuesto de cámaras de filtración, lecho filtrante, estructuras de entrada y salida, sistema de drenaje y cámara de lavado, accesorios de regulación y control y dispositivos de limpieza superficial [28].

## **2.5 Marco legal**

Este proyecto se fundamenta básicamente en la resolución 0330 del 200 y 2017 denominado Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS [30].

Aspectos legislativos en los que este proyecto de ley sustenta la Ley 142 de 1994, relativa a la prestación de servicios públicos a las zonas residenciales, el Decreto 1575 de 2007, y más específicamente la Resolución 2115 de 22 de junio de 2007; Así, se muestran las características básicas, herramientas y frecuencias de un sistema de monitoreo y control de la calidad del agua para consumo humano.

Por la práctica de sacar agua de un afluente, se debe tener en cuenta la Ley 99 de 1993, que fue establecida por la Procuraduría del Medio Ambiente para regular estos afluentes en el estado, otorgando así una concesión de agua de acuerdo con lo establecido en el título. Cualquier cambio no afectará el estado normal del cauce.

Para hacer un uso más eficiente de los recursos hídricos, se deben implementar programas de uso eficiente y ahorro de agua de conformidad con lo dispuesto en la Ley 373 del 6 de junio de 1997.

### **3. Método**

El diseño metodológico que se realizó en el presente proyecto consistió en el desarrollo de una serie de fases para cada uno de los objetivos planteados inicialmente. Así pues, para la evaluación de la oferta hídrica de la zona se estudió, se dividió en 3 fases las cuales consistieron en la recopilación de información tanto de suelos como hidrometeorológica de los municipios de aledaños a la zona de estudio, se siguió con la implementación de ArcMap para realizar balances hídricos, y finalmente determinar la oferta hídrica de la vereda el tabor. Ahora bien, para el diseño de los componentes del acueducto se hizo necesario realizar 4 fases previas al diseño de cada una de las estructuras, las cuales consistieron en evaluar la demanda hídrica requerida por la vereda, reconocer y seleccionar la fuente que abastecería a la vereda, realizar un aforo a la misma y finalmente realizar un levantamiento topográfico a la zona donde se ubicarían la bocatoma, desarenador y el tanque de almacenamiento. Seguido a ello, para el diseño de los elementos de la planta de tratamiento FiME, se hizo necesario dividir el proceso en 4 fases, las cuales consistieron en primera instancia diseñar el filtro grueso dinámico, seguido del filtro grueso ascendente, el filtro lento de arena y por último la implementación de cloración. Finalmente, se realizó la modelación de la red de distribución en el software epanet, con el fin de conocer la velocidad y presión en cada punto de la red y así establecer que estas cumplieran con la normativa RAS 2017.

### **3.1 Evaluación de la oferta hídrica de la zona de estudio a partir de sus características hidrológicas**

Para realizar la evaluación de la oferta hídrica de la zona de estudio (Vereda el Tabor) se hizo necesario aplicar la metodología para la evaluación de los recursos hídricos elaborada por la UNESCO (2006), la cual se enfoca en la elaboración de balances hídricos integrado por cuencas hidrográficas. A continuación, se muestran cada una de las fases que conllevaron a obtener dichos balances y con ellos el valor de la oferta hídrica que posee la vereda [34].

#### ***3.1.1 Fase 1: Recopilación de información de los suelos de Santander e hidrometeorológica de municipios aledaños a la zona de estudio***

Para calcular el balance hídrico, se hizo necesario la búsqueda de información concerniente a datos meteorológicos como precipitación de tipo total mensual pluviógrafo y temperatura máxima diaria y mínima diaria de los municipios de Barichara, Mogotes, Pinchote, Valle de San José y Socorro. Estos datos fueron obtenidos de la plataforma del instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales (IDEAM) [35].

La información anteriormente mencionada fue descargada únicamente para el año 2010, esto como consecuencia de la ausencia de datos por parte del IDEAM para otros años en los municipios seleccionados. Adicionalmente, es importante recalcar que este año se escogió ya que era el que mejor calidad de información poseía a comparación de los demás años que se encontraban en la plataforma del instituto.

Adicional a lo anterior, se hizo necesario recolectar información acerca de los suelos de Santander, con el fin de conocer la litología y relieve de la zona de estudio. Por lo que se dirigió al instituto geográfico Agustín Codazzi, para descargar el mapa que contuviera dicha información.

Los resultados del desarrollo de esta fase se pueden apreciar en el numeral 4.1.1 del apartado de resultados del presente libro.

### ***3.1.2 Fase 2: Implementación del software ArcMap 10.5 para la realización de los balances hídricos***

Posteriormente a la descarga de la plancha que contenía la información de suelos de Santander, esta se importó en el software ArcMap 10.5, con el fin de delimitar el lugar donde se encontraba la vereda el Tabor. Esto se realizó a través de la superposición de un mapa de división política de San Gil, sobre la plancha descargada, y a través de puntos georreferenciados, fue posible ubicar la vereda de la manera más exacta posible.

A partir de la delimitación anteriormente indicada, se procedió a insertar los puntos de las estaciones meteorológicas que se seleccionó, en el software ArcMap tanto de precipitación como de temperatura, con el fin de realizar los mapas de isoyetas, isotermas y balance hídrico para cada uno de los meses del año 2010.

Los resultados del desarrollo de esta fase, así como los mapas de balance hídrico para cada uno de los meses se pueden apreciar en el numeral 4.1.2 del apartado de resultados del presente libro.

### ***3.1.3 Fase 3: Determinación de la oferta hídrica para la vereda el Tabor***

Para determinar la cantidad total de agua suministrada anualmente, fue necesario crear un mapa de isoyetas en ArcMap 10.5, teniendo en cuenta los datos de precipitación anual proporcionados por las estaciones meteorológicas; Esto se calculó sumando los 12 meses de 2010 para cada temporada.

Una vez creado el mapa de isoyetas, se extraen datos del mismo para calcular la precipitación promedio, ajustada por la Ecuación 1.

(1)

$$P_{med} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n \frac{P_{i-1} + P_i}{2} A_i$$

Donde Pmed corresponde a la precipitación media, AT al área total de la cuenca, Pi a la altura de precipitación de las isoyetas i, Ai al área parcial comprendida entre las isoyetas Pi-1 Y Pi, y n al número de áreas parciales.

Así pues, los datos que nos suministró el mapa de isoyetas se encuentran en la tabla 30 del numeral 4.1.3.

Finalmente, para obtener un suministro neto de agua, se deben considerar reducciones por calidad del agua (25%), reducciones por caudales ambientales (25%); Por lo tanto, el suministro neto de agua a la cuenca se puede expresar mediante la Ecuación 2.

(2)

$$Onc = Oferta\ hidrica \frac{total}{año} * (1 - 25\% - 25\%)$$

El resultado de la oferta hídrica calculada se encuentra en el numeral 4.1.3 de apartado de resultados, que se puede encontrar en el apartado de resultados del presente proyecto.

### 3.2 Diseño los componentes del sistema de acueducto

El diseño de cada una de las estructuras del sistema de acueducto para la vereda el Tabor, se fundamentó en el desarrollo de una serie de fases, de las cuales la primera correspondió a la determinación de la demanda hídrica de la vereda, la segunda en el reconocimiento y selección de la fuente hídrica que abastecería a la vereda, la tercera consistió en la realización de un aforo a la

fuelle de abastecimiento seleccionada, en la cuarta fase se realizó un levantamiento topográfico de la zona en donde se ubicarían las estructuras de bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento. Finalmente, en la quinta fase se calcularon los elementos que componen cada estructura del sistema de acueducto, obteniendo así, hojas de cálculo y planos de estas, que permitieron conocer el diseño hidráulico final de lo sería el acueducto para la vereda el Tabor.

A continuación, se explica cada una de las fases que conllevaron a obtener los diseños hidráulicos del sistema de acueducto de la vereda el Tabor.

### ***3.2.1 Fase 1: Determinación de la demanda hídrica requerida por la vereda el Tabor***

Esta fase tuvo como fin conocer la demanda hídrica requerida por los habitantes de la vereda el Tabor y con ella buscar y seleccionar la fuente de abastecimiento más apropiada para el desarrollo de los diseños hidráulicos del acueducto. Conforme a ello, para la determinación de la demanda hídrica inicialmente se realizó un censo poblacional debido a la ausencia de datos de número de habitantes en la vereda , para esto se usó la herramienta Survey 123 para formular una encuesta con la cual se registraron datos de número de habitantes, sistema por el cual se abastecía de agua la vivienda (informal o formal), la conformidad de los ocupantes en cuanto a la cantidad y calidad del agua consumida y si consideraban que la construcción de un nuevo acueducto mejoraría la calidad de vida de los habitantes. La encuesta se encuentra en el apéndice A.

Conforme a lo anterior, una vez aplicada la encuesta se obtuvieron los resultados que se muestran en el numeral 4.2.1. Así mismo, con el resultado de la población actual determinada por la aplicación de la encuesta y un dato del número de habitantes de la vereda en el año 2008 que fue facilitado por la junta de acción comunal de la vereda, se procedió a realizar la proyección población con un periodo de diseño de 25 años. Cabe resaltar que el dato de los habitantes del año

2008 es un estimado de la población que se encontraba en ese año, ya que en las visitas de campo se pudo establecer que no había datos demográficos adicionales al estimado por la aplicación de la encuesta.

De acuerdo con lo anterior, se hizo necesario calcular la proyección de la población con el fin estimar el año al cual se proyectará el acueducto y la cantidad de usuarios que serán beneficiados con el mismo. Así pues, para este cálculo se utilizaron únicamente dos de los métodos de proyección, los cuales fueron el aritmético y geométrico teniendo en cuenta que solo se poseían 2 datos de población, para ello, se aplicaron las fórmulas de la tabla 1 tomadas del libro de López Cualla.

**Tabla 1.** *Métodos de proyección de población.*

Elemento	Formula	Variabes
<b>Método aritmético</b>	$Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tuc - Tci)$	<b>Pf</b> =Población Futura. <b>PUC</b> = Población último censo. <b>PCi</b> = Población censo inicial. <b>TUC</b> = Tiempo último censo. <b>Tci</b> = Tiempo censo inicial.
<b>Método geométrico</b>	$Pf = Puc * (1 + r)^{(Tf - Tuc)}$ $r = \left(\frac{Puc}{Pci}\right)^{\frac{1}{(Tuc - Tci)}} - 1$	<b>Pf</b> =Población Futura. <b>PUC</b> = Población último censo. <b>PCi</b> = Población censo inicial. <b>Tf</b> = Tiempo futuro. <b>TUC</b> =Tiempo último censo. <b>Tci</b> = Tiempo censo inicial. <b>r</b> =Tasa de crecimiento.

La proyección de población se determinó teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema en base a la cantidad de habitantes, y tomando como referencia la tabla de niveles de complejidad de un acueducto en función de la población de la RAS 2017.

Posteriormente, para realizar la proyección de población fue importante determinar el periodo de diseño, para este caso será de 25 años según lo establecido en la tabla de periodo de

diseño que se encuentra en la RAS 2017, y tomando en cuenta el nivel de especificado. Adicionalmente, se determinó la dotación neta, conforme la tabla determinación de la dotación neta máxima que se encuentra en la RAS 2017, para lo cual se tuvo en cuenta la altura promedio sobre el nivel mar de la zona atendida.

A partir de la dotación neta y el porcentaje de perdidas admisible (%p) asumido del 25% en base a la metodología de López Cualla se calculó la dotación bruta, conforme la ecuación 3.

(3)

$$D \text{ bruta} = \frac{D \text{ neta}}{1 - \%p}$$

Una vez se realizó la proyección de población y se estimó la dotación bruta, se procedió a calcular la demanda hídrica de la vereda el Tabor, tomando como referencia ecuación 4.

(4)

$$DT = DUD + DUI + DUS + DUA + DUP$$

Donde DT corresponde a la emanda Total de agua, DUD a la demanda de Agua para Uso Doméstico, DUI a la demanda de Agua para uso Industrial, DUS a la demanda de Agua para el Sector Servicios, DUA a la demanda de Agua para Uso Agrícola y DUP a la demanda de agua para uso pecuario.

Sin embargo, los términos de DUI, DUS, DUA Y DUP, tienen un valor de cero debido a que en la vereda el tabor no existe una demanda de agua para uso industrial, sector de servicios y uso pecuario. Así mismo, la demanda de agua para uso agrícola se tomó como cero, debido a que el diseño del acueducto solo tiene un fin de uso doméstico. Adicionalmente, los habitantes de la vereda manifestaron que, para el riesgo de cultivos, hacen uso del agua de otra quebrada.

De acuerdo con lo anterior, la demanda total de agua (DT), es igual a la demanda de agua para uso doméstico (DUD), por lo que la ecuación 20 fue la utilizada para estimar la demanda DUD, se encuentra a continuación:

(5)

$$DUD = Población Futura * D.bruta \left( \frac{m^3}{had * dia} \right) * 365 dias$$

El resultado de este cálculo se encuentra en el numeral 4.2.1 del presente documento.

### ***3.2.2 Fase 2: Reconocimiento y selección de la fuente hídrica para el diseño del acueducto de la vereda el Tabor***

Con la culminación de la fase 1 del diseño de los componentes del acueducto, y con la obtención de la demanda hídrica requerida por la vereda, se procedió a realizar una visita de campo con el fin de seleccionar la fuente hídrica que cumpliera con los requerimientos de consumo, presiones y caudales estipulados por la RAS 2017 para suplir óptimamente a los habitantes de la vereda el Tabor. Así pues, se comenzó por analizar las posibles fuentes hídricas aledañas a la vereda que pudieran abastecer a la misma cumpliendo con los requerimientos anteriormente mencionados. Conforme a esto, se analizaron 3 posibles fuentes las cuales fueron: la quebrada Cuchicute, la quebrada Pinuela y el afluente Hoyo Frio. Posteriormente a ello, una vez seleccionada la fuente hídrica se procedió a realizar un análisis de laboratorio a 3 muestras del afluente con el fin de conocer los parámetros fisicoquímicos como color aparente, ph y turbiedad y microbiológicos como coliformes totales y *Echirichia Coli* de la misma. Este procedimiento se puede observar en la figura 4.

**Figura 4.** *Imágenes de reconocimiento y toma de muestras de agua del afluente seleccionado.**(a) Reconocimiento del Afluente Hoyo Frio**(b) Toma de muestras de agua.*

Los resultados de este proceso se pueden observar en el apartado de resultados en el numeral 4.2.2.

### **3.2.3 Fase 3: Aforo de la fuente hídrica seleccionada**

Para conocer el caudal del afluente Hoyo Frio, se aplicó el método de aforo por medio de flotación. Para ello se inició por escoger un tramo de la quebrada y se realizó la medición de la distancia de lado a lado a lo largo del afluente, posteriormente, con la ayuda de un objeto flotante (bola de icopor), se midió la velocidad que recorrió el objeto en un tiempo determinado, se realizaron alrededor de 10 mediciones y se calculó un promedio de estos tiempos, una vez obtenido este resultado se procedió a calcular la velocidad del agua utilizando la fórmula 6.

(6)

$$Velocidad (v) = \frac{Distancia (m)}{Promedio del tiempo (s)}$$

Una vez se obtuvo la velocidad, se procedió a calcular el área de la sección, dividiendo el tramo en 4 fajas que formaran figuras geométricas por medio de una cuerda y midiendo el ancho

superficial de cada faja. Ahora bien, con los datos de velocidad y la suma total del área de cada faja se calculó el caudal total del afluente implementando la fórmula 7.

(7)

$$\text{Caudal } (Q) = \text{Área de la sección } (A) * \text{Velocidad } (v).$$

En la figura 5 se puede observar el procedimiento realizado en campo.

**Figura 5.** Aforo del Afluente Hoyo Frio.



Los resultados de este procedimiento se pueden observar en el apartado de resultados del numeral 4.2.3.

#### ***3.2.4 Fase 4: Levantamiento topográfico de la zona de bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento***

Para el diseño de la bocatoma, el desarenador y el tanque de almacenamiento del presente proyecto, se hizo necesario realizar un levantamiento topográfico mediante el método de planimetría con nivel de precisión y mira taquimétrica, con el fin de determinar las cotas y con ellas, las curvas de nivel adecuadas del terreno en el cual se desarrollarán dichas obras.

A continuación, en la figura 6 se puede observar el trabajo de campo realizado para el levantamiento topográfico.

**Figura 6.** Levantamiento topográfico de las estructuras del acueducto.

(a) Uso del nivel de precisión.



(b) Toma de alturas con jalones y mira taquimétrica.

Ahora bien, una vez realizado el levantamiento para cada una de las 3 estructuras mencionadas anteriormente, se procedió a generar las curvas de nivel de las mismas mediante software Topocal, el cual permitió generar una triangulación a partir de una nube de puntos para posteriormente generar un curvado con cotas. Este proceso se realizó por individual para la Bocatoma, el Desarenador y Tanque de almacenamiento.

El resultado de los levantamientos topográficos anteriormente mencionados como las curvas de nivel en el software topocal se pueden observar en el apartado de resultados numeral 4.2.4 del presente libro.

### **3.2.5 Fase 5: Diseño de las estructuras del acueducto**

Con la finalización de las cuatro fases anteriores, se diseñó cada estructura que consta del acueducto. Inicialmente, para determinar el volumen de los distintos elementos hidráulicos del sistema de agua, es necesario calcular los diferentes caudales, el caudal medio diario (Qmd), el caudal máximo diario (QMD), el caudal máximo horario (QMH), y el caudal del diseño. A

continuación, se describe el proceso de cálculo de cada caudal, así como cada estructura de la tubería de agua.

**3.2.5.1 Cálculo de caudales.** Para estimar los caudales necesarios para el diseño de las estructuras del acueducto se siguió el procedimiento de la tabla 2, mostrada a continuación.

**Tabla 2.** *Cálculo de caudales.*

Elemento	Formula	Condición u observación
<b>Cálculo de caudal diario (Qmd)</b>	$Q_{md} = \frac{d \text{ bruta} * \text{Población futura}}{86400}$	La dotación bruta y la población futura se estimó en el numeral 4.2.1.
<b>Caudal máximo diario (QMD)</b>	$Q_{MD} = Q_{md} * k1$	El factor k1, se calcula con respecto al número de habitantes en la vereda con ayuda de la tabla de factor K encontrada en la RAS 2017.
<b>Caudal máximo horario (QMH)</b>	$Q_{MH} = K2 * Q_{MD}$	El factor k2, se calcula con ayuda de la tabla de factor K encontrada en la RAS 2017.
<b>Caudal de diseño (Q diseño)</b>	$Q_{diseño} = 2 * Q_{MD}$	-

Los resultados de este proceso se pueden observar en el numeral 4.2.5.1 del apartado de resultados.

**3.2.5.2. Diseño de la bocatoma de fondo.** El primer elemento que conforma un sistema de acueducto se denomina captación, la cual según la resolución 0330 del año 2017, puede ser de 2 tipos: por agua superficial o por agua subterránea. Sin embargo, teniendo en cuenta el tamaño de la quebrada escogida para el presente proyecto, en donde la profundidad no es muy significativa y por fácil manejo, se seleccionó una captación de agua superficial por medio de una bocatoma de

fondo. Esta estructura consta de una serie de elementos son necesarios para el buen funcionamiento de la misma. A continuación, se explicará el proceso de diseño de cada uno de ellos.

**3.2.5.2.1 Diseño de la presa.** Para el diseño de la presa, se hizo uso de los datos que proporciono el aforo de la quebrada, así como el cálculo del caudal de diseño. A continuación, en la tabla 3 se puede observar el procedimiento a seguir para el diseño de la presa.

**Tabla 3.** Procedimiento para el diseño de la presa.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Caudal mínimo</b>	$\begin{aligned} & \text{Caudal min} \\ & = \text{Caudal max (estimado en el aforo)} \\ & * 60\% \end{aligned}$	-	$Q \text{ diseño} < Q \text{ minimo}$
<b>Caudal medio</b>	$\text{Caudal med} = \frac{(\text{Caudal minimo} + \text{caudal maximo})}{2}$	-	El caudal máximo, se estimó con el aforo realizado a la quebrada.
<b>Carga sobre vertedero (H)</b>	$H = \frac{Q \text{ diseño}^{\frac{2}{3}}}{1.84 * L}$	<b>Q diseño</b> =2QMD (Según RAS 2017).	La longitud del vertedero (L), dependía del ancho total de la estructura de captación. Por ende, se asumió un ancho de esta.
<b>Longitud de vertimiento corregida (Lp')</b>	$Lp' = Lp - 0.2 * H$	<b>Lp</b> = Longitud del vertedero anteriormente estimada.	Se corrigió la longitud del vertedero de acuerdo con las contracciones, las cuales corresponden

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
			a dos contracciones laterales del vertedero.
Velocidad de la quebrada sobre la presa ( $V_r$ )	$V_r = \frac{Q}{Lp' * H}$	$H$ = Carga sobre la cresta del vertedero. $Lp'$ = Longitud del vertimiento corregida.	$0.3 \text{ m/s} < V_r < 3.0 \text{ m/s}$ . (RAS 2017)

**3.2.5.2.2 Diseño canal rectangular de aducción y rejilla.** La red debe colocarse en el canal de toma de agua dentro de la presa. La longitud de la red y, por lo tanto, del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta. [27]

Así mismo, según la resolución 0330 del 2017 por efectos de operación de limpieza, mantenimiento y construcción el ancho mínimo de rejilla no puede ser menor a 0.25 m. adicionalmente, la longitud mínima debe ser de 0.75 m.

Conforme a lo anterior, a continuación, en la tabla 4 se puede observar el proceso para el diseño del canal rectangular de aducción y rejilla.

**Tabla 4.** Proceso para el diseño del canal rectangular de aducción y rejilla.

Elemento	Formula	Variables
Alcance filo superior ( $X_s$ )	$X_s = 0.36 * V_r^{\frac{2}{3}} + H^{\frac{4}{7}}$	$V_r$ = Velocidad de la quebrada sobre la presa. $H$ = Carga sobre vertedero.
Alcance del filo inferior ( $X_i$ )	$X_i = 0.18 * V_r^{\frac{4}{7}} + 0.74H^{\frac{3}{4}}$	$V_r$ = Velocidad de la quebrada sobre la presa. $H$ = Carga sobre vertedero.
Ancho mínimo del canal ( $B$ )	$B = X_s + BL$	$BL$ = Borde libre.

**3.2.5.2.3 Diseño de la rejilla de captación.** Una vez calculado el ancho mínimo del canal, se prosiguió a calcular la longitud de la rejilla y el número de orificios.

Para comenzar se asumió un diámetro de barrotes y una separación entre los mismos. Según lo estipulado en la resolución 0330, se sugiere que dicha separación sea entre 20 mm y 40 mm. Así pues, se siguió el procedimiento presentado en la tabla 5.

**Tabla 5.** Procedimiento para el diseño de la rejilla de captación.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
Área neta de rejilla (An)	$An = \frac{Q}{k * v}$	Q= 2QMD. V= Debe ser menor a 0.15 m/s, reduciendo así, el arrastre del material (RAS 2017). K= Coeficiente de perdidas menores, asumido según RAS 2017.	-
Longitud de la rejilla (Lr)	$Lr = \frac{An(a + b)}{aB}$	a= separación entre barrotes. b=diámetro del barrotes en metros. B = ancho mínimo del canal.	Comprobar si esta longitud es mayor a la mínima requerida la cual corresponde a 0.75 m, de no ser así, se debe asumir este valor como la longitud de la rejilla.
Área neta final (An)	$An = a * B * N$	a= Separación entre barrotes. B=ancho mínimo del canal. N=Número de orificios.	-
Velocidad de flujo en la rejilla (Vb)	$Vb = \frac{Qdiseño}{K * An final}$	K= Coeficiente de perdidas menores, asumido según RAS 2017. An= Área neta final.	Esta velocidad según la resolución 0330 del 2017, no debe ser

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Profundidad abajo (he=hc)</b>	$he = hc = \left( \frac{Q \text{ diseño}^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}}$	<b>Q</b> =caudal de diseño. <b>g</b> =gravedad. <b>B</b> =ancho mínimo del canal.	mayor a 0.15 m/s  Para calcular el nivel del agua en el canal de aducción. Se comienza estimando la profundidad de la(s) corriente(s) aguas abajo, de forma que el transporte a la cámara de recolección se realice por descarga libre, teniendo en cuenta que la altura del nivel del agua en la entrada es igual a su profundidad crítica.
<b>Longitud del canal (Lc)</b>	$Lc = \text{Lrejilla} + \text{espesor de muro}$	-	El espesor de muro se asume teniendo en cuenta que son estructuras hidráulicas en concreto.
<b>Profundidad arriba (ho)</b>	$ho = \left( 2 * he^2 + \left( he - \frac{i * Lc}{3} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i * Lc$	<b>i</b> = Pendiente del fondo del canal, la cual se asumió de acuerdo con el rango de 1%-4%. <b>Lc</b> =longitud del canal. <b>He</b> = Profundidad de aguas abajo.	-
		<b>BL</b> = Borde libre, el cual se asumió de acuerdo	-

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
Altura total aguas arriba (Ho)	$H_o = h_o + BL$	con las condiciones anteriormente estimadas. <b>Ho</b> =profundidad aguas arriba.	
Altura total aguas abajo (He)	$H_e = H_o + i * L_c$	<b>H</b> =altura total aguas arriba. <b>i</b> =Pendiente del fondo del canal. <b>Lc</b> =Longitud del canal.	-
Velocidad del agua al final de canal (Ve)	$V_e = \left( \frac{Q \text{ diseño}}{B * h_e} \right)$	<b>B</b> = Ancho mínimo del canal. <b>he</b> =profundidad aguas abajo.	Esta velocidad según la RAS 2017, no podía ser menor a 0.3 m/s ni superar los 3 m/s.

**3.2.5.2.4 Diseño de la cámara de recolección.** La cámara de recolección es por lo general de dimensiones cuadrada o rectangular, posee muros en concreto reforzado cuyo espesor varia pero normalmente puede ser mayor de 30 cm, adicionalmente, su altura es igual a la de los muros laterales. Conforme a ello, se procedió a diseñar la cámara según la tabla 6.

**Tabla 6.** Procedimiento para el diseño de la cámara de recolección.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
Alcance de filo superior (Xs)	$X_s = 0.36 * V_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 * h_e^{\frac{4}{7}}$	<b>Ve</b> =Velocidad del agua al final del caudal. <b>he</b> =Profundidad aguas abajo.	-
Alcance de filo inferior (Xi)	$X_i = 0.18 * V_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 * h_e^{\frac{3}{4}}$	<b>Ve</b> =Velocidad del agua al final del caudal. <b>he</b> =Profundidad aguas abajo.	-
Ancho de la cámara (B)	$B_{camara} = X_s + BL$	<b>Xs</b> =alcance del filo superior. <b>BL</b> =Borde libre, el cual se asumió teniendo en cuenta las condiciones de diseño estimadas.	Este ancho según la resolución 0330 del 2017 debe ser menor o igual a 1.5 m

**3.2.5.5.5 Cálculo del vertedero de excesos.** El vertedero es una estructura hidráulica, el cual se encuentra en el interior de la cámara de recolección, cuya función es entregar el agua a una tubería de exceso que regresa la misma al cauce. Cabe resaltar, que es importante dejar una tapa en la placa superior y una escalera por cuestiones de acceso del personal de mantenimiento. Así pues, para el diseño del vertedero de excesos se siguió el procedimiento de la tabla 7.

**Tabla 7.** Procedimiento para el diseño del vertedero de excesos.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
<b>Profundidad de la lámina de agua (H)</b>	$H = \left( \frac{Q_{medio}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$	<b>Q medio</b> = Promedio del caudal mínimo y máximo estimados en la quebrada Hoyo frio. <b>L</b> = Ancho de la presa, el cual se calculó en el diseño de la presa.	-
<b>Capacidad máxima de captación de la rejilla (Q cap)</b>	$Q_{captado} = Cd * An * \sqrt{2gH}$	<b>Cd</b> =Coeficiente de descarga, el cual para este caso fue asumido. <b>An</b> =Área neta de la rejilla final. <b>g</b> =gravedad. <b>H</b> =profundidad de la lámina de agua.	-
<b>Caudal de excesos (Qexc)</b>	$Q_{exc} = Q_{captado} - Q_{diseño}.$	-	-
<b>Altura de los muros de contención (H)</b>	$H = \left( \frac{Q_{max}}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$	<b>L</b> = Ancho de la presa, el cual se calculó en el diseño de la presa. <b>Qmax</b> = Caudal máximo de la quebrada estimado en el aforo.	Al valor de H se le debió adicionar un valor de borde libre, el cual fue asumido, con el fin de conocer la altura total de los muros de contención

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Altura de excesos (H)	$H = \left( \frac{Q \text{ excesos}}{1.84 * B \text{ camara}} \right)^{\frac{2}{3}}$	Q= Caudal de excesos. B= Ancho de la cámara de recolección.	-
Velocidad de excesos (Vexc)	$Vexc = \frac{Q \text{ exc}}{Hexc * B \text{ camara}}$	Q=Caudal de excesos. Hexc= Altura de excesos. B=Ancho de la cámara de recolección.	
Alcance filo superior de la cámara de salida (Xs)	$Xs = 0.36 * Vexc^{\frac{2}{3}} + 0.6 * hexc^{\frac{4}{7}}$	Vexc= Velocidad de excesos. hexc=Altura de excesos.	Con el fin de evitar daños en la estructura se decidió adicionar a este alcance de filo superior un espacio libre cuyo valor se asumió.

**3.2.5.2.6 Calculo de cotas.** Para el cálculo de cotas, se hizo necesario observar a la topografía de la zona de captación, la cual se realizó con anterioridad y cuyos resultados se pueden contemplar en el numeral 4.2.4 del apartado de resultados.

Conforme a lo anterior, se comenzó por tomar el valor de la cota del fondo del rio y con ella, se procedió a calcular las cotas de la presa, del canal de aducción, de la cámara de recolección y de la tubería de excesos. Este proceso se puede ver a continuación en la tabla 8.

**Tabla 8. Cálculo de cotas.**

<b>Lamina sobre la presa</b>	
<b>Diseño</b>	Cota fondo del rio + Carga sobre la cresta del vertedero
<b>Máxima</b>	Cota fondo del rio + (Altura de los muros de contención total-BI)
<b>Promedio</b>	Cota fondo del rio + Profundidad de la lámina de agua
<b>Corona de los muros de contención</b>	Cota fondo del rio + Altura de los muros de contención total
<b>Canal de aducción</b>	
<b>Fondo aguas arriba</b>	Cota fondo del rio – Altura total aguas arriba

<b>Fondo aguas abajo</b>	Cota fondo del rio – Altura total aguas abajo
<b>Lamina de aguas arriba</b>	Cota fondo del rio – Profundidad aguas arriba
<b>Lamina de aguas abajo</b>	Cota fondo del rio – Profundidad aguas abajo
<b>Cámara de recolección</b>	
<b>Cresta de vertedero de exceso</b>	Fondo aguas abajo – BL de cámara
<b>Cabeza supuesta (h)</b>	Se asume teniendo en cuenta el caudal
<b>Fondo</b>	Cresta de vertedero de excesos – Cabeza supuesta
<b>Tubería de excesos</b>	
<b>Cota de entrada</b>	Igual al fondo
<b>Cota del rio en la entrega</b>	Según topografía.
<b>Cota de salida</b>	Cota del rio en la entrega+0.3

**3.2.5.2.7 Calculo de la tubería de exceso.** Para el cálculo de esta tubería, se hizo necesario contar con el perfil topográfico de la quebrada, ya que esta tubería se toma desde el fondo de la cámara de recolección hasta 30 cm o 0.3 m por encima del nivel máximo del rio. Cabe resaltar que, por lo general, esta tubería resulta ser una conducción de flujo libre. A continuación, en la tabla 9, se presenta el procedimiento para el cálculo de la tubería de exceso.

**Tabla 9.** Procedimiento para diseño de la tubería de exceso.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
<b>Pendiente de la tubería (i)</b>	$i = \frac{\text{Cota de entrada tubería de exc} - \text{cota de salida de tubería de exc}}{\text{longitud de la tubería}}$	-	Las cotas se extraen del cálculo de cotas de la tubería de excesos que se realizó anteriormente. Adicionalmente, la longitud de la tubería se determinó según la topografía de la zona.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
Diámetro de la tubería de exceso (D)	$D = \left( \frac{Q_{exc}}{0.2785 * C * j^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$	<p><b>Q</b>= Caudal de excesos.</p> <p><b>C</b>= Coeficiente de rugosidad de Hazen Williams para PVC.</p> <p><b>J</b>= Perdidas, las cuales se calculan dividiendo la pendiente en 100.</p>	Este diámetro según la RAS 2017 debía ser mayor o igual a 6".

**3.2.5.3. Diseño de la línea de aducción de la bocatoma al desarenador.** De acuerdo con lo establecido en la resolución 0330, la aducción es la estructura a través de la cual se transporta agua cruda desde la Bocatoma al desarenador, ya sea por flujo libre o por presión. [30]

Conforme a ello, el desarenador se debe ubicar lo más cerca posible a la bocatoma, con el fin de evitar obstrucciones a causa del material sedimentable que transporta el agua cruda. Adicionalmente, es recomendable realizar la aducción a flujo libre en conductos cerrados, esto con el fin de evitar una posible contaminación. A continuación, en la tabla 10 se puede observar el procedimiento para el diseño de la línea de aducción.

**Tabla 10.** Procedimiento para el diseño de la línea de aducción.

Elemento	Formula	Variabes	Condición u observación
Pendiente de la			La cota de la bocatoma corresponde al fondo de la cámara de recolección que se encuentra en la tabla 20, la cota del desarenador a la cota de salida de la tubería

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
tubería de aducción (i)	$i = \frac{\text{Cota de bocatoma} - \text{cota de desarenador}}{\text{longitud de aducción}} * 100$		de excesos de la misma tabla y la longitud de aducción se mide en campo.
Diámetro de aducción (D)	$D = 1.548 \left( \frac{n * Qd}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$	Q= Caudal máximo diario. S=Pendiente. N= Coeficiente de Manning para PVC (150).	El coeficiente de Manning se estima conforme a la tabla de valores típicos de coeficiente de rugosidad de Computer Applications in Hydraulic Engineering, 5 <sup>th</sup> Edition, Haestad Methods
Caudal a flujo lleno (Qo)	$Qo = 0.312 * \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$	D= Diámetro comercial en metro. S= Pendiente. n=Coeficiente de Manning estimado anteriormente.	-
Área a tubo lleno (Ao)	$Ao = \frac{\pi * D^2}{4}$	D= Diámetro comercial en metro.	
Velocidad a tubo lleno (Vo)	$Vo = \frac{Qo}{Ao}$	-	Esta velocidad según López Cualla debe ser mayor a 0.6 m/s.
Radio hidráulico (RH)	$RH = \frac{D}{4}$	D= Diámetro comercial en metro.	-
<b>Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares</b>			
Relación Hidráulica 1.	$R \frac{Q}{Qo} = \left( \frac{Q \text{ diseño}}{Qo} \right)$	Qdiseño= Caudal máximo diario. Qo= Caudal a tubo lleno.	Para estimar las relaciones hidráulicas para conductos circulares se sigue la tabla 8.2 de la página 145 estipulada en el libro "Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados" de López Cualla.

Con el valor de la relación de caudales, se procedió a buscar dicho valor en la tabla anteriormente expuesta con el fin de encontrar las 2 siguientes relaciones hidráulicas.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Relación hidráulica de velocidades	$:\left(\frac{V}{V_o}\right)$	-	-
Relación hidráulica de diámetros	$:\left(\frac{d}{D}\right)$	-	-
Velocidad real de diseño (V)	$V = \left(\frac{V}{V_o}\right) * V_o$	<b>V<sub>o</sub></b> = Velocidad a tubo lleno. <b>(V/V<sub>o</sub>)</b> = Relación hidráulica de velocidades.	-
Lámina de agua (d)	$d = D * \left(\frac{d}{D}\right)$	<b>D</b> = Diámetro de la tubería. <b>(d/D)</b> = Relación hidráulica de diámetros.	-
Verificación de la cota de salida de la bocatoma	$H_{corregida} = d + 1.5 * \left(\frac{v^2}{2 * g}\right)$	-	Con esta H corregida, se le restó a la cota máxima de la cámara de recolección para obtener la cota corregida.
Caudal de exceso máximo (Qexc)	$Q_{exceso} = Q_o - Q_{diseño}$	<b>Q<sub>o</sub></b> = caudal a tubo lleno. <b>Q<sub>diseño</sub></b> = Caudal máximo diario.	Este caudal se calculó una vez se estimó el valor final de la H corregida.

Cabe resaltar, que en el diseño de la bocatoma se supuso un valor de cabeza, también denominado profundidad desde la cresta del vertedero de excesos hasta la cámara, este valor debería dar en la H corregida estimada anteriormente, sin embargo, en el caso de obtener un valor diferente se debe elevar la cota de fondo de la cámara de recolección sumando un valor asumido y mantener la cota máxima de la cámara de recolección constante con el fin de que la diferencia entre el fondo y dicha cota se reduzca, así pues, con la nueva cota de fondo se debe recalculan los valores desde la pendiente de la tubería hasta todas las relaciones hidráulicas estimados con las

ecuaciones anteriormente planteadas, con el fin de que el valor de H corregida que se estime en la verificación de la cota de salida de la bocatoma sea igual a la diferencia entre la cota de fondo de la cámara de recolección y la cota máxima de la cámara de recolección.

Finalmente, con los valores anteriores, fue posible calcular las cotas definitivas de la aducción, el proceso se puede observar en la tabla 11.

**Tabla 11.** *Cotas definitivas y condiciones hidráulicas.*

<b>Cota de batea a la salida de la bocatoma</b>	Cota máxima de la cámara de recolección – H corregida def
<b>Cota clave a la salida de la bocatoma</b>	(Cota de batea a la salida de la bocatoma + (Diámetro de la tubería en pulgadas *0.0254)
<b>Cota de batea a la llegada al desarenador</b>	(Cota de batea a la salida de la bocatoma - (Longitud de aducción*(pendiente de la tubería recalculada /100)
<b>Cota clave a la llegada al desarenador</b>	(Cota de batea a la llegada al desarenador + (Diámetro de la tubería en pulgadas *0.0254)
<b>Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador</b>	Cota de batea a la llegada al desarenador + Lámina de agua.

Los resultados del proceso de diseño de la bocatoma de fondo se pueden observar en el apartado de resultados en el numeral 4.2.5.2.

**3.2.5.4. Diseño de desarenador.** Es un tanque compacto destinado para sedimentar partículas en suspensión por gravedad. Esta estructura permite un tratamiento primario, sin embargo, en algunos casos, se requiere un tratamiento de purificación de agua adicional.

Es importante recalcar que, para evitar problemas de taponamiento por sedimentos causados por tuberías de conducción larga, se debe colocar el desarenador lo más cerca posible de la entrada de agua.[27]

Conforme a lo anterior para el diseño del desarenador, se siguió el procedimiento de la tabla 12.

**Tabla 12.** Procedimiento para el diseño del desarenador.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Velocidad de sedimentación 1 (Vs1)</b>	$Vs\ 1 = \frac{g * (\rho_s - \rho) * d^2}{18 * \mu}$	<p><b>g</b> = Gravedad en cm/s<sup>2</sup>.</p> <p><b><math>\rho_s</math></b> = Densidad relativa de la arena.</p> <p><b><math>\rho</math></b> = Densidad del agua.</p> <p><b>d</b>=Diámetro de la partícula.</p> <p><b><math>\mu</math></b>= Viscosidad</p>	El diámetro de la partícula se determinó conforme al material de las partículas a remover mediante la tabla 9.1 de la página 153 del libro Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” de López Cualla. Así mismo $\mu$ se estimó de acuerdo con la tabla 9.2 de la página 157 estipulada en el mismo libro.
Para conocer la velocidad de sedimentación 2 de la partícula (vs2), se tomó como referencia la tabla <i>Relación entre Diámetro de Partículas y Velocidad de Sedimentación</i> de la guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores (2005) donde se relacionó el material y el diámetro de la partícula para obtener dicha velocidad.			
<b>Velocidad de sedimentación final (Vs prom)</b>	$Vs\ prom = \frac{Vs1 + Vs2}{2}$	-	-
<b>Tiempo que tarda la partícula en llegar al fondo (t)</b>	$t = \frac{H}{Vs\ final}$	-	Se supuso una profundidad útil de sedimentación (H).
<b>Periodo de remoción (Pr)</b>	$Pr = \frac{a}{t} * t$	<p><b>t</b>= tiempo de caída de la partícula.</p> <p><b>a/t</b>= Relación entre el escenario y porcentaje de remoción, estimada conforme a la tabla de “valores de a/t” de Flinn, r, Weston, c, &amp; Bogert, L (1952).</p>	El porcentaje de remoción debe cumplir la condición establecida en el RAS 2000, en el cual debe estar comprendida entre 0.5 hr y 4 hr o ser mayor o igual a 20 minutos.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Volumen del tanque (V)	$V = Q * Pr$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>Pr</b> = Periodo de retención en segundos.	-
Área superficial del tanque (As)	$As = \frac{V}{H}$	<b>V</b> = Volumen del tanque. <b>H</b> = Profundidad útil de sedimentación.	-
Área requerida (Ar)	$Ar = \frac{Q}{Vs}$	<b>Q</b> =Caudal máximo diario (QMD). <b>Vs</b> = Velocidad de sedimentación promedio.	Se hizo necesario comparar el área disponible conforme a la requerida, ya que se debía cumplir con la condición de tener mayor área disponible que la requerida.

**3.2.5.4.1 Zona de sedimentación.** Esta zona es muy importante, porque allí se depositan todas las partículas restantes y es un lugar donde se cumple estrictamente la ley de sedimentación. En esta región, la profundidad de sedimentación útil es H. [27]

Conforme a ello, para el diseño de esta zona se siguió el procedimiento de la tabla 13.

**Tabla 13.** Procedimiento para el diseño de la zona de sedimentación.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Ancho de la zona de sedimentación (b)	$b = \sqrt{\frac{A}{4}}$	<b>A</b> = Área superficial del tanque calculada con anterioridad.	Se hizo necesario asumir una relación de largo-ancho igual a 4 (L/B=4), esto con el fin de despejar el largo en base al ancho.
Largo (L)	$L = 4 * b$	-	-
Área superficial (As)	$As = B * L$	B y L corresponden a las dimensiones anteriormente estimadas.	-
Volumen (V)	$V = As * H$	<b>As</b> = Área superficial anteriormente estimado.	

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
		<b>H</b> = profundidad útil de sedimentación.	
<b>Velocidad de traslación (Vt)</b>	$Vt = \frac{Q}{B * H}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación. <b>H</b> = Profundidad útil de sedimentación.	
<b>Periodo de retención (Pr)</b>	$Pr = \frac{V}{Q}$	<b>V</b> =Volumen. <b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD).	
<b>Tiempo de sedimentación (Ts)</b>	$Ts = \frac{Pr}{(a/t)}$	<b>Pr</b> = Periodo de sedimentación. <b>a/t</b> = Valor estimado según el escenario y el porcentaje de remoción.	
<b>Velocidad de sedimentación (Vs)</b>	$Vs = \frac{H}{Ts}$	<b>Ts</b> = Tiempo de sedimentación. <b>H</b> = Profundidad útil de sedimentación.	La relación de la velocidad de traslación sobre esta velocidad debía ser menor a 20 mm/s ( $Vt/Vs < 20$ ).
<b>Velocidad horizontal (Vhc)</b>	$Vhc = 125 * (ps - p)^{0.5} * d^{0.5}$	<b>Ps</b> = Densidad relativa de la arena. <b>p</b> = Densidad del agua <b>d</b> =diámetro de la partícula.	
<b>Velocidad horizontal real (Vhr)</b>	$Vhr = \frac{Q}{B * Ht}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación. <b>Ht</b> = Profundidad útil de sedimentación más un borde libre asumido.	Debe ser de ser menor a 25 cm/s.
<b>Volumen de agua sedimentada (Vas)</b>	$Vas = Q * 86400$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD) en litros/día.	-
		<b>As</b> = Área superficial de sedimentación.	La carga debe estar comprendida entre 15 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d y 1000m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día, siendo esta

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Carga superficial (qsup)</b>	$q_{superficial} = \frac{Q * 86400}{As}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD).	ultima la carga superficial máxima del área horizontal.
<b>Velocidad vertical (Vo)</b>	$V_o = \frac{Qd}{As}$	<b>Q</b> =Caudal máximo diario (QMD). <b>As</b> =Área superficial del tanque de la zona de sedimentación.	-
<b>Diámetro de la partícula (do)</b>	$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_{s'} - p)}}$	<b>Vo</b> = Velocidad vertical. <b>μ</b> = Viscosidad. <b>g</b> =Gravedad. <b>Ps</b> = Densidad relativa de la arena. <b>p</b> = Densidad del agua.	-
<b>Relación tiempo= Relación de velocidades</b>	$\frac{\theta}{T} = \frac{V_s}{V_o}$	<b>Vs</b> = Velocidad de sedimentación promedio. <b>Vo</b> =Velocidad vertical.	
<b>Velocidad Horizontal (Vhmax)</b>	$V_{hmax} = 20 * V_s$	<b>Vs</b> = Velocidad de sedimentación promedio.	Esta velocidad debe cumplir la condición de ser mayor a la velocidad horizontal.
<b>Velocidad de arrastre (Vr)</b>	$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho_{s'} - p) * d}$	<b>g</b> =Gravedad. <b>ps</b> =Densidad relativa de la arena. <b>p</b> =Densidad del agua. <b>d</b> =Diámetro de partícula a remover, <b>K</b> = Parámetro de sedimentación de arenas. <b>f</b> =Parámetro de sedimentación por acción de la gravedad, los cuales se asumieron para este caso.	El valor de esta velocidad dividido en 3 debía ser mayor a la velocidad horizontal real ( $V_h < V_r/3$ ).

**3.2.5.4.2 Diseño de los deflectores.** Para comenzar se adoptó un diámetro de los orificios de los deflectores, con este, se prosiguió por determinar el diámetro interno de dicho orificio, esto teniendo en cuenta el RDE, el cual es la norma basada en la relación del diámetro del tubo y el espesor de la pared. Se adoptó un RDE de 21 en una tubería de PVC. Para este RDE, se tiene un diámetro interior, así como la pared según la tabla de tuberías a presión del manual técnico tubo sistemas presión PVC de PAVCO Wavin. Así pues, conforme a ello para el diseño de los deflectores se siguió el procedimiento de la tabla 14.

**Tabla 14.** Procedimiento para el diseño de deflectores.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Área de pantalla (Ap)	$Ap = B * hp$	<b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación. <b>hp</b> =Altura de pantalla asumida con anterioridad.	Se asumió una altura de pantalla (hp) y se recomendó una velocidad a través de los orificios (Vori)
Área de los deflectores (Ad)	$Ad = \frac{Q}{V \text{ orificios}}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>V</b> =Velocidad a través de los orificios recomendada anteriormente.	-
Área de orificio (A orif)	$A \text{ orificios} = \left(\frac{\phi \text{ interior}}{2}\right)^2 * \pi$	$\phi$ = Diámetro interior.	El diámetro interior lo proporciona la tabla de tuberías a presión del manual técnico tubo sistemas presión PVC de PAVCO Wavin.
Caudal a través de los orificios (Qori)	$Q \text{ orificios} = V \text{ ori} * A \text{ ori}$	<b>Vori</b> = Velocidad a través de los orificios recomendada anteriormente. <b>A</b> = Área de orificios.	-
Numero de orificios de los deflectores (N°)	$N^{\circ} = \frac{Ad}{Aori}$	<b>Ad</b> =Área de deflectores. <b>Aorir</b> = Área de los orificios.	-

**3.2.5.4.3 Dimensiones de la cámara de quietamiento.** Para estimar estas dimensiones se partió del procedimiento de la tabla 15.

**Tabla 15.** Procedimiento para las dimensiones de la cámara de quietamiento.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Ancho de la cámara (Ac)	$A \text{ camara} = \frac{B}{3}$	-	Se partió de asumir un ancho de la cámara de B/3, donde B corresponde al ancho de la zona de sedimentación.
Profundidad de la cámara (Pc)	$P \text{ camara} = \frac{H}{3}$	-	Se adoptó una relación de H/3, donde H corresponde a la profundidad útil de sedimentación.
Dependiendo del tamaño del desarenador a construir, se asumió una longitud de la cámara (Le).			

**3.2.5.4.4 Rebose cámara de quietamiento.** En este punto, se debió determinar los parámetros de la cámara de quietamiento tales como la altura de la lámina de agua He, la velocidad de excesos Ve, el alcance horizontal y el largo de rebose, esto conforme al procedimiento de la tabla 16.

**Tabla 16.** Procedimiento para diseño de rebose cámara de quietamiento.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Altura de la lámina (He)	$He = \left( \frac{Q \text{ excesos}}{1.84 * Le} \right)^{\frac{2}{3}}$	<b>Qexcesos</b> = Caudal de excesos máximo (Qexc) que se estimó en la aducción. <b>Le</b> = Largo del cámara adoptado anteriormente.	-
Velocidad de excesos (Ve)	$Ve = \frac{Q \text{ excesos}}{Hv * Le}$	<b>Qexcesos</b> = Caudal de excesos máximo (Qexc) que se estimó en la aducción. <b>Hv</b> = Altura de la lámina <b>Le</b> = Largo del cámara adoptado anteriormente.	Esta velocidad debe cumplir con la condición de ser mayor a 0.3 m/s

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Alcance horizontal (Xs)</b>	$Xs = 0.36 * Ve^{\frac{2}{3}} + 0.6 * He^{\frac{4}{7}}$	<b>Ve</b> =Velocidad de excesos. <b>He</b> = Altura de la lámina.	-
<b>Largo de rebose (Lre)</b>	$Lre = \frac{B - ancho}{2}$	<b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación. <b>Ancho</b> = Ancho de la cámara de aquietamiento.	Este largo debe ser mayor o igual a 0.35, en dado caso de no obtener un valor superior se debía asumir 0.35 como el largo de rebose

**3.2.5.4.5 Perdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento.** Para conocer las pérdidas a la entrada de la cámara, se siguió el procedimiento de la tabla 17.

**Tabla 17.**Procedimiento para el cálculo de las pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Velocidad en la cámara de aquietamiento (V2)</b>	$V2 = \frac{Q}{Lre * Pc}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>Lre</b> = Largo de rebose <b>Pc</b> =Profundidad de la cámara.	-
<b>Perdidas en la cámara (hm1)</b>	$hm1 = k * \left( \frac{(v1^2 - v2^2)}{(2 * g)} \right)$	<b>g</b> =Gravedad. <b>k</b> = Constante que en este caso se asumió debido a la disminución entre la velocidad real de diseño en la aducción (V1) y la velocidad en la cámara de aquietamiento (V2).	Se estimó que las pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación eran igual a Vc=V2. Así mismo, la velocidad de sedimentación (Vh) se estimó que sería igual a la velocidad horizontal real calculada en la zona de sedimentación.
		<b>Vh</b> = Velocidad de sedimentación estimada anteriormente.	Debe tenerse en cuenta que las pérdidas de paso de pantalla inicial y final (hp = 0) se calculan como la pérdida de

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Perdidas finales de la sedimentación (hm2)</b>	$hm2 = k * \left( \frac{(vc^2 - vh^2)}{(2 * g)} \right)$	<b>Vh</b> = Velocidad horizontal real calculada en la zona de sedimentación. <b>K</b> = Se asumió con el mismo valor debido a la disminución entre velocidades.	agujero grande. Durante el cálculo, siempre da un valor insignificante debido al volumen del flujo y el área.
<b>Pérdida total (Ht)</b>	$Ht = hp + hm1 + hm2$	<b>hp</b> =Perdidas por las pantallas inicial y final la cual es despreciable (0). <b>hm1</b> =Perdidas en la cámara. <b>hm2</b> = Perdidas en la sedimentación.	

**3.2.5.4.6 Vertedero de salida.** Para el diseño del vertedero de salida, se siguió el procedimiento de la tabla 18.

**Tabla 18.** Procedimiento para diseñar el vertedero de salida.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Altura vertical (Hv)</b>	$Hv = \left( \frac{Q}{1.84 * B} \right)^{\frac{2}{3}}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación.	-
<b>Velocidad de excesos (Vv)</b>	$Vv = \frac{Q}{B * Hv}$	<b>Q</b> = Caudal máximo diario (QMD). <b>B</b> = Ancho de la zona de sedimentación. <b>Hv</b> = Altura vertical anteriormente estimada.	Esta velocidad debía cumplir con la condición de ser mayor o igual a 0.3 m/s, en dado caso de no cumplir, se debía recalculer B y con el verificar el cumplimiento de los demás factores, sin embargo, si al recalculer B no se mostraban cambios notorios en la velocidad se optaba por utilizar el resultado de la velocidad de excesos calculada.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Alcance horizontal (Xs)</b>	$Xs = 0.36 * Vv^{\frac{2}{3}} + 0.60 * Hv^{\frac{4}{7}}$	<b>Vv</b> = Velocidad de excesos estimada anteriormente. <b>Hv</b> = Altura vertical.	-
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se estipulo que la longitud del vertedero debía ser el alcance horizontal más 0.1.</li> <li>- Ahora bien, cabe resaltar en este punto que, debido a la magnitud de los caudales, la tubería de excesos resulta siempre de un diámetro mínimo igual a 6" (15 cm). Sin embargo, para caudales mayores se debe seleccionar diámetros de 4", 3" ó 2.1/2" según sea el caso.</li> </ul>			

**3.2.5.4.7 Calculo de la tubería de lavado.** En esta parte, para el funcionamiento hidráulico de esta tubería, es necesario seleccionar un diámetro conforme al tiempo de vaciado del tanque, para ello se siguió el procedimiento de la tabla 19.

**Tabla 19.** Procedimiento para el cálculo de la tubería de lavado.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Cota lámina de agua sobre la tubería</b>	$Cotlam = Cota\ lámina\ llegada\ al\ desarenador - Perdidas$	Las pérdidas, corresponden a las pérdidas totales en la cámara de quietamiento.	La cota de entrega del desagüe de lavado se determinó por la Topografía del terreno.
<b>Área del tubo (At)</b>	$At = \left( \frac{\phi\ interior}{2} \right)^2 * \pi$	El diámetro interior, así como la pared del diámetro asignado, lo proporciona la tabla de tuberías a presión del manual técnico tubo sistemas presión PVC de PAVCO Wavin, con respecto al diámetro de 3 pulg seleccionado.	Conforme a la magnitud de los caudales de la quebrada Hoyo Frio y al funcionamiento hidráulico de la tubería de lavado, el diámetro mínimo corresponde a 3 pulg en tubería de PVC con un RDE 21.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Altura disponible (Adis)</b>	$A_{disp}$ = Cota lámina de agua sobre tubería – Cota entrega del desagüe de lava	-	-
<b>Perdidas en la conducción (J)</b>	$J = \frac{H}{L}$	<b>H</b> = Altura disponible <b>L</b> = Longitud de la conducción que se estimó a través de la topografía y trazado en campo.	-
<b>Longitud equivalente (LE total)</b>	$LE_{total} = \sum E_n + Val + Crc + Tecd + Tubería$	<b>E<sub>n</sub></b> = Pérdida por entrada normal. <b>Val</b> = Pérdida por válvula. <b>Crc</b> = Codo radio corto. <b>Tecd</b> = Cambio de dirección en Te. <b>Tubería</b> = Longitud de la conducción.	-
<b>Perdidas en la conducción 2.</b>	$J = \frac{H}{L.E}$	<b>H</b> = Altura disponible <b>LE</b> = Longitud equivalente estimada anteriormente.	-
<b>Caudal Captado (Q)</b>	$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$	<b>D</b> = Diámetro interno de la tubería de lavado. <b>J</b> = Perdidas en la conducción. <b>C</b> = Coeficiente de rugosidad de Manning para PVC (150)	El coeficiente de Manning se estima conforme a la tabla de valores típicos de coeficiente de rugosidad de Computer Applications in Hydraulic Engineering, 5 <sup>th</sup> Edition, Haestad Methods
<b>Velocidad (V)</b>	$V = \frac{Q * 4}{\pi * d^2}$	<b>Q</b> = Caudal captado <b>d</b> = Diámetro interno de la tubería de lavado.	-

Elemento	Formula	VARIABLES	Condición u observación
<b>Altura cinética (Ac)</b>	$Ac = \frac{V^2}{2g}$	<b>V</b> = Velocidad anteriormente descrita. <b>g</b> =Gravedad.	-
<b>Coefficiente de descarga (Cd)</b>	$Cd = \frac{Q * 4}{Ao * \sqrt{2gH}}$	<b>Q</b> = Caudal captado. <b>g</b> = Gravedad <b>H</b> = Altura disponible <b>Ao</b>  $= \pi * \phi_{interior}^2$	-
<b>Tiempo de vaciado (t)</b>	$t = \frac{2 * As}{CD * Ao * \sqrt{2g}}$	<b>As</b> = Producto entre el ancho y el largo de la zona de sedimentación (B*L). <b>CD</b> = Coeficiente de descarga. <b>g</b> = Gravedad. <b>Ao</b>  $= \frac{\pi * \phi_{interior}^2}{4}$	-

**3.2.5.4.8 Elementos del desarenador.** El desarenador se compone de una serie de elementos adicionales a los anteriormente calculados, como lo son la pantalla de entrada, el almacenamiento de lodos, la pantalla de salida y el vertedero de salida.

Conforme a lo anterior, en la tabla 20 se encuentra el proceso de cálculo de dichos elementos.

**Tabla 20.** Elementos del desarenador.

Elemento	Desarenador Símbolo/ Ecuación	Unidad	Condición
<b>Ancho</b>	B	m	-
<b>Largo</b>	L	m	-
<b>Altura Útil</b>	H	m	-
<b>Borde Libre</b>	B1	m	-

<b>Elemento</b>	<b>Desarenador Símbolo/ Ecuación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>
<b>Altura Total</b>	HT	m	-
<b>Cámara de Aquietamiento</b>			
<b>Profundidad</b>	H/3	m	-
<b>Ancho</b>	B/3	m	-
<b>Largo Vertedero</b>	Le	m	-
<b>Largo Rebose de la Cámara</b>	Lre	m	-
<b>Pantalla de Entrada</b>			
<b>Profundidad</b>	H/2	m	-
<b>Distancia a la cámara de aquietamiento</b>	L/4	m	-
<b>Almacenamiento de Lodos.</b>			
<b>Profundidad máxima (0.40)</b>	Pmax	m	Se debe adoptar una profundidad máxima de 0.40 metros.
<b>Dist. Pto de saluda a la cámara de aquietamiento.</b>	L/3	m	-
<b>Dist. Pto de salida al vertedero</b>	2L/3	m	-
<b>Pendiente Transversal</b>	Pmax/B	m	Las Pendientes del fondo deben estar comprendidas entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los operarios.
<b>Pendiente Longitudinal en L/3</b>	Pmax/(L/3)	m	
<b>Pendiente Longitudinal en 2L/3</b>	Pmax/(2L/3)	m	
<b>Pantalla de Salida.</b>			
<b>Profundidad</b>	H/2	m	-
<b>Distancia al Vertedero de salida</b>	15*(Altura lámina de agua del vertedero de salida).	m	-
<b>Vertedero de Salida</b>			
<b>Longitud Vertedero</b>	Lv	m	-
<b>Ancho</b>	B	m	-
<b>Profundidad</b>	Cota vertedero de salida- Cota de fondo de la Cámara de Aquietamiento	m	-

**3.2.5.4.9 Calculo de cotas.** Finalmente, con los valores anteriores, fue posible calcular las cotas definitivas del desarenador, el proceso se puede observar a continuación en la tabla 21. Cabe resaltar que las unidades de las cotas son metros sobre el nivel del mar (m.s.n.m).

**Tabla 21.** *Cotas definitivas del desarenador.*

<b>Cota de la lámina de agua a la entrada</b>	<b>Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de batea de la tubería de entrada</b>	Cota de batea a la llegada al desarenador	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de la lámina de agua en la cámara de aquietamiento</b>	Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador- Pérdidas totales de la cámara de aquietamiento	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de lámina de agua en el desarenador</b>	Cota de la lámina de agua en la cámara de aquietamiento	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota vertedero de salida</b>	Cota de lámina de agua en el desarenador -Altura lámina de agua del vertedero de salida (Hv)	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de la lámina de agua en la cámara de recolección</b>	(Cota de lámina de agua en el desarenador- Hv)- 0.15	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de la corona de los muros del sedimentador</b>	Cota de la lámina de agua a la entrada + Borde Libre	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota del fondo de la cámara de aquietamiento</b>	Cota de la lámina de agua en la cámara de recolección- (Altura Útil/5)	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de batea de la tubería de lavado a la salida</b>	Cota de la corona de los muros del sedimentador- Altura útil- Borde libre- ((Dis. Pto de salida a la cámara * Pendiente Longitudinal en L/3) /100)	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota clave de la tubería de lavado a la salida</b>	Cota de batea de la tubería de lavado a la salida + (Diámetro nominal de la tubería de lavado*0.0254)	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota del fondo de la cámara de recolección</b>	Cota de la lámina de agua en la cámara de recolección-0.3	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de entrega desagüe de la tubería de lavado</b>	Cota entrega del desagüe de lavado (En campo por Topografía)	<b>m.s.n.m</b>

Los resultados del procedimiento de diseño del desarenador se pueden observar en el apartado de resultados en el numeral 4.2.5.4.

### 3.2.5.5. Diseño de la línea de conducción desarenador – tanque de almacenamiento.

Para este proyecto la conducción se diseñó según los criterios de la resolución 0330 del 2017, buscando que sea lo más corta posible, buscando senderos públicos vías o caminos, evitando derrumbes y zonas potencialmente inundables. Así pues, se optó por un diseño por gravedad, debido a las condiciones topográficas del terreno y a la ubicación de la fuente de captación de agua, Así pues, para este diseño, se realizó un abscisado cada 20 metros por toda la vía principal que comunicaba el desarenador con el tanque, con el fin de obtener un perfil de elevación lo más preciso posible, este abscisado junto con las cotas terreno de cada punto se pueden observar en el apéndice B.

Ahora bien, con estos datos se prosiguió a tomar tramos de 200 metros hasta llegar a la abscisa en que se encontraría el tanque de almacenamiento, con el fin de que las pérdidas, las presiones y velocidades cumplieran con lo estipulado en la resolución 0330 del 2017.

**Tabla 22.** Proceso para el diseño de la línea de conducción desarenador – tanque de almacenamiento.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Longitud de cada tramo (Lct)</b>	$Longitud\ cT = Valor\ de\ Abscisa\ inicial$ $- Valor\ de\ Abscisa\ final$	-	Se tomaron tramos de 200 metros hasta llegar a la abscisa en que se encontraría el tanque de almacenamiento, con el fin de obtener la longitud de cada tramo.
<b>Perdida de carga unitaria (J)</b>	$J = \frac{H}{L}$ $= \frac{Cota\ terreno\ inicial\ de\ tran - Cota\ Terreno\ final\ d}{Longitud\ del\ tramo}$	-	-
		<b>Q=Caudal máximo</b>	

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Diámetro (D)</b>	$D = \left( \frac{Q}{0.2785 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$	diario (QMD). C= Coeficiente de rugosidad del material (150 PVC).	-
<b>Perdidas unitarias (J)</b>	$J = \left( \frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$	-	Una vez obtenido el valor en metros de diámetro del tramo de la tubería, se buscó un diámetro comercial que se ajustara a dicho valor y con él, se calcularon las pérdidas unitarias y totales en cada tramo.
<b>Pérdidas totales en tramo (JT)</b>	$JT = J * Longitud\ del\ Tramo$	-	-
<b>Velocidad en cada tramo (V)</b>	$V = 0.3547 * C * \emptyset^{0.63} * J^{0.54}$	C=Coeficiente de rugosidad, $\emptyset$ =diámetro estimado anteriormente J= Perdidas unitarias de cada tramo.	Se procedió a estimar la velocidad en cada tramo, verificando que la velocidad mínima cumpliera con ser igual a 0.5 m/s y la máxima velocidad no sobrepasara los límites de velocidad estipulados para el material del tubo a emplear y/o los accesorios respectivos.
<b>Cota piezometrica inicial (Cpi)</b>	$Cpi = Cota\ Terreno\ Inicial$	-	-
<b>Cota piezometrica final (Cpf)</b>	$Cpf = Cpi - Perdidas\ Totales\ Tramo\ (JT)$	-	-

Se calcularon las presiones en cada uno de los tramos, teniendo en cuenta que en la resolución 0330 del 2017 estipula que para proyectos rurales, el trabajo del diseñador será diseñar líneas de aducción o

Elemento	Formula	VARIABLES	Condición u observación
conducción garantizando presiones dinámicas mayores a 5 m.c.a en las viviendas., generando una distribución uniforme de caudales a través de la cámaras o estructuras de distribución, permitiendo la entrega un mismo causal domiciliario, independiente de las cotas en donde se encuentren cada una de las viviendas. Así mismo, la presión máxima que debe soportar la tubería, en ningún caso se debe exceder la presión de trabajo recomendada por el fabricante de la tubería.			
<b>Presión inicial (Pi) y Presión final por tramo (Pft)</b>	$P_i = 0$	-	-
	$P_{ft}$		
	$= \text{Cota Piezometrica final Tramo}$		
	$- \text{Cota Terreno Final tramo}$		

Así pues, en el numeral 4.2.5.5 del apartado de resultados, se puede observar los cálculos finales de cada uno de los tramos de la conducción.

**3.2.5.6. Diseño del tanque de almacenamiento.** La capacidad del tanque de almacenamiento de agua debe estimarse con base en los datos de la población beneficiaria y su respectiva distribución horaria, debido a que en la vereda el Tabor no se tenía la información de consumo de agua y su distribución horaria para el cálculo del volumen de almacenamiento del tanque, se hizo necesario estimar estos valores a través de la extrapolación de datos conocidos en poblaciones semejantes, para zonas con poblaciones inferiores a 10.000 habitantes, en este caso se hizo uso de los valores de consumo de la vereda Anatoli del municipio de la mesa en Cundinamarca. Adicionalmente, es importante enfatizar que debido a las condiciones topográficas de la zona y a la ubicación de las viviendas del Tabor, se optó por un tanque alimentado por gravedad que trabajaría con un suministro continuo de 24 horas.

Adicionalmente, es importante tener en cuenta que la distribución horaria del consumo de una población dependerá en gran medida a los hábitos cotidianos de los habitantes y suele variar

entre poblaciones y poblaciones grandes. En cualquiera de los 2 casos, la curva de distribución tendrá la forma que se puede observar en la figura 12.9, la cual se encuentra en la página 218 del libro “*Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*” de López Cualla (1995) [27].

Conforme a lo anterior, a continuación, se puede observar el proceso de diseño del tanque de almacenamiento.

**Tabla 23.** *Suministro por gravedad continuo de 24 horas.*

Fila	Hora	C (%)	$\Sigma C$ (%)	S (%)	$\Sigma S$ (%)	$\Delta (S-C)$	$\Sigma \Delta (S-C)$	V (%)
1	0-1		C1	100%/24	S1	S1-C1	$\Delta SC-1$	Vol.ms- $\Delta SC2$
2	1-2		C1+C2	100%/24	S1+S2	S2-C2	$\Delta SC1- \Delta SC2$	Vol.ms- $\Delta SC3$
3	2-3		C2+C3	100%/24	S2+S3	S3-C3	$\Delta SC2- \Delta SC3$	Vol.ms- $\Delta SC4$
4	3-4		C3+C4	100%/24	S3+S4	S4-C4	$\Delta SC3- \Delta SC4$	Vol.ms- $\Delta SC5$
5	4-5		C4+C5	100%/24	S4+S5	S5-C5	$\Delta SC4- \Delta SC5$	Vol.ms- $\Delta SC6$
6	5-6		C5+C6	100%/24	S5+S6	S6-C6	$\Delta SC5- \Delta SC6$	<b>Vol max sobrante</b>
7	6-7	Valores asumidos través de la extrapolación de datos conocidos en poblaciones semejantes.	C6+C7	100%/24	S6+S7	S7-C7	$\Delta SC6- \Delta SC7$	Vol.ms+ $\Delta SC7$
8	7-8		C7+C8	100%/24	S7+S8	S8-C8	$\Delta SC7- \Delta SC8$	Vol.ms+ $\Delta SC8$
9	8-9		C8+C9	100%/24	S8+S9	S9-C9	$\Delta SC8- \Delta SC9$	Vol.ms+ $\Delta SC9$
10	9-10		C9+C10	100%/24	S9+S10	S10-C10	$\Delta SC9- \Delta SC10$	Vol.ms+ $\Delta SC10$
11	10-11		C10+C11	100%/24	S10+S11	S11-C11	$\Delta SC10- \Delta SC11$	Vol.ms+ $\Delta SC11$
12	11-12		C11+C12	100%/24	S11+S12	S12-C12	$\Delta SC11- \Delta SC12$	Vol.ms+ $\Delta SC12$
13	12-13		C12+C13	100%/24	S12+S13	S13-C13	$\Delta SC12- \Delta SC13$	Vol.ms+ $\Delta SC13$
14	13-14		C13+C14	100%/24	S13+S14	S14-C14	$\Delta SC13- \Delta SC14$	Vol.ms+ $\Delta SC14$
15	14-15		C14+C15	100%/24	S14+S15	S15-C15	$\Delta SC14- \Delta SC15$	Vol.ms+ $\Delta SC15$
16	15-16		C15+C16	100%/24	S15+S16	S16-C16	$\Delta SC15- \Delta SC16$	Vol.ms+ $\Delta SC16$
17	16-17		C16+C17	100%/24	S16+S17	S17-C17	$\Delta SC16- \Delta SC17$	Vol.ms+ $\Delta SC17$
18	17-18	C17+C18	100%/24	S17+S18	S18-C18	$\Delta SC17- \Delta SC18$	Vol.ms+ $\Delta SC18$	

Fila	Hora	C (%)	$\Sigma C$ (%)	S (%)	$\Sigma S$ (%)	$\Delta (S-C)$	$\Sigma \Delta (S-C)$	V (%)
19	18 -19		C18+C19	100%/24	S18+S19	S1-C19	$\Delta SC18-$ $\Delta SC19$	Vol.ms+ $\Delta SC19$
20	19 -20		C19+C20	100%/24	S19+S20	S1-C20	$\Delta SC19-$ $\Delta SC20$	Vol.ms+ $\Delta SC20$
21	20 -21		C20+C21	100%/24	S20+S21	S1-C21	$\Delta SC20-$ $\Delta SC21$	Vol.ms+ $\Delta SC21$
22	21 -22		C21+C22	100%/24	S21+S22	S1-C22	$\Delta SC21-$ $\Delta SC22$	Vol.ms+ $\Delta SC22$
23	22 -23		C22+C23	100%/24	S22+S23	S1-C23	$\Delta SC22-$ $\Delta SC23$	Vol.ms+ $\Delta SC23$
24	23 -24		C23+C24	100%/24	S23+S24	S24-C24	$\Delta SC23-$ $\Delta SC24$	Vol.ms+ $\Delta SC24$

A continuación, se procedió a calcular el volumen del tanque y sus dimensiones según el proceso de la tabla 24.

**Tabla 24.** Procedimiento volumen y dimensionamiento del tanque.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Volumen tanque de almacenamiento (Voltan)</b>	$Voltan = Consumo\ diario * \% de\ consumo\ medio\ diario$	<b>El consumo diario</b> = caudal máximo diario (QMD) en m <sup>3</sup> /día. <b>Porcentaje de consumo medio diario</b> = Volumen máximo sobrante en el intervalo respectivo.	
<b>Volumen para incendios (Volinec)</b>	$Vol\ para\ Incendios = 2h * Ch$	<b>h</b> = Cantidad de hidrantes. <b>Ch</b> = Capacidad de cada uno.	Se sumieron 2 hidrantes de 5 litros por segundo cada uno, que funcionarían cada 2 horas
<b>Volumen de emergencia (Vol emg)</b>		El volumen de emergencia es el 25% del volumen acumulado entre el volumen por consumo doméstico y el volumen.	Este volumen se estimó en el caso de ocurrir un daño eventual ya sea en la aducción, bocatoma, conducción o

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
	$Vol\ emeg$ $= 25\% * (Vol\ Tanque$ $+ Vol\ Incedios)$		desarenador ya que, mientras se realizan las respectivas reparaciones se debería contar con un volumen adicional que permita restaurar la conducción del agua hasta el tanque.
<b>Volumen total del tanque (Vtotal)</b>	$VT= Vol\ consumo$ $dome+Volinc+Vol\ emg$	-	-
<b>Pre-dimensionamiento del tanque.</b>			
<b>Altura tanque de almacenamiento (h)</b>	$h = \frac{V}{3} + k$	V= Volumen del tanque expresado en cientos de m3. K= constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.	La constante K se estima según la tabla 12.1 de la página 223 del libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” de López Cualla.
<b>Sección transversal del tanque (B=L)</b>	$B = L$ $= \sqrt{\frac{Volumen\ del\ Tanque}{H}}$	Volumen del tanque corresponde al volumen total y H a la altura del tanque.	-

Así pues, los resultados del proceso de diseño del tanque de almacenamiento se pueden observar en el numeral 4.2.5.5 del apartado de resultados.

### 3.3 Diseño de los elementos de un sistema de tratamiento de agua potable por múltiples etapas

La selección del modelo se realizó con base a los resultados de turbiedad y coliformes fecales de la muestra de agua tomada en campo, conforme a ello se seleccionó el sistema FiME dado que se enmarca dentro de los parámetros del modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas, FiME de la Organización Panamericana de la Salud (2005).

#### 3.3.1 Fase 1: Diseño del filtro grueso dinámico

Para el diseño de las estructuras correspondientes al filtro grueso dinámico se siguió la metodología del instituto de investigación y desarrollo en abastecimiento de agua, saneamiento ambiental y conservación del recurso hídrico CINARA, así mismo se tomó como ejemplo el proyecto titulado “Mejoramiento planta de tratamiento de agua potable (Fime)” realizado en el municipio del Peñol. A continuación, en la tabla 25 se explica el proceso de cada uno de los elementos de este filtro.

**Tabla 25.** Procedimiento diseño del filtro grueso dinámico.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Unidad de entrada	$A_s = \frac{Qd}{Vf}$	<b>Qd</b> =Caudal de diseño <b>Vf</b> =Velocidad de filtración	-
Longitud	$l = \frac{A_s}{b}$	<b>As</b> = Área superficial <b>b</b> = Ancho cámara filtrado	Se supone un ancho inicial de 0,5 m con base al caudal.
Tirante crítico	$Tc = \frac{\sqrt[3]{Q * B^2}}{g}$	<b>Q</b> =Caudal máximo, <b>B</b> =ancho. <b>g</b> = aceleración de gravedad	-

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Velocidad máxima en descarga</b>	$V = \frac{Q}{A}$	<b>Q</b> =Caudal máximo, <b>A</b> =Tirante critico por ancho definido	-
<b>Carga sobre el vertedero</b>	$hv = \left(\frac{Q}{K * L}\right)^{\frac{2}{3}}$	<b>Q</b> = Caudal superficial. <b>K</b> =Coeficiente de descarga. <b>L</b> = Longitud del vertedero	-
<b>Velocidad de lavado del filtro</b>	$V = \frac{Q}{hv * L}$	<b>Q</b> = Caudal superficial. <b>hv</b> = Carga sobre el vertedero. <b>L</b> = Longitud del vertedero	Se calculan 2 valores, uno en operación normal y otro en proceso de lavado, al final se debe comprobar que la velocidad este en el rango limitado por la RAS 2000 (0,15-0,30 m/s)
<b>Velocidad de arrastre</b>	$Va = \frac{0.26 * R\left(\frac{1}{6}\right) * d\left(\frac{1}{2}\right)}{n}$	<b>R</b> =Radio hidráulico en metros. <b>d</b> = Diámetro de partícula mínima. <b>n</b> = Rugosidad del medio	-
<b>Radio hidráulico</b>	$R = \frac{B * hv}{2hv + B}$	<b>B</b> = Ancho de cámara hidráulica. <b>hv</b> = Carga sobre el vertedero	-
<b>Lecho filtrante y de soporte</b>	Valor asumido= 0,6 m	-	-
<b>Caudal de lavado</b>	$QL = \frac{VL}{3600} * A$	<b>VL</b> = Velocidad de lavado. <b>A</b> =Área de cámara de filtrado	-
<b>Caudal por lateral</b>	$q = \frac{Q}{6}$	<b>Q</b> = Caudal máximo	-
<b>Numero de orificios</b>	$n = \frac{Ro * Area\ lecho}{Area\ orificios\ lateral}$	-	Valor de Ro asumido= 0.0015
<b>Diámetro lateral</b>	$dL = \left(2 * n^{\frac{1}{2}}\right) * do$	<b>Do</b> = Diámetro de orificio <b>n</b> =número de orificios en lateral	-
<b>Chequeo valor R1</b>	$R1 = 0.3 \leq \frac{n * \phi^2}{D^2} \leq 0.5$	<b>Ø</b> = Diámetro orificio recolector. <b>D</b> = Diámetro del lateral.	El valor de R1 debe asegurar una diferencia de recolección del 25% entre el recolector

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
		<b>n</b> = número de orificios	más alejado y el más cercano al punto de descarga
Separación de colectores	$S1 = \frac{\text{Longitud del lecho}}{\text{Numero de laterales}}$	-	-
Separación de colectores	$S2 = \frac{S1}{2}$	-	-
Área colector principal	$ACP = \frac{\text{Caudal por modulo}}{\text{Velocidad de drenaje}}$	-	Conforme a lo estipulado en la RAS 2000, se optó un valor de 0.5 m/s para la velocidad de drenaje
Diámetro del colector	$\theta c = \frac{4 * Ac}{\pi}$	<b>Ac</b> = Área colector	-
Perdida del lecho filtrante	$hmf = \frac{0.0608 * v * lo}{do^2}$	<b>V</b> = Velocidad de lavado. <b>Lo</b> = Longitud capa filtrante, <b>do</b> = Diámetro mínimo de grava.	Se adoptó la velocidad de lavado estándar sugerida por la RAS de 0.278 cm/s, una longitud de capa filtrante de 20 cm y un tamaño mínimo de grava e 0.64 cm
Velocidad de lavado por orificio (m/s)	$V = 0.920 * \frac{Qo}{Ao}$	<b>Qo</b> = Caudal de lavado por orificio. <b>Ao</b> = Área del orificio	-
Perdidas por descarga en orificios laterales	$horif = 1.5 * \frac{V^2}{2 * g}$	<b>V</b> = Velocidad lavado por orificio, <b>g</b> = Aceleración de gravedad	-
Perdida en lateral	$hL = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{VL^2}{2 * g}$	<b>L</b> = Longitud del tubo. <b>D</b> = Diámetro del tubo. <b>VL</b> = Velocidad lateral	-
Velocidad lateral	$VL = \frac{QL}{NL * AL}$	<b>NL</b> = Numero de laterales, <b>AL</b> = Área del lateral. <b>QL</b> = Caudal colectores	-
Velocidad de descarga	$V = VL * 0.92$	<b>VL</b> = Velocidad lateral	0.92 corresponde a una constante.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Perdida por descarga en lateral	$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2 * g}$	V= Velocidad de descarga. g= Aceleración gravedad	-
Perdida de carga en tubería principal	$h_p = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V^2}{2 * g}$	L= Longitud. D= Diámetro tubería principal. V= Velocidad de carga	-

### 3.3.2 Fase 2: Diseño de filtro grueso ascendente

Los filtros gruesos ascendentes en capas son las unidades de tratamiento que se ubican luego de los filtros gruesos dinámicos. Para su estimación se realizó el cálculo de cada uno de sus componentes partiendo de la cámara de filtración hasta llegar al sistema de distribución y drenaje como se muestra en la tabla 26.

**Tabla 26.** Procedimiento diseño del filtro grueso ascendente.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Área de filtración	Area de filtración Ancho de modulo (m) * Largo de modulo (m)	-	-
Velocidad de filtración	Velocidad de filtración: $\frac{\text{Caudal por modulo} * 3\epsilon}{\text{Area de filtracion}}$	-	Debe estar dentro del rango de 0.3 a 0.7 m/h según lo recomendado por la RAS 2000.
Longitud tirante canal de distribución	$Y_c = \frac{(Q * b^2)^{\frac{1}{3}}}{9.81}$	Q= Caudal del canal. b= Ancho del canal	Se debe asumir un ancho de acuerdo con el caudal que se tiene, en este caso se asumió un ancho de 0.15 m
Caudal vertedero triangular	$\frac{Q^{\frac{2}{5}}}{K}$	K= Valor constante típico	Se adoptó un K típico de 1.417

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Lecho filtrante</b>	Lecho filtrante= 1.2 m distribuido en 5 capas de grava	-	Se distribuyo 0,3 , 0,3 , 0,2 , 0,2 , 0,2 respectivamente entre las 5 capas
<b>Caudal de lavado</b>	$QL = \frac{Tasa\ de\ lavado}{3600}$	-	Se asumió una tasa de lavado de 4 m/h.
* Area camara de filtrado			
<b>Caudal de lavado por lateral</b>	$q = \frac{QL}{9}$	<b>QL</b> = Caudal de lavado	-
<b>Numero de orificios</b>	$n = \frac{Ro * AL}{Ao}$	<b>Ro</b> = 0,0015 (valor asumido) <b>AL</b> = Área lecho. <b>Ao</b> = Área orificios	-
<b>Numero de orificios por lateral</b>	$n_{lateral} = \frac{n}{9}$	-	-
<b>Diámetro del lateral</b>	$D = (n * \phi^2)^{\frac{1}{2}}$	<b>n</b> = Numero de orificios. <b>ϕ</b> = Diametro de orificio	-
<b>Separación de colectores</b>	$S1 = \frac{Ancho\ lecho}{Numero\ de\ laterales}$	-	.
<b>Separación de colectores</b>	$S2 = \frac{S1}{2}$	-	-
<b>Área colector</b>	$Ac = \frac{\pi * \phi^2}{4}$	-	-
<b>Velocidad colector</b>	$V = \frac{q}{Ac}$	<b>q</b> = Caudal colector <b>Ac</b> = Área colector	-
<b>Perdidas en el lecho filtrante</b>	$hmf = \frac{0.0608 * v * lo}{100 * do^2}$	<b>V</b> = Velocidad durante el lavado. <b>Lo</b> = Longitud orificios.	Se considero una velocidad durante el lavado de 0.11 y una perdida

Elemento	Formula	Variab <u>l</u> es	Condición u observación
		<b>Do</b> = Diámetro orificios	máxima en el lecho sucio de 0.096
Velocidad de flujo por los orificios	$V = 0.861 * \frac{Qo}{Ao}$	<b>Qo</b> = Caudal orificio en el lateral. <b>Ao</b> = Área orificios	-
Caudal orificios en lateral	$QLo = \frac{QL}{n_{lateral} * numero\ de\ unidades}$	<b>QL</b> = Caudal lateral	-
Velocidad lateral	$VL = \frac{QF}{NL * AL}$	<b>QF</b> = Caudal de filtración. <b>nL</b> = Numero de orificios en lateral. <b>AL</b> = Área lateral	-
Velocidad de descarga de laterales en principal	$V = 0.936 * VL$	<b>VL</b> = Velocidad laterales	-
Velocidad lavado principal	$VLP = \frac{QL}{AP}$	<b>QL</b> = Caudal de lavado. <b>AP</b> = Área principal	-
Caudal de filtración por orificio	$QFo = \frac{Caudal\ por\ modulo}{numero\ de\ unidades * n_{lateral}}$	-	-
Velocidad filtración por orificio	$V = 0,861 * \frac{QFo}{Ao}$	<b>QFo</b> = Caudal filtración por orificio. <b>Ao</b> = Área orificios.	-
Velocidad en el principal	$V = 0.936 * VL$	<b>VL</b> = Velocidad en los laterales	-

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Perdida de carga en la tubería principal	Formula en tabla 25	-	-

### 3.3.3 Fase 3: Diseño de filtro lento de arena

Este filtro se ubica posterior a los filtros gruesos con el fin de disminuir el riesgo de materiales orgánicos y microbiológicos (Virus, quistes y bacterias). Conforme a ello, a continuación, en la tabla 27 se puede apreciar el proceso para calcular cada uno de elementos que compone este filtro.

**Tabla 27.** Procedimiento de diseño filtro lento en arena.

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
Cámara de filtración	Formulas en tabla 26	-	-
Canal de distribución	Formulas en tabla 26	-	-
Vertedero triangular	Formulas en tabla 26	-	-
Lecho filtrante	Profundidad de lecho filtrante= 1.05 m	-	Distribuido en 3 capas de grava
Separación de colectores laterales	Formulas en tabla 26	-	-
Caudal de lavado por lateral	$q = \frac{QL}{12}$	QL= Caudal de lavado	-
Numero de orificios	Formulas en tabla 26	-	-
Numero de orificios lateral	$n_{lateral} = \frac{n}{12}$	-	-
Área y diámetro por lateral	Formulas en tabla 26	-	-

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Diámetro colector principal</b>	Formulas en tabla 26	-	-
<b>Perdidas en el lecho filtrante sucio</b>	Formulas en la tabla 26	-	-
<b>Velocidad de flujo orificios</b>	$V = 0.847 * \frac{QFo}{Ao}$	<b>QFo</b> = Caudal orificio en lateral. <b>Ao</b> = Área orificios	-
<b>Perdidas orificios laterales</b>	Formula en la tabla 26	-	-
<b>Perdidas por lateral</b>	Formulas en la tabla 26	-	-
<b>Velocidad de descarga de laterales en el principal</b>	$V = 0.909 * VL$	<b>VL</b> = Velocidad de lavado lateral	-
<b>Perdidas de descarga en lateral</b>	Formulas en tabla 26	-	-
<b>Velocidad de lavado principal</b>	$VFP = \frac{QF}{AP}$	<b>QF</b> = Caudal lavado principal. <b>AP</b> = Área principal	-
<b>Perdida de carga en principal</b>	Formulas en tabla 26	-	-

### 3.3.4 Fase 4: Cloración

Conforme los resultados que arrojó el análisis de laboratorio a la muestra de agua tomada en el afluente Hoyo Frio se decidió emplear la desinfección del agua por medio de la aplicación de cloro a través de una canaleta Parshall, con el fin de proporcionar un agua libre de microorganismos causantes de enfermedades, además de brindar una capa adicional de protección contra la posible contaminación de la red de suministro de agua. Así pues, de acuerdo con ello, a continuación, se presenta el procedimiento que se siguió para el diseño de la canaleta Parshall así como las condiciones de dosificación.

**Tabla 28. Dosificación de cloro y diseño de canaleta Parshall.**

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
<b>Condiciones de la Dosificación</b>			
<b>Gasto de Penclorito (Gpc)</b>	$GPc1 = Qdis * Dc * 86.4 \left( \frac{gCl2}{d} \right)$ $GPc1 = Gpc1/DCl (L/d)$	<b>Qdis</b> = Caudal de diseño <b>Dc</b> = Dosis de cloro <b>Dcl</b> = Dosificación de Cloro Líquido.	Se tomo una dosis de cloro según el caudal de diseño
<b>Caudal de la Bomba dosificadora (Qbd)</b>	$GPc1 = Dc * Qdis / \left( \frac{Gpc1}{1000} \right)$	<b>Qdis</b> = Caudal de diseño <b>Dc</b> = Dosis de cloro <b>Gpc</b> = Gasto de Penclorito en $\frac{gCl2}{d}$	-
<b>Diseño de la canaleta Parshall</b>			
Para comenzar se escoge un ancho de garganta de la canaleta (W), este ancho se escoge según la tabla de rango de Caudales de operación en canales Parshall del Manual de Hidráulica de J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta. Así mismo, según este ancho de garganta se tienen unas dimensiones típicas (A,B,C,D,E,F,G,K,N) con las cuales se diseñará la canaleta.			
<b>H0</b>	$H0 = \left( \frac{Qdis}{0.110} \right)^{1.8}$	<b>Qdis</b> = Caudal de diseño.	-
<b>Ancho del canal (D')</b>	$D' = \frac{2}{3} * (D - W) + W$	<b>D</b> = Dimension típica <b>W</b> = Ancho de garganta de canaleta.	-
<b>Velocidad en la sección de H0 (V0)</b>	$V0 = \frac{Qdis}{H0 * D'}$	<b>D'</b> = Ancho de canal. <b>Qdis</b> = Caudal de diseño.	-
<b>Caudal específico en la garganta de la canaleta (q)</b>	$q = \frac{Qdis}{W/100}$	<b>Qdis</b> = Caudal de diseño. <b>W</b> = Ancho de garganta de canaleta.	-
<b>Carga hidráulica disponible en la garganta (E0)</b>	$E0 = \frac{V0^2}{2g} + H0 + N$	<b>N</b> = Dimension típica. <b>V0</b> = Velocidad en la sección de H0.	-
<b>Velocidad en la sección de la garganta H2 (V2)</b>	$V2 = 2 * \left[ \left( \frac{g * E0}{3} \right) \right]^{0.5}$	<b>E0</b> =Carga hidráulica disponible en la garganta.	-
<b>Altura de agua en la sección de la garganta (H2)</b>	$H2 = \frac{q}{v2}$	<b>q</b> =Caudal específico en la garganta de la canaleta. <b>V2</b> = Velocidad en la sección de la garganta.	-
<b>Sumergencia en la</b>	$S = \frac{H2}{H0} * 100$	<b>H2</b> = Altura de agua en la sección de la garganta.	S debe ser menor a la sumergencia máxima

Elemento	Formula	Variables	Condición u observación
canaleta Parshall (S)			indicada en la tabla de sumergencia expuesta en el manual de Hidráulica de J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta
Numero de froude (F2)	$F2 = \frac{V2}{\sqrt{g * H2}}$	<b>V2</b> = Velocidad en la sección de la garganta. <b>H2</b> = Altura de agua en la sección de la garganta.	Para flujo critico el número de froude debe ser mayor de 2.
Altura de agua en el resalto (H3)	$H3 = \frac{H2}{2} * [(1 + 8F2^2)^{0.5} - 1]$	<b>H2</b> = Altura de agua en la sección de la garganta. <b>F2</b> = Numero de froude.	-
Velocidad en el resalto (V3)	$V3 = \frac{q}{H3}$	<b>H3</b> =Altura de agua en el resalto.	-
Altura de agua en la sección de salida (H4)	$H4 = H3 - (N - K)$	<b>H3</b> =Altura de agua en el resalto. <b>N y K</b> = Dimensiones típicas.	-
Velocidad en la sección de salida (V4)	$V4 = \frac{Qdis}{C * H4}$	<b>C</b> = Dimension típica. <b>H4</b> = Altura de agua en la sección de salida. <b>Q dis</b> = Caudal de diseño.	-
Perdida de carga en el resalto (hp)	$hp = H0 + K - H3$	<b>H3</b> =Altura de agua en el resalto. <b>K</b> = Dimension típica.	-
Tiempo de mezcla en el resalto (T)	$T = \frac{2G}{V3 + V4}$	<b>V3</b> =Velocidad en el resalto. <b>V4</b> = Velocidad en la sección de salida. <b>G</b> = Dimension típica.	Este tiempo debe ser menor a 1 s para estar dentro del rango de mezcla rápida instantanea.
Gradiente de velocidad (G)	$T = T^{\circ} * \sqrt{\frac{hp}{T}}$	<b>T°</b> = Temperatura escogida. <b>Hp</b> = Perdida de carga en el resalto. <b>T</b> = Tiempo de mezcla en el resalto.	En función de la temperatura del líquido que se ilustra en el manual de Hidráulica de J. M. De Azevedo y Guillermo Acosta, se desarrolló la ecuación.

Estos cálculos tanto de la dosificación a emplear como el diseño de la canaleta Parshall se pueden observar en el numeral 4.3.4 del apartado de resultados.

### **3.4. Modelación de la red de distribución de agua potable**

Para el trazado de la red de distribución se inició realizando un levantamiento de la línea principal y sus respectivos ramales haciendo uso de un decámetro y un dispositivo GPS tomando puntos cada 20 metros y en cada posición se tomó la altura sobre el nivel del mar mediante el GPS cuidando que este tuviera un nivel de precisión de 3 metros y que estuviese conectado a los satélites, esto con el fin de obtener el perfil del terreno por donde se quería pasar la tubería. El abscisado se realizó cada 20 metros esto con el fin de tener mayor precisión en el comportamiento de pendientes y cotas del terreno.

Posteriormente, se procedió a insertar los datos obtenidos (coordenadas y alturas) en el software MapSource importándolos directamente desde el dispositivo GPS, esto permitió generar una nube de puntos referente a la línea principal y ramales del sistema de distribución.

Una vez importados los datos al software MapSource se siguió a trabajar con el software Epanet 2.0, en el cual se insertaron los puntos manualmente con el formato de coordenadas y alturas de MapSource.

Ahora bien, con el trazado de la red de distribución se buscó generar una simulación del comportamiento de la tubería propuesta para de esta manera obtener presiones, caudales y velocidades en cada tramo ajustando diámetros y aplicando válvulas de regulación de ser necesarias para cumplir con los valores permitidos dentro de la normativa vigente. Para lo anterior fue necesario identificar los nodos de consumo de la red de distribución para posteriormente calcular diámetros nominales y teóricos además de la velocidad para cada uno de los segmentos de tubería de la red de distribución. A continuación, se muestran las ecuaciones que se utilizaron para este proceso.

**Tabla 29.** Ecuaciones utilizadas para el modelo de la red de distribución.

Elemento	Formula	Variabes
Diámetros teóricos	$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$	-
Velocidad	$V = \frac{Q}{A}$	-
Consumo por nodo	$Qp = \frac{Dot * Pd}{86400}$	<b>Qp</b> = Caudal promedio diario anual, <b>Dot</b> = Dotación, <b>Pd</b> =Población de diseño o población futura.

Ahora bien, en cuanto a la tubería fue necesario definir el valor del coeficiente de rugosidad a partir del material seleccionado, para el PVC con un valor de 0.0015. Una vez calculado el consumo, diámetro y rugosidad de los nodos y tramos de tubería del sistema se insertaron dichos valores en el software EPANET para proceder a ejecutar la simulación del sistema y con ello realizar un análisis de presiones y verificar su cumplimiento dentro del rango aceptable en la normativa vigente. Así mismo, con el fin de que la simulación se pudiese realizar fue necesario insertar ciertos datos característicos de la tubería y los nodos, estos fueron diámetros, longitudes, coeficiente de rugosidad y demanda respectivamente. Los resultados de este proceso se pueden observar en el numeral 4.4 del apartado de resultados.

#### 4. Resultados

El presente proyecto en cuestión, parte de una serie de procesos, en los que se involucra la investigación de campo en la zona de estudio, con el fin de conocer, recopilar y evaluar los diferentes aspectos, necesarios para desarrollar el diseño del acueducto para la vereda el Tabor. Así pues, con la información obtenida gracias a la aplicación de la metodología expuesta

anteriormente en el numeral 3, se presentan los siguientes resultados con respecto a cada uno de los objetivos propuestos.

#### **4.1 Resultados de la evaluación de la oferta hídrica de la zona de estudio a partir de sus características hidrológicas**

Con la aplicación de la metodología expuesta en el numeral 3.1 se obtuvieron los siguientes resultados de cada una de las fases establecidas para el desarrollo del objetivo 1.

##### ***4.1.1 Fase 1: Recopilación de información de los suelos de Santander e hidrometeorológica de municipios aledaños a la zona de estudio***

De acuerdo con el procedimiento expuesto en el numeral 3.1.1, A continuación, se puede observar la información recolectada de las precipitaciones y temperaturas promedio de los meses de enero a diciembre del año 2010 de las diferentes estaciones hidrometeorológicas.

**Tabla 30.***Datos de precipitación y temperatura promedio de todos los meses del año 2010.*

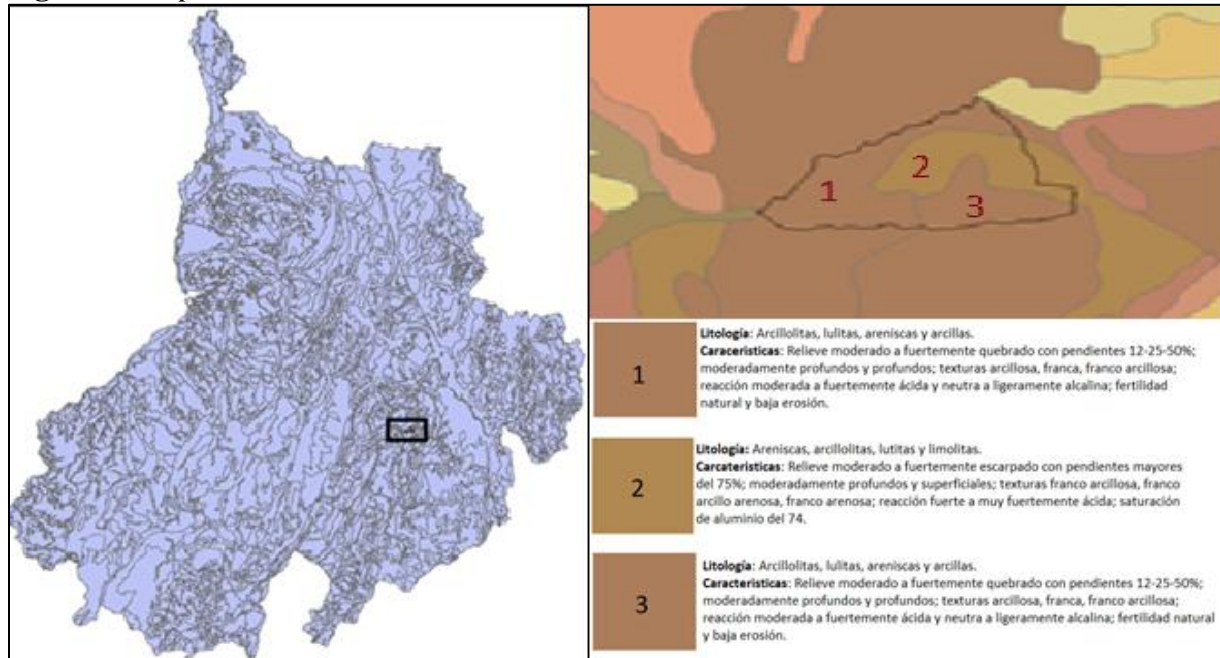
<b>ID</b>	<b>Nombre de estación</b>	<b>Tipo de datos</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Altura</b>	<b>Pp mensual prom (mm)</b>	<b>Temp mensual prom (°)</b>
<b>0</b>	Santa Isabel Barichara	Precipitación mensual pluviógrafo	total 10967 28.5	1226590.59	1300	111.08	Sin datos
<b>1</b>	Escuela Agrícola Mogotes	Precipitación mensual pluviógrafo- Max diaria- T. Min diaria	total 11226 37.62	1207347.27	1673	267.43	20.0
<b>2</b>	Cucharo el Pinchote	Precipitación mensual pluviógrafo- Max diaria- T. Min diaria	total 10971 49.68	1214179.34	975	136.53	19.0

3	Valle de San José	Precipitación mensual pluviógrafo	total	11034 05.72	1204113.42	1300	186.59	Sin datos
2	Hacienda Majavita UL Socorro	T. Max diaria- Min diaria	T.	10916 94.47	1207487.10	1382	Sin datos	21.6

Adaptada del IDEAM (2021).

Teniendo en cuenta los datos suministrados por el IDEAM de cada una de las estaciones mencionadas anteriormente se muestra un marcado periodo de intensas precipitaciones en la zona donde se encuentra la vereda el Tabor. Adicionalmente, para el caso de las temperaturas, se evidencia que el clima en la vereda Tabor, oscila entre los 19°C y 22°C, lo que quiere decir que la vereda el tabor se encuentra en una zona con un clima templado, esto resulta favorable ya que se asegura un caudal constante en la quebrada Hoyo frio a causa de los aportes persistentes de agua generados por las precipitaciones.

Ahora bien, con la recolección de información de suelos del departamento fue posible obtener el mapa de suelos de Santander en cual se encuentra en la figura 7.

**Figura 7. Mapa de suelos de Santander.**

Adaptada de Geo portal IGAC (2021).

Los atributos con los que contaba mapa y que fueron sustraídos gracias ArcMap dio como resultado que la vereda el Tabor cuenta con un relieve moderado a fuertemente quebrado con pendientes 12-25-50%, en algunos sectores el relieve moderado a fuertemente escarpado con pendientes mayores del 75%, se compone principalmente de lomas, colinas y espinazos, así mismo, está conformada en su mayoría de rocas como Arcillolitas, lulitas, areniscas y arcillas, por lo que la reacción del suelo es de neutra a ligeramente alcalina, la erosión es baja y la fertilidad natural.

#### ***4.1.2 Fase 2: Implementación del software ArcMap 10.5 para la realización de los balances hídricos***

De acuerdo con el procedimiento expuesto en el numeral 3.1.2, se obtuvieron 12 mapas de balance hídrico, isoyetas e isotermas para cada uno de los meses del año 2010, los cuales se pueden

observar en el apéndice C. Estos mapas resultaron de gran ayuda ya que con ellos se calculó el área en Hectáreas correspondiente a la superficie de Déficit y Estabilidad Hídrica de la vereda el Tabor para cada mes, así como su porcentaje sobre la totalidad.

**Tabla 31.** *Porcentaje de superficie de déficit y estabilidad hídrica de la vereda el Tabor en todos los meses del año 2010.*

Mes	Superficie de déficit hídrico [Ha]	Superficie de estabilidad hídrica [Ha]	Porcentaje de déficit hídrico [%]	Porcentaje de estabilidad hídrica [%]	Total, superficie mes	Total, porcentaje mes
<b>Enero</b>	25.02	311.35	7.44	92.56	336.38	100
<b>Febrero</b>	93.18	243.11	27.73	72.36	336.30	100
<b>Marzo</b>	145.49	190.41	43.43	56.84	335.90	100
<b>Abril</b>	40.09	296.23	11.93	88.16	336.33	100
<b>Mayo</b>	75.08	261.12	23	77	336.12	100
<b>Junio</b>	100.68	235.75	29.97	70.163	336.43	100
<b>Julio</b>	126.81	209.55	37.74	62.37	336	100
<b>Agosto</b>	112.34	223.90	33.45	66.64	336	100
<b>Septiembre</b>	84	252	25.09	74.98	336	100
<b>Octubre</b>	76.16	260.24	22.67	77.43	336	100
<b>Noviembre</b>	182.51	153.86	54.38	45.71	336	100
<b>Diciembre</b>	124.34	212	37.01	63.11	336	100

Como se puede observar, la vereda el tabor posee un porcentaje considerable de estabilidad hídrica en la mayoría de los meses analizados en el año 2010, lo cual quiere decir que la vereda ha alcanzado un equilibrio en cuanto a la disposición de agua, esto trae beneficios a los habitantes de la misma ya que la estabilidad hídrica trae consigo seguridad económica, teniendo en cuenta que gran parte de la población se tiene como actividad principal la producción agrícola. Sin embargo, en el mes de noviembre, se puede apreciar que el porcentaje de déficit hídrico supera al porcentaje de estabilidad hídrica, esto se justifica en el hecho de que en este mes la precipitación tuvo un descenso considerable debido a un aumento en la temperatura del mismo.

Conforme a lo anterior, los resultados demuestran que la zona de estudio cumple con la capacidad hídrica requerida para construir un sistema de acueducto, adicionalmente se puede decir que es viable establecer la zona de aducción en la quebrada Hoyo frio.

**4.1.3 Fase 3: Determinación de la Oferta Hídrica para la Vereda el Tabor**

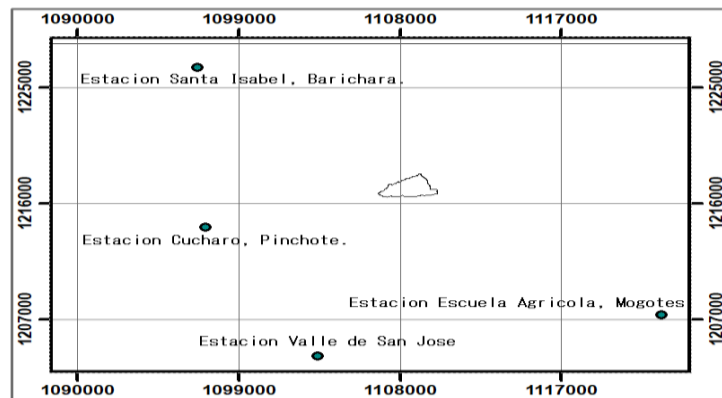
De acuerdo con el procedimiento presentado en el numeral 3.1.3, A continuación, en la tabla 32 se puede observar los datos de precipitación anual por estación descritos anteriormente. Así mismo, en la figura 8 se muestra el mapa de isoyetas obtenido del software ArcMap 10.5.

**Tabla 32.** *Precipitación anual por estación.*

ID	NOMBRE	ESTE	NORTE	ALTURA	PP ANUAL
0	SANTA ISABEL BARICHARA	1096728.5	1226590.59	1300	1333
1	ESCUELA AGRICOLA MOGOTES	1122637.62	1207347.27	1673	3209.15
2	CUCHARO EL PINCHOTE	1097149.68	1214179.34	975	1638.37083
3	VALLE DE SAN JOSE	1103405.72	1204113.42	1300	2239.1

Adaptada de IDEAM (2021).

**Figura 8.** *Mapa de isoyetas para cálculo de precipitación promedio.*



A continuación, en la tabla 33 se puede observar el resultado de la precipitación media obtenida con los datos extraídos del mapa de isoyetas.

**Tabla 33.** *Cálculo de la precipitación promedio.*

VALUE	MIN	MAX	Prom	Area_Km2	Área*prom
4	2,063.80127	2,140.308838	2,102.055054	1	2102.055054
5	2,140.392822	2,366.767090	2,253.579956	3	6760.739868
6	2,367.226074	2,417.836914	2,392.531494	0	0
<b>Total</b>				4	8862.794922
<b>Precipitación promedio (mm)</b>					2,215.6987305

Con este valor se procede a calcular la oferta hídrica, como se muestra en la tabla 34.

**Tabla 34.** *Calculo de la oferta hídrica del afluente Hoyo Frio de la quebrada Cuchicute.*

<b>Oferta total hídrica de la cuenca</b>				
	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>	<b>Equivalencia</b>	<b>Unidad</b>
<b>Precipitación anual</b>	2215.698731	mm	2.2157	m
<b>Área Cuenca</b>	4	km2	4000000	m2
<b>Oferta Hídrica Total/ Año</b>			<b>8.862.800</b>	<b>m3/ año</b>

Finalmente, el valor de la oferta hídrica neta dio como resultado:

$$\text{Onc} = 8.862.800 \text{ m}^3 * (1 - 0.25 - 0.25) = \mathbf{4.431.400 \text{ m}^3/\text{año}}$$

El cálculo anterior permite conocer un valor estimado de la oferta hídrica que posee la vereda el tavor.

#### **4.2 Resultados del diseño de los componentes del sistema de acueducto**

Conforme al desarrollo de la metodología expuesta en el numeral 3.2, a continuación, se presentan los resultados obtenidos en cada una de las fases planteadas para el desarrollo del objetivo 2.

***4.2.1 Fase 1: Determinación de la demanda hídrica requerida por la vereda el Tabor***

La aplicación de la encuesta planteada en el numeral 3.2.1 para conocer el número de habitantes que conformaba la vereda el tabor, arrojó los siguientes resultados. Cabe resaltar que las respuestas de las encuestas aplicadas se pueden observar en el apéndice D.

**Tabla 35. Resultado de encuestas aplicadas.**

<b>Resultados de la Encuesta Aplicada a los Habitantes del Tabor.</b>			
<b>Pregunta</b>	<b>Respuesta</b>	<b>Porcentaje</b>	<b>Análisis</b>
<b>1. ¿Porque medio tiene acceso al agua?</b>	a. Sistema Formal (acueducto del oriente) b. Sistema Informal (Algibe) c. Ambos	a. 48,44% b. 31,25% c. 20,31%	El 48.44% de los encuestados afirman que tiene un sistema de abastecimiento de agua formal, ya sea por medio del acueducto del oriente o por el acueducto Cuchicute. Mientras que el 31.25% de la población encuestada se abastecen por medio de un sistema informal, es decir por medio de mangueras que captan el agua de un aljibe. Finalmente, se puede observar que el 20.31% de la población utilizan los servicios de los 2 sistemas tanto formal como informal. Según los habitantes de la vereda, esto se debe a que el agua del aljibe lo usan para el riesgo de sus cultivos y el agua del acueducto ya sea el del oriente o el cuchicute, para el consumo humano.
<b>2. ¿Considera que la cantidad de agua suministrada es suficiente para satisfacer sus necesidades?</b>	a. Si b. No	a. 21,88% b. 78,13%	El 78.88% de la población considera que la cantidad de agua que reciben del sistema de abastecimiento ya sea informal o formal no es suficiente para satisfacer sus necesidades básicas. Los habitantes de la vereda manifestaron que las razones por las cuales consideraban esto, giraba en torno a que el sistema de mangueras el cual capta agua de un aljibe, en épocas de sequía sufre un racionamiento que no permite que llegue una cantidad de agua considerable a sus hogares, generando demoras en la realización de sus actividades diarias. Así mismo, los habitantes que utilizan alguno de los 2 acueductos, consideran que las empresas prestadoras del servicio constantemente cortan el suministro de agua a los hogares, debido al permanente mantenimiento que se debe realizar.
<b>3. ¿Considera que la calidad del agua suministrada es apta para el consumo humano?</b>	a. Si b. No	a. 15,63% b. 84,38%	El 84.38% de los encuestados afirma que el agua que consumen no es de calidad. Con el fin de conocer las razones por las cuales los habitantes se sentían inconformes con la calidad de agua que recibían por parte de alguno de los 2 sistemas de abastecimiento se planteó la pregunta expuesta a continuación.
<b>4. Si respondió No, ¿porque considera que el agua no es apta para el consumo humano?</b>	Esta respuesta fue de carácter abierta, de manera que los habitantes podían escribir sus razones personales.	-	Se puede decir que los habitantes que consumen el agua de alguno de los 2 acueductos ya sea del oriente o del Cuchicute, consideran que no es de buena calidad. Si nos enfocamos en el agua de acueducto del oriente, esto es debido a que el agua no es tratada, llega con un color amarillo, y con una alcalinidad muy alta de un ph de 8.5 aproximadamente, lo que les ha generado problemas gastrointestinales y enfermedades constantes tanto a niños como adultos. Por esta razón, la población tiene que hervir todos los días el agua o en su defecto comprar filtros que les permita consumir el agua directamente. Así mismo, los encuestados afirman que el agua suministrada por el acueducto cuchicute es muy sucia, debido a que hay un punto en que los jóvenes y adultos toman como balneario, pasan muchos carros, camiones y ganado que desechan sus heces en este punto, contaminando el agua que va dirigida hacia los hogares de la vereda el tabor.

Por otro lado, los habitantes que consumen el agua gracias a la captación a través de mangueras de un aljibe manifestaron que el agua del mismo llega con barro, raíces, hojas e incluso animales pequeños en las épocas de invierno, generando enfermedades estomacales y retrasos en sus actividades diarias en estas épocas.

<p>5. <b>¿Considera que la construcción de un nuevo acueducto, así como una planta de tratamiento podría mejorar el suministro de agua, así como la calidad de la misma para su consumo?</b></p>	<p>a. Si b. No</p>	<p>a. 100% b. 0%</p>	<p>La idea de un nuevo acueducto tuvo una gran acogida en la población de la vereda, ya que un 100% de los habitantes respondieron que si se necesitaba de este para eliminar los problemas de racionamiento y enfermedades gastrointestinales en toda la población beneficiada.</p>
--	------------------------	--------------------------	--

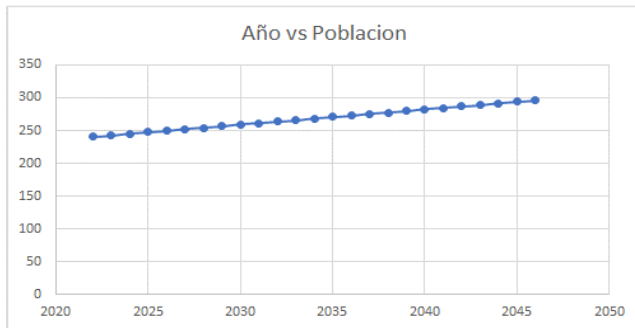
Con la aplicación de la encuesta se obtuvo un total de 238 habitantes correspondiente a 63 viviendas de las 74 que conforman la vereda, teniendo en cuenta que la junta de acción comunal de la vereda manifestó que las 10 viviendas excluidas del censo contaban con un sistema de abastecimiento de agua formal y privado que les suministraba el agua en cantidad y calidad óptima. Adicionalmente, como se planteó en el numeral 3.1.4, la junta de acción comunal estableció que hacia el año 2008 la vereda contaba con un total de 225 habitantes, estos datos resultaron de gran apoyo para posteriormente realizar una proyección de la población a 25 años.

Conforme a lo anterior, para el diseño de las estructuras del sistema de acueducto, la población anteriormente determinada se debió proyectar, obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla 36.** *Proyección de la población de la vereda el Tabor por el método aritmético.*

Fecha	Año	N Hab
1-ene	2008	180
1-ene	2021	238
METODO ARITMETICO		
FECHA	AÑO	PF
1-ene	2046	296

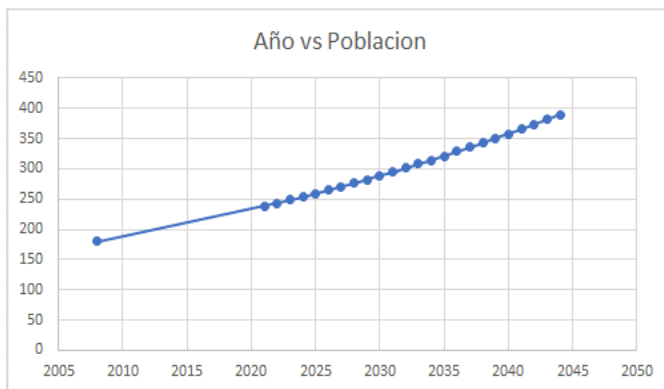
**Figura 9.** *Grafica de proyección de población por el método aritmético.*



**Tabla 37.** *Proyección de población de la vereda el Tabor por el método geométrico.*

METODO GEOMETRICO			
FECHA	AÑO	PF	R
1-ene	2046	407	0.00433014

**Figura 10.** *Grafica de proyección de población por el método geométrico.*



Como se puede observar en el cálculo de proyección de la población realizado por el método aritmético, para el año 2046 se estima que la vereda el Tabor tendrá una población de 296 habitantes. Así mismo, en la tabla 38 se puede observar los resultados de la proyección de población por el método geométrico, en el cual se estima que para el mismo año la vereda tendrá una población de 407 habitantes.

Ahora bien, conforme a la población proyectada, se calculó la dotación bruta y la demanda total hídrica para la vereda el tabor, los resultados se encuentran a continuación.

**Tabla 38.** *Resultados de la dotación bruta y demanda hídrica.*

<b>Elemento</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición u observación</b>
<b>Dotación bruta (D bruta)</b>	Dbruta=160 lts/hab*día	-
<b>Demanda Hídrica Total (DUD)</b>	$DUD = 14.600 \text{ m}^3/\text{año}$	Esta demanda es igual a la demanda de uso doméstico.

#### ***4.2.2 Fase 2: Reconocimiento y selección de la fuente hídrica para el diseño del acueducto de la vereda el Tabor***

Conforme a lo expuesto en el numeral 3.2.2, el análisis de las 3 posibles fuentes, arrojaron los siguientes resultados.

La quebrada Cuchicute fue descartada, debido a que según los lineamientos expuestos en la RAS 2017, se encuentra en una zona que geográficamente impedía tomar el agua y distribuirla por gravedad, por lo que implicaría la implementación de una motobomba, lo que incrementaría los costos del acueducto. Adicionalmente, en la visita de campo realizada a esta quebrada se pudo observar el paso continuo de camiones de carga, ganado, buses, motocicletas, carros, etc; a través de la misma. Adicionalmente, los habitantes de la vereda o turistas de esta utilizan esta fuente como balneario público.

Posteriormente, debido a que en la web no se pudo encontrar suficiente información acerca de la quebrada Pinuela, se hizo necesario visitar el departamento de planeación de la Corporación autónoma regional de Santander (CAS). En ella, se pudo conocer que esta quebrada posee una concesión de aguas que solo permite el uso doméstico de cierta cantidad de agua para una población futura estimada por la misma corporación, así mismo, la quebrada ya se encuentra en uso por otra vereda denominada Puente Tierra, por lo que no fue viable hacer uso de esta fuente para el proyecto.

Finalmente, se procedió a conocer el afluente Hoyo Frio, el cual se encuentra situado aproximadamente a 6 kilómetros de la vereda el Tabor y a 30 metros de altura de la misma. Al tener estas condiciones geográficas y tomando en cuenta que la RAS 2017 establece que la identificación del sitio retenido facilitará la introducción del agua cruda por gravedad y, en lo posible, su distribución similar; Arriba, teniendo en cuenta las condiciones geomorfológicas, geográficas e hidrográficas. Se estimó que esta fuente era apropiada para cumplir con este requisito [30].

Adicionalmente, al tomar una serie de muestras de agua de la quebrada Hoyo se pudo analizar que el afluente posee un color aparente con un valor de 36, lo que significa que posee elevado número de partículas en suspensión, las cuales, a su vez, son también responsables del elevado resultado de turbiedad de la fuente.

Así mismo, los resultados arrojaron un valor de ph de 6.92, lo que quiere decir que el agua de la fuente es un poco acida, lo que es aceptable teniendo en cuenta que en la mayor parte del medio ambiente el agua tiene un ph entre 4 y 9, y en agua dulce es normal ver valores de ph entre 6.5 y 8.5, ya que con estos valores se protegerá a la mayoría de los organismos presentes en la fuente [38].

Ahora bien, los resultados arrojan un valor de 8.500 en coliformes totales, por lo que se podría decir que hay una posible vía de contaminación en la fuente, sin embargo, los coliformes totales no son dañinas y es normal su presencia de manera natural en el medio ambiente. Así mismo, este parámetro permitió clasificar la fuente Hoyo Frio en un rango de calidad medio (Coliformes UFC/100 entre 500-10.000), debido al valor que arrojó el análisis de laboratorio. Para ello se hizo necesario aplicar el método de cloración para obtener un agua libre de estos contaminantes,

De la misma manera, los resultados indican la presencia de *Escherichia coli*, lo que significa que se presenta contaminación fecal en el agua, por lo cual debe realizarse un tratamiento a la fuente de abastecimiento con el fin de evitar problemas gastrointestinales en los habitantes de la vereda el Tabor.

Así pues, conforme a estos resultados, se escogió el método de tratamiento más adecuado para el afluente, lo cual se puede observar en el numeral 4.3 del presente apartado de resultados. En el apéndice D, se puede apreciar los resultados de laboratorio realizados en el laboratorio Peña Flor.

#### ***4.2.3 Fase 3: Aforo de la fuente hídrica seleccionada***

Conforme al procedimiento expuesto en el numeral 3.2.3, los resultados de este proceso se pueden observar en la tabla 39. Adicionalmente, en el apéndice E se puede observar el procedimiento total del cálculo del aforo.

**Tabla 39.** *Resultados del aforo realizado al afluente hoyo frio.*

<b>Elemento</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>
<b>Promedio de tiempos (t)</b>	7.153	s
<b>Distancia (constante)</b>	1.0	m

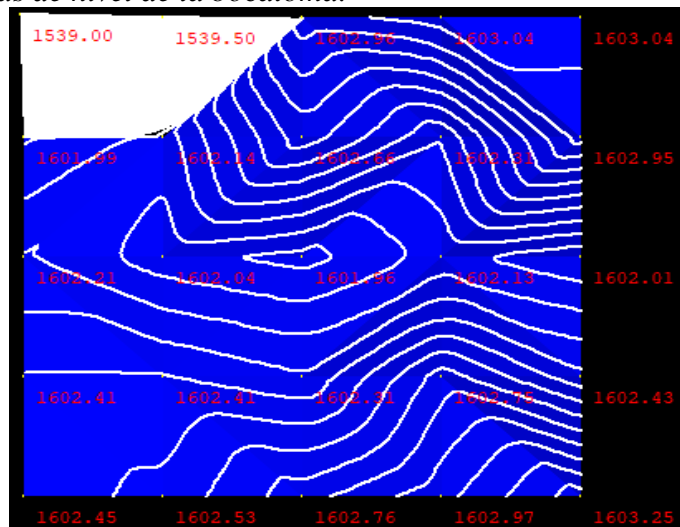
Elemento	Resultado	Unidad
Velocidad (m/s)	0.140	m/s
Suma de área de fajas	0.17	m <sup>2</sup>
Caudal (Q)	<b>24.36</b>	l/s
	<b>0.024</b>	m <sup>3</sup> /s

Conforme a estos resultados, fue posible decir que el valor del caudal que ofrece el afluente Hoyo Frio, puede satisfacer de manera óptima a la población de la vereda el Tabor ya que ofrece un suministro continuo de 756.864 m<sup>3</sup>/ año.

#### ***4.2.4 Fase 4: Levantamiento Topográfico de la zona de Bocatoma, Desarenador y Tanque de almacenamiento***

Con el desarrollo de la metodología expuesta en el numeral 3.2.4, se obtuvieron las siguientes curvas de nivel en la zona de la Bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento. Adicionalmente, en el apéndice F se puede observar los puntos tomados en el levantamiento topográfico.

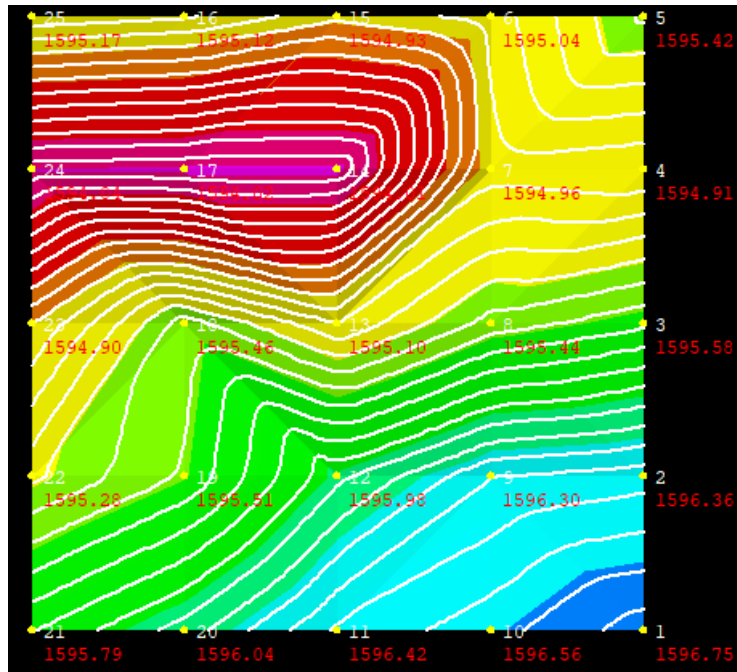
**Figura 11.** Modelo Curvas de nivel de la bocatoma.



Con base a la figura anterior se puede notar que el terreno posee pendientes especialmente hacia la zona central donde se ubica el punto donde se proyecta la estructura de Bocatoma.

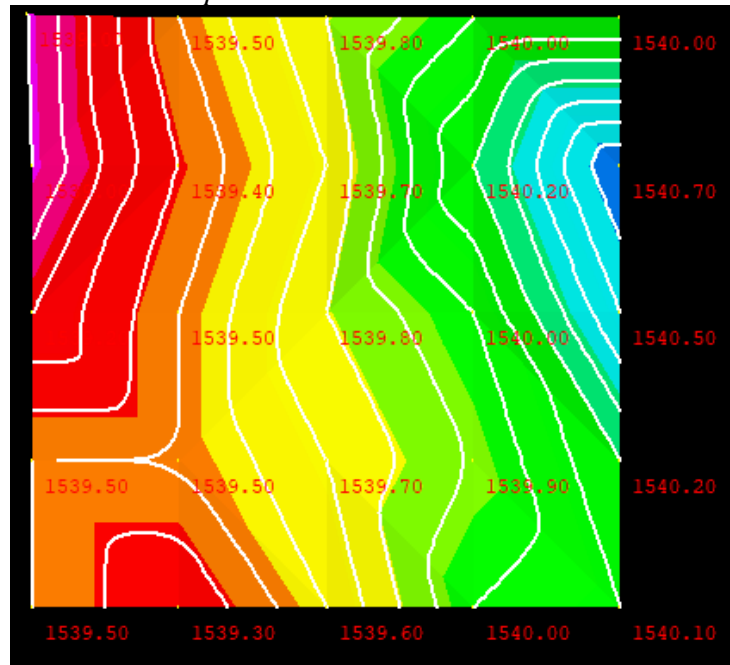
A continuación, se puede observar el levantamiento realizado en la zona del desarenador en la figura 12.

**Figura 12.** *Curvas de nivel del desarenador.*



Conforme a este levantamiento, se puede observar que este es un terreno un poco más pronunciado en cuanto a pendientes con respecto a la bocatoma, la zona color rojo representa el tramo de la quebrada registrado con una altura respecto al terreno de -1 metro.

Finalmente, en cuanto al tanque de almacenamiento se seleccionó su ubicación teniendo en cuenta que la distribución del agua a la vereda se realizaría por gravedad, así pues, este se ubicó en la propiedad con mayor altura de tal forma que las presiones y velocidades cumplieran con lo requerido. Conforme a ello, en la figura 13 se puede observar el levantamiento realizado en la zona del tanque de almacenamiento.

**Figura 13.** *Curvas de nivel del tanque de almacenamiento.*

Como se puede observar, la zona donde se planteó la construcción del tanque es casi plana, presentando un desnivel de apenas 1 metro, lo que permite que la construcción del mismo sea de manera más sencilla ahorrando en costos de nivelación de terreno.

#### **4.2.5 Fase 5: Diseño de las estructuras del acueducto**

Conforme al procedimiento expuesto en el numeral 3.2.5, del apartado de metodología se obtuvieron los siguientes resultados.

#### 4.2.5.1 Cálculo de Caudales.

**Tabla 40.** Resultado del cálculo de caudales

Detalle	Parámetros de diseño			Condición
	Resultado	Unidad		
Caudal medio diario (Qmd)	0.75	l/s		-
Caudal máximo diario (QMD)	0.98	l/s	El factor k1, se calcula con respecto a la tabla 17.	
Caudal máximo horario (QMH)	1.75	l/s	El factor k2, se calcula con respecto a la tabla 17	
Caudal de diseño	1.96	l/s		-

**4.2.5.2 Diseño de la Bocatoma de Fondo.** Con la aplicación de la metodología lo estipulada en el numeral 3.2.5.2, a continuación, se puede observar los resultados del diseño de cada uno de los elementos anteriormente mencionados.

#### 4.2.5.2.1 Diseño de la presa.

**Tabla 41.** Parámetros de diseño de la bocatoma.

Detalle	Parámetros de Diseño				Cumple/ No cumple
	Resultado	Unidad	Condición		
Nivel de Complejidad	Bajo	-	-	-	-
Periodo de diseño	25	años	-	-	-
Población de Diseño	407	Hab	-	-	-
Caudal mínimo	14.62	l/s	-	-	-
Caudal medio	19.49	l/s	-	-	-
Caudal Máximo	24.36	l/s	-	-	-
Caudal de diseño (QD)	1.96	l/s	Diseño < Q mínimo		Cumple
Ancho de la quebrada	1.10	m	-	-	-
Ancho de la presa (supuesta)	0.25	m	Ancho de la presa < ancho de la quebrada		Cumple

**Tabla 42.** *Diseño de la presa.*

<b>Diseño de la presa</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Carga sobre la cresta del vertedero (H)</b>	0.026	m	-	-
<b>Longitud del vertimiento (L)</b>	0.26	m	-	-
<b>Velocidad de la quebrada sobre la presa (Vr)</b>	0.30	m/s	0.3 m/s < Vr < 3 m/s	Cumple

### 3.2.5.2.2 *Diseño canal rectangular de aducción y rejilla.*

**Tabla 43.** *Diseño canal rectangular de aducción.*

<b>Diseño Canal Rectangular de Aducción.</b>		
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>
<b>Alcance del filo superior (Xs)</b>	0.24	m
<b>Alcance del filo inferior (Xi)</b>	0.14	m
<b>Borde libre (BL)</b>	0.1	m
<b>Ancho mínimo del canal (B)</b>	0.34	m

### 4.2.5.2.3 *Diseño de la rejilla de captación.*

**Tabla 44.** *Diseño de la rejilla de captación.*

<b>Diseño de la Rejilla de Captación.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Diámetro de barrote (se asume)</b>	1/2	pulg	-	-
<b>Diámetro del barrote (se asume)</b>	0.013	m	-	-
<b>Inclinación (Se toma esta inclinación debido a que la captación de agua está en una zona montañosa)</b>	20%	-	-	-

Detalle	Diseño de la Rejilla de Captación.			
	Resultado	Unidad	Condición	Cumple/ No cumple
Separación entre barrotos (a)	2	cm	-	-
Velocidad entre barrotos (V)	0.15	m/s	-	-
Área neta de la rejilla (An)	0.02	m <sup>2</sup>	-	-
Longitud de la rejilla (Lr)	0.7	m	La mínima es 0.75, por ende, se toma este valor	-
Área neta de la rejilla recalculada (An)	0.16	m <sup>2</sup>	-	-
Numero de orificios (N)	22.94=23	-	-	-
Longitud de rejilla final (Lr final)	0.75	m	-	-
Velocidad de flujo en la rejilla (Vb)	0.014	m/s	Vb < 0.15 m/s	Cumple
Numero de Barrotos	22	-	-	-
Niveles de aguas en el canal de aducción.				
Profundidad aguas abajo (he=hc)	0.015	m	-	-
Espesor del muro (Espesor asumido, teniendo en cuenta que son estructuras hidráulicas en concreto)	0.30	m	-	-
Longitud del canal (Lc)	1.05	m	-	-
Pendiente (i)	3%	-	-	-
Borde Libre (BL)	0.15	m	-	-
Profundidad aguas arriba (ho)	0.00076	m	-	-
Altura total aguas arriba (Ho)	0.15	m	-	-
Altura total aguas abajo (He)	0.18	m	-	-
Velocidad del agua al final del caudal	0.4	m/s	0.3 m/s < Ve < 3.0 m/s	Cumple

#### 4.2.5.2.4 Diseño de la cámara de recolección.

**Tabla 45.** Resultado del *diseño de la cámara de recolección.*

<b>Diseño de la cámara de recolección.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Alcance del filo superior (Xs)</b>	0.24	m	-	-
<b>Alcance de filo inferior (Xi)</b>	0.136	m	-	-
<b>Ancho de la cámara (B)</b>	10.54	m	1.5 m < B cámara	Como el ancho de la cámara no cumple y no da mayor a 1.5, entonces por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta una cámara cuadrada de recolección cuadrada, de 1.5x1.5
<b>Borde Libre</b>	0.15	m	-	-

#### 4.2.5.5.5 Cálculo del vertedero de excesos.

**Tabla 46.** Resultado del *cálculo del vertedero de excesos.*

<b>Cálculo del vertedero de excesos.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Profundidad de la lámina de agua (H)</b>	0.1215	m	-	-
<b>Coefficiente de descarga</b>	0.30	-	-	-
<b>Caudal captado (Qcap)</b>	0.07	m <sup>3</sup> /s	-	-
<b>Caudal de excesos</b>	0.070	m <sup>3</sup> /s	-	-
<b>Altura de los muros de contención (Hmc)</b>	0.44	m	-	-
<b>Altura de excesos (Hexc)</b>	0.09	m	-	-
<b>Velocidad de excesos (Vexc)</b>	0.54	m/s	-	-
<b>Alcance filo superior</b>	0.39	m	Se adicionó un espacio libre de 30 cm, para que no se agite el muro y evitar daños en la estructura	
<b>Alcance filo superior+ BL</b>	0.69	m		

4.2.5.2.6 *Calculo de cotas.***Tabla 47.** *Resultado del cálculo de cotas.*

<b>Fondo del rio (según topografía)</b>	<b>1601.963</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Lamina sobre la presa</b>		
<b>Diseño</b>	1601.989	m.s.n.m
<b>Máxima</b>	1602.1040	m.s.n.m
<b>Promedio</b>	1602.0845	m.s.n.m
<b>Corona de los muros de contención</b>	1602.404	m.s.n.m
<b>Canal de aducción</b>		
<b>Fondo aguas arriba</b>	1601.812	m.s.n.m
<b>Fondo aguas abajo</b>	1601.781	m.s.n.m
<b>Lamina de aguas arriba</b>	1601.813	m.s.n.m
<b>Lamina de aguas abajo</b>	1601.7958	m.s.n.m
<b>Cámara de recolección</b>		
<b>Cresta de vertedero de exceso</b>	1601.631	m.s.n.m
<b>Cabeza supuesta (h)</b>	<b>0.4</b>	<b>-</b>
<b>Fondo</b>	1601.231	m.s.n.m
<b>Tubería de excesos</b>		
<b>Cota de entrada</b>	1601.231	m.s.n.m
<b>Cota del rio en la entrega</b>	1599.961	m.s.n.m
<b>Cota de salida</b>	1600.261	m.s.n.m

4.2.5.2.7 *Calculo de la tubería de exceso.***Tabla 48.** *Resultado del cálculo de la tubería de exceso.*

<b>Cálculo del vertedero de excesos.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Longitud de la Tubería (se asume)</b>	10.0	m	-	-
<b>Pendiente de la tubería (i)</b>	9.697%	-	-	-
<b>J</b>	0.097	-	-	-
<b>C</b>	150	m/m	-	-
<b>Diámetro de la tubería de exceso (D)</b>	5.59=6	Pulg	D>6"	Cumple

Ahora bien, en el apéndice G se puede observar los planos finales del diseño de esta importante estructura.

**4.2.5.3. Diseño de la línea de aducción de la Bocatoma al Desarenador.** Con la aplicación de la metodología lo estipulada en el numeral 3.2.5.3, a continuación, se muestran los resultados de los cálculos realizados para obtener el diseño de la aducción.

**Tabla 49.** *Parámetros de diseño de la aducción.*

Parámetros de Diseño			
Detalle	Resultado	Unidad	
Nivel de Complejidad	Bajo	-	
Periodo de diseño	25	años	
Población de Diseño	407	Hab	
Caudal de diseño de aducción (QMD)	0.98	l/s	
Profundidad desde la creta del vertedero de excesos hasta la cámara	0.40	m	
Cota máxima de la cámara de recolección	1601.63	m.s.n.m	

**Tabla 50.** *Diseño de la aducción de la bocatoma al desarenador.*

Diseño de la Aducción de la Bocatoma al Desarenador				
Detalle	Resultado	Unidad	Condición	Cumple/ No cumple
Cota de Bocatoma	1601.23	m.s.n.m	-	-
Cota de desarenador	1600.26	m.s.n.m	-	-
Longitud de la aducción (Asumida)	15	m	-	-
Pendiente de la tubería (i)	6.46%	-	-	-
Coefficiente de Manning (PVC)	0.009	-	-	-
Diámetro de la Tubería (D)	0.03	m	-	-
Diámetro teórico de la Tubería	1.30	Pulg	(D/0.0254)	-
Diámetro comercial de la Tubería	2	Pulg	-	-

<b>Diseño de la Aducción de la Bocatoma al Desarenador</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Diámetro comercial de la Tubería (m)</b>	0.051	m	(D*0.0254)	-
<b>Caudal a tubo lleno (Qo)</b>	0.003	m <sup>3</sup> /s	-	-
<b>Área a tubo lleno (Ao)</b>	0.002	m <sup>2</sup>		
<b>Velocidad a tubo lleno (Vo)</b>	1.54	m/s	0.6 m/s < Vo	Cumple
<b>Radio hidráulico al caudal de diseño (RH)</b>	0.013	m	-	-
<b>Relaciones Hidráulicas</b>				
<b>Relación hidráulica de caudales (RQdis/Qo)</b>	0.31	-	-	-
<b>Relación hidráulica de velocidades (V/Vo)</b>	0.73	-	-	-
<b>Relación hidráulica de diámetros (d/D)</b>	0.43	-	-	-
<b>Velocidad real de diseño (V)</b>	1.13	m/s	-	-
<b>Lámina de agua (d)</b>	0.02	m	-	-
<b>Verificación de la cota de salida de la Bocatoma (H corregida)</b>	0.12	m	-	-
<b>Cota corregida</b>	1601.51	m.s.n.m	-	-
<b>Recalculo de los datos</b>				
<b>Cota de Bocatoma</b>	1601.51	m.s.n.m	-	-
<b>Cota de desarenador</b>	1600.26	m.s.n.m	-	-
<b>Longitud de la aducción (Asumida)</b>	15	m	-	-
<b>Pendiente de la tubería (i)</b>	8.3%	-	-	-
<b>Coefficiente de Manning (PVC)</b>	0.009	-	-	-
<b>Diámetro de la Tubería (D)</b>	0.031	m	-	-
<b>Diámetro teórico de la Tubería</b>	1.24	Pulg	-	-
<b>Diámetro comercial de la Tubería</b>	2	Pulg	-	-

<b>Diseño de la Aducción de la Bocatoma al Desarenador</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Diámetro comercial de la Tubería (m)</b>	0.051	m	-	-
<b>Caudal a tubo lleno (Qo)</b>	0.004	m <sup>3</sup> /s	-	-
<b>Área a tubo lleno (Ao)</b>	0.002	m <sup>2</sup>	-	-
<b>Velocidad a tubo lleno (Vo)</b>	1.75	m/s	0.6 m/s < Vo	Cumple
<b>Radio hidráulico al caudal de diseño (RH)</b>	0.013	m	-	-
<b>Relaciones Hidráulicas Recalculadas con los Nuevos Datos.</b>				
<b>Relación hidráulica de caudales (RQdis/Qo)</b>	0.28	-	-	-
<b>Relación hidráulica de velocidades (V/Vo)</b>	0.71	-	-	-
<b>Relación hidráulica de diámetros (d/D)</b>	0.40	-	-	-
<b>Velocidad real de diseño (V)</b>	1.23	m/s	-	-
<b>Lámina de agua (d)</b>	0.02	m	-	-
<b>Verificación de la cota de salida de la Bocatoma (H corregida)</b>	0.14	m	Valor que es aproximadamente igual a los 12 cm, inicialmente	-
<b>Caudal de exceso máximo previsto (Qexc)</b>	0.0023	m <sup>3</sup> /s	Este caudal se tuvo en cuenta para el diseño de la estructura de excesos del desarenador.	-

**Tabla 51.** *Cotas definitivas de aducción.*

<b>Cotas Definitivas y Condiciones Hidráulicas</b>		
<b>Cota de batea a la salida de la bocatoma</b>	1601.512	m.s.n.m
<b>Cota clave a la salida de la bocatoma</b>	1601.563	m.s.n.m
<b>Cota de batea a la llegada al desarenador</b>	1600.261	m.s.n.m
<b>Cota clave a la llegada al desarenador</b>	1600.3118	m.s.n.m
<b>Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador</b>	1600.2813	m.s.n.m

Una vez obtenidos los resultados anteriormente expuestos, se procedió a realizar el plano de la aducción desde la bocatoma hasta el desarenador, este se puede observar en el apéndice H.

**4.2.5.4. Diseño de Desarenador.** Con la aplicación de la metodología lo estipulada en el numeral 3.2.5.4, a continuación, se presentan los resultados obtenidos al realizar los cálculos pertinentes para cada uno de los elementos que conforman esta estructura.

**Tabla 52.** *Parámetros de diseño del desarenador.*

Parámetros de Diseño		
Detalle	Resultado	Unidad
Caudal máximo diario (QMD)	0.000980	m <sup>3</sup> /s
Temperatura del agua	17	°C
Viscosidad ( $\mu$ )	0.01	-
Diámetro de la partícula a remover (Arena muy fina 0.05mm)	0.005	cm
Altura útil (H) (Asumida)	1.5	m
Densidad relativa de la arena ( $\rho_s$ )	2.65	-
Diámetro de la partícula ( $p$ )	1	-
Gravedad ( $g$ )	981	cm/s <sup>2</sup>

**Tabla 53.** *Diseño inicial del desarenador.*

Diseño Inicial del Desarenador.				
Detalle	Resultado	Unidad	Condición	Cumple/ No cumple
Velocidad de sedimentación de la partícula 1 ( $V_s 1$ )	0.202	cm/s	-	-
Velocidad de sedimentación de la partícula 2 ( $V_s 2$ )	0.3	cm/s	-	-
$V_s$ promedio ( $V_{s prom}$ )	0.25	cm/s	-	-
Tiempo de caída de la partícula ( $t$ )	597.41	s	-	-
Escenario de buenos deflectores	87.50%	-	-	-
Relación a/t (buenos deflectores)	2.75	-	-	-
Periodo de remoción	27.38	min	$Pr \geq 20$ min	Cumple
Volumen del tanque (V)	1.61	m <sup>3</sup>	-	-

<b>Diseño Inicial del Desarenador.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
Área superficial del tanque (As)	1.07	m <sup>2</sup>	-	-
Área Requerida (Ar)	0.39	m <sup>2</sup>	As>Ar	Cumple

#### 4.2.5.4.1 Zona de Sedimentación.

**Tabla 54.** *Diseño de la zona de sedimentación.*

<b>Zona de Sedimentación</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
<b>Relación L/B=4</b>				
Ancho (B)	0.52	m	-	-
Largo (L)	2.08	m	-	-
Altura (H)	1.5	m	-	-
Borde Libre (BL)	0.3	m	-	-
Altura total (H total)	1.8	m	-	-
Área superficial (As)	1.08	m	-	-
Volumen (V)	1.62	m <sup>3</sup>	-	-
Velocidad de traslación (Vt)	0.13	cm/s	-	-
Periodo de retención (Pr)	1655.82	s	-	-
Tiempo de sedimentación (Ts)	602.12	s	-	-
Velocidad de sedimentación (Vs)	2.49	mm/s	Vt/Vs < 20 mm/s	-
Velocidad horizontal crítica (Vhc)	11.35	cm/s	-	-
Velocidad horizontal real (Vhr)	0.105	cm/s	Vh < 25 cm/s	-
Volumen de agua sedimentada (Vas)	84.66	m <sup>3</sup> /día	-	-
Carga superficial (q superficial)	78.89	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -día	15 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d < q sup < 1000 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día	Cumple
Velocidad vertical (Vo)	0.091	cm/s	-	-
Diámetro menor (d)	0.003	cm	Se removerán partículas hasta un diámetro igual a	-

<b>Zona de Sedimentación</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	<b>Cumple/ No cumple</b>
			0.03mm. Al tener en cuenta las condiciones reales; El diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.005 mm.	
<b>Relación de tiempos=Relación de velocidades (<math>\emptyset/T</math>)</b>	2.75	-	-	-
<b>Velocidad horizontal máxima (<math>V_{hmax}</math>)</b>	5.02	cm/s	$V_{hmax} > V_h$	Cumple
<b>Velocidad de arrastre (<math>V_r</math>)</b>	9.3	cm/s	$V_h < V_r/3$	Cumple

#### 4.2.5.4.2 Diseño de los Deflectores.

**Tabla 55.** *Diseño de los deflectores.*

<b>Diseño de los deflectores</b>		
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>
<b>Diámetro del orificio (adoptado)</b>	2	Pulg
<b>RDE</b>	21	Pulg
<b><math>\emptyset</math> Exterior</b>	2.37	Pulg
<b><math>\emptyset</math> Interior</b>	2.15	Pulg
<b>Espesor del tubo</b>	0.22	Pulg
<b>Altura de la pantalla (asumida) (<math>h_p</math>)</b>	1.0	m
<b>Velocidad a través de los orificios (<math>V_{ori}</math>) (Recomendada)</b>	0.1	m/s
<b>Área de pantalla (<math>A_p</math>)</b>	0.52	m <sup>2</sup>
<b>Área de deflectores (<math>A_d</math>)</b>	0.009	m <sup>2</sup>
<b>Caudal a través de los orificios (<math>Q_{ori}</math>)</b>	0.0002	m <sup>3</sup> /s
<b>N° de orificios</b>	4.18=5	-

#### 4.2.5.4.3 Dimensiones de la Cámara de Aquietamiento.

**Tabla 56.** Diseño de la cámara de quietamiento.

Diseño de la cámara de quietamiento			
Detalle	Resultado	Unidad	
Ancho de la cámara (Ac)	0.17	m	
Largo de la cámara (Le) adoptado	0.3	m	
Profundidad de la cámara (Pc)	0.50	m	

#### 4.2.5.4.4 Rebose Cámara de Aquietamiento.

**Tabla 57.** Rebose de la cámara de quietamiento.

Rebose de la cámara de quietamiento				
Detalle	Resultado	Unidad	Condición	Cumple/ No cumple
Caudal de excesos (de la aducción)	0.0026	m <sup>3</sup> /s	-	-
Altura de lámina (He)	0.03	m	-	-
Velocidad de excesos (Ve)	0.31	m/s	Ve > 0.30	Cumple
Alcance Horizontal (Xs)	0.24	m	-	-
Lr1 (adoptado)	0.35	m	-	-
Lr2	0.17	m	-	-
Lre	0.35	m	Si Lr1 > Lr2, entonces Lre=Lr1, Si no, Lre=Lr2	-

#### 4.2.5.4.5 Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.

**Tabla 58.** Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.

Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.			
Detalle	Resultado	Unidad	Condición
V1	1.23	m/s	-
V2	0.006	m/s	-
Perdidas en la cámara (Hm1)	0.01	m	-
Perdidas a la entrada de la zona de sedimentación V1=V2			

<b>Perdidas a la entrada de la cámara de quietamiento.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	
<b>Vc</b>	0.006	m/s	-	
<b>Velocidad de sedimentación (V=Vh)</b>	0.0011	m/s	-	
<b>Perdidas en la sedimentación (Hm2)</b>	0.00000015	m	-	
<b>Hp</b>	0.0000	m	Este valor es despreciable debido a la magnitud del caudal y del área.	
<b>Pérdidas Totales (Ht)</b>	0.008	m	-	

#### 4.2.5.4.6 Vertedero de Salida.

**Tabla 59.** Diseño del vertedero de salida.

<b>Diseño del Vertedero de Salida.</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>	
<b>Altura vertical (Hv)</b>	0.01	m	-	
<b>Velocidad de excesos (Vv)</b>	0.2	m/s	Debido a que la velocidad vertical dio menor a la exigida por el RAS (Vv=0,3 m/s), se recalculo B, pero al ver que no había cambios en este, se decide adoptar esta velocidad.	
<b>Alcance Horizontal (Xs)</b>	0.16	m	-	
<b>Longitud del vertedero (Lv)</b>	0.26	m	-	

#### **Tubería de Excesos.**

Debido a la magnitud de los caudales, esta tubería resulta siempre de un diámetro mínimo igual a 6" (15 cm), Pero con caudales mínimo seleccionar diámetros de 4", 3" ó 2.1/2" según sea el caso.

#### 4.2.5.4.7 Calculo de la tubería de Lavado.

**Tabla 60.** Cálculo de la tubería de lavado.

<b>Cálculo de la tubería de Lavado.</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	
<b>Diámetro mínimo (se supuso debido al caudal)</b>	3	Pulg	
<b>RDE</b>	21	-	
<b>Ø Exterior</b>	3.5	Pulg	

<b>Cálculo de la tubería de Lavado.</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>	
<b>Ø Interior</b>	3.2	Pulg	
<b>Espesor del Tubo</b>	0.17	Pulg	
<b>Área del tubo (At)</b>	0.0051	m <sup>2</sup>	
<b>Altura disponible (Adis)</b>	6.0	m	
<b>Longitud de la conducción (Por Topografía)</b>	5520	m	
<b>Perdidas en la conducción (J)</b>	0.001	m/m	
<b>Perdidas entrada normal</b>	2.5	m	
<b>Perdidas válvula</b>	1.1	m	
<b>Perdidas codo radio corto</b>	4.9	m	
<b>Perdidas Te cambio de dirección</b>	10	m	
<b>Longitud de Tubería</b>	5520	m	
<b>Longitud equivalente (LE total)</b>	5539	m	
<b>Perdidas en la conducción</b>	0.0011	m/m	
<b>Coefficiente de rugosidad (C)</b>	150	-	
<b>Q captado</b>	0.0014	m <sup>3</sup> /s	
<b>Velocidad (V)</b>	0.27	m/s	
<b>Altura cinética</b>	0.004	m	
<b>Ao1</b>	0.20	m <sup>2</sup>	
<b>Coefficiente de descarga (Cd)</b>	0.03	-	
<b>Ao2</b>	0.01	m <sup>2</sup>	
<b>Tiempo de vaciado (Tv)</b>	9385	s	

#### *4.2.5.4.8 Elementos del Desarenador.*

**Tabla 61.** *Elementos del desarenador.*

<b>Elemento</b>	<b>Desarenador Símbolo/ Ecuación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Condición</b>
<b>Ancho (B)</b>	0.52	m	-
<b>Largo (L)</b>	2.08	m	-
<b>Altura Útil (H)</b>	1.5	m	-
<b>Borde Libre (Bl)</b>	0.3	m	-
<b>Altura Total (HT)</b>	1.8	m	-
<b>Cámara de Aquietamiento</b>			
<b>Profundidad</b>	0.50	m	-
<b>Ancho</b>	0.17	m	-
<b>Largo Vertedero (Le)</b>	0.3	m	-
<b>Largo Rebose de la Cámara (Lre)</b>	0.35	m	-
<b>Pantalla de Entrada</b>			
<b>Profundidad</b>	0.75	m	-

Elemento	Desarenador Símbolo/ Ecuación	Unidad	Condición
Distancia a la cámara de aquietamiento	0.52	m	-
<b>Almacenamiento de Lodos.</b>			
Profundidad máxima (0.40)	0.04	m	Se debe adoptar una profundidad máxima de 0.40 metros.
Dist. Pto de salida a la cámara de quietamiento.	0.69	m	-
Dist. Pto de salida al vertedero	1.4	m	-
Pendiente Transversal	7.69	m	Las Pendientes del fondo deben estar comprendidas entre el 1% y el 8%. Las 3 <b>CUMPLEN</b> la condición.
Pendiente Longitudinal en L/3	5.77	m	
Pendiente Longitudinal en 2L/3	2.88	m	
<b>Pantalla de Salida.</b>			
Profundidad	0.75	m	-
Distancia al Vertedero de salida	0.15	m	-
<b>Vertedero de Salida</b>			
Longitud Vertedero	0.26	m	-
Ancho	0.52	m	-
Profundidad	0.45	m	-

#### 4.2.5.4.9 Calculo de Cotas.

**Tabla 62.** Resultado del cálculo de cotas.

Cota de la lámina de agua a la entrada	1600.28	m.s.n.m
Cota de batea de la tubería de entrada	1600.26	m.s.n.m
Cota de la lámina de agua en la cámara de aquietamiento	1600.27	m.s.n.m
Cota de lámina de agua en el desarenador	1600.27	m.s.n.m
Cota vertedero de salida	1600.26	m.s.n.m

<b>Cota de la lámina de agua en la cámara de recolección</b>	<b>1600.11</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de la corona de los muros del sedimentador</b>	<b>1600.58</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota del fondo de la cámara de quietamiento</b>	<b>1599.81</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de batea de la tubería de lavado a la salida</b>	<b>1598.74</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota clave de la tubería de lavado a la salida</b>	<b>1598.82</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota del fondo de la cámara de recolección</b>	<b>1599.81</b>	<b>m.s.n.m</b>
<b>Cota de entrega desagüe de la tubería de lavado</b>	<b>1594.27</b>	<b>m.s.n.m</b>

Así pues, en el apéndice I se puede observar los planos finales de esta estructura.

**4.2.5.5. Diseño de la Línea de Conducción Desarenador – Tanque de Almacenamiento.** Con la aplicación de la metodología lo estipulada en el numeral 3.2.5.5, a continuación, se puede observar los resultados de este diseño.

**Tabla 63.** Cálculos finales de la conducción.

Punto	Abcisa		Longitud m	Q l/s	Ø "	Perdidas j (m/m)	Perdidas Total (m)	Velocidad (m/s)	Cota terreno		Cota piezométrica		Presión		J m/m	D m	
	In	Fin							In (m)	Fin (m)	In (m)	Fin (m)	In (m)	Fin (m)			
D	1	0	200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1600.1	1591	1600.1	1599.04	0.000	7.93	0.045	0.033
1	2	200	400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1591	1590	1599.041	1597.97	7.93	7.86	0.005	0.052
2	3	400	600	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1590	1587	1597.97	1596.90	7.86	9.90	0.016	0.041
3	4	600	800	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1587	1590	1596.89	1595.82	9.90	5.82	0.015	0.041
4	5	800	1000	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1590	1589	1595.82	1594.75	5.82	5.75	0.005	0.051
5	6	1000	1200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1589	1583	1594.75	1593.68	5.75	10.70	0.03	0.036
6	7	1200	1400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1583	1567	1593.68	1592.61	10.68	25.61	0.08	0.030
7	8	1400	1600	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1567	1550	1592.61	1591.54	25.61	41.54	0.085	0.029
8	9	1600	1800	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1550	1529	1591.53	1590.46	41.54	61.46	0.105	0.028
9	10	1800	2000	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1529	1520	1590.46	1589.40	61.46	69.39	0.045	0.033
10	11	2000	2200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1520	1501	1589.39	1588.32	69.39	87.32	0.095	0.028
11	12	2200	2400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1501	1497	1588.32	1587.25	87.32	90.25	0.02	0.039
12	13	2400	2600	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1497	1500	1587.25	1586.17	90.27	86.17	0.015	0.041
13	14	2600	2800	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1500	1499	1586.17	1585.10	86.17	86.10	0.005	0.051
14	15	2800	3000	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1499	1497	1585.10	1584.01	86.10	87.03	0.01	0.044
15	16	3000	3200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1497	1510	1584.03	1582.96	87.03	72.96	0.065	0.030
16	17	3200	3400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1510	1502	1582.96	1581.89	72.96	79.89	0.04	0.034
17	18	3400	3600	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1502	1496	1581.89	1580.82	79.89	84.81	0.03	0.035
18	19	3600	3800	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1496	1494	1580.82	1579.74	84.81	85.74	0.01	0.045
19	20	3800	4000	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1494	1491	1579.74	1578.67	85.74	87.67	0.015	0.041
20	21	4000	4200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1491	1487	1578.67	1577.60	87.67	90.60	0.02	0.039
21	22	4200	4400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1487	1485	1577.60	1576.52	90.60	91.52	0.01	0.045
22	23	4400	4600	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1485	1477	1576.52	1575.45	91.52	98.45	0.04	0.034
23	24	4600	4800	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1477	1469	1575.45	1574.38	98.45	105.38	0.04	0.034
24	25	4800	5000	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1469	1462	1574.38	1573.31	105.38	111.31	0.035	0.035
25	26	5000	5200	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1462	1486	1573.31	1572.23	111.31	86.23	0.12	0.023
26	27	5200	5400	200	0.980	2	0.0054	1.072	0.5	1486	1527	1572.23	1571.16	86.23	44.16	0.205	0.024
27	28	5400	5520	120	0.980	2	0.0054	0.643	0.5	1527	1539	1571.16	1570.52	44.16	31.52	0.06	0.031

Como se puede observar en los resultados de la tabla 63 las presiones de cada uno de los tramos cumplen con lo estipulado en la RAS 2017, ya que para proyectos rurales como es este caso, se deben garantizar como mínimo presiones dinámicas superiores a 5 m.c.a. Así mismo, las presiones máximas cumplen con la presión de trabajo estipulada por el fabricante del tubo de 2” con un RDE 21, las cuales son 140 m.c.a. Adicionalmente, la velocidad en cada uno de los tramos cumple con la velocidad mínima requerida la cual es 0.5 m/s.

Ahora bien, una vez obtenidos estos resultados, fue posible realizar un perfil de elevación de las cotas terreno y de las cotas piezométricas, con el fin de conocer los puntos en los cuales se debía colar válvulas de purga y de ventosa. Así pues, en el apéndice J se puede observar el perfil de elevación de cada una de las cotas, así como la ubicación de ventosas, las cuales tienen como propósito expulsar las cantidades de aire en la tubería ya sean grandes o pequeñas y se ubican en los puntos más altos de la tubería. Así mismo, las purgas se ubican en los puntos más bajos de la tubería y su función radica en remover biopelículas o depósitos de partículas inorgánicas en el tubo, así como la limpieza y descarga de la red [39].

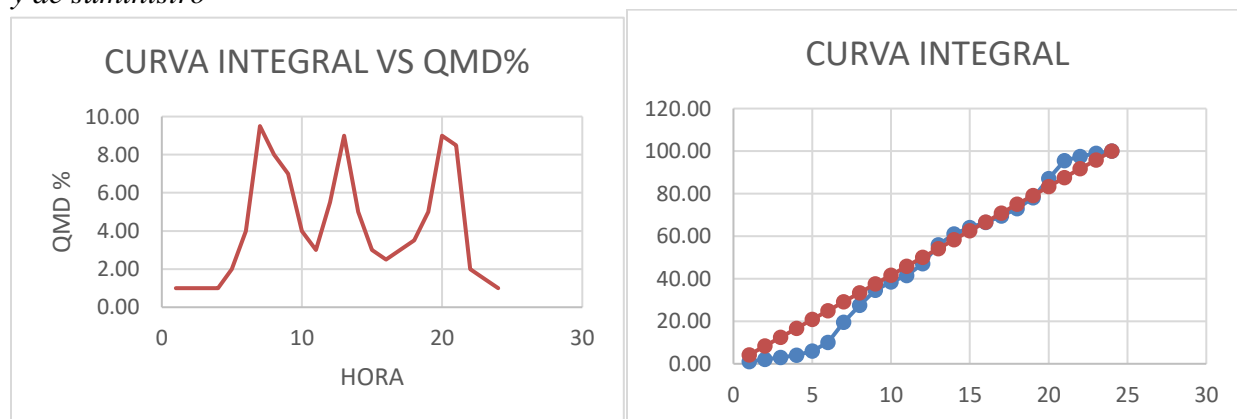
**4.2.5.6. Diseño del tanque de almacenamiento.** Con la aplicación de la metodología lo estipulada en el numeral 3.2.5.5, a continuación, se presentan los resultados del cálculo aplicado, así como la curva de distribución horaria del consumo de la población y la curva integral del consumo y del suministro.

**Tabla 64.** Suministro por gravedad continuo de 24 horas.

Hora	C (%)	Σ C (%)	S (%)	Σ S (%)	Δ (S-C)	ΣΔ (S-C)	V (%)
0-1	1.00	1.00	4.17	4.17	3.17	3.17	11.17
1-2	1.00	2.00	4.17	8.33	3.17	6.33	14.33
2-3	1.00	3.00	4.17	12.50	3.17	9.50	17.50
3-4	1.00	4.00	4.17	16.67	3.17	12.67	20.67
4-5	2.00	6.00	4.17	20.83	2.17	14.83	22.83
5-6	4.00	10.00	4.17	25.00	0.17	<b>15.00</b>	<b>23.00</b>
6-7	9.50	19.50	4.17	29.17	-5.33	9.67	17.67
7-8	8.00	27.50	4.17	33.33	-3.83	5.83	13.83
8-9	7.00	34.50	4.17	37.50	-2.83	3.00	11.00
9-10	4.00	38.50	4.17	41.67	0.17	3.17	11.17
10-11	3.00	41.50	4.17	45.83	1.17	4.33	12.33
11-12	5.50	47.00	4.17	50.00	-1.33	3.00	11.00
12-13	9.00	56.00	4.17	54.17	-4.83	-1.83	6.17
13-14	5.00	61.00	4.17	58.33	-0.83	-2.67	5.33
14-15	3.00	64.00	4.17	62.50	1.17	-1.50	6.50
15-16	2.50	66.50	4.17	66.67	1.67	0.17	8.17
16-17	3.00	69.50	4.17	70.83	1.17	1.33	9.33
17-18	3.50	73.00	4.17	75.00	0.67	2.00	10.00
18-19	5.00	78.00	4.17	79.17	-0.83	1.17	9.17
19-20	9.00	87.00	4.17	83.33	-4.83	-3.67	4.33
20-21	8.50	95.50	4.17	87.50	-4.33	<b>-8.00</b>	<b>0.00</b>
21-22	2.00	97.50	4.17	91.67	2.17	-5.83	2.17
22-23	1.50	99.00	4.17	95.83	2.67	-3.17	4.83
23-24	1.00	100.00	4.17	100.0	3.17	0.00	8.00

0

**Figura 14.** Curva de distribución horaria del consumo de la población y curva integral de consumo y de suministro



Donde la línea roja corresponde a la curva integral de suministro y la línea azul a la curva integral del consumo.

Conforme a estos valores, fue posible estimar el volumen del tanque, así como sus dimensiones. Los resultados de este proceso se pueden ver a continuación.

**Tabla 65.** *Diseño del tanque.*

<b>Volumen del Tanque</b>		
<b>Detalle</b>	<b>Resultado</b>	<b>Unidad</b>
<b>Caudal máximo diario (QMD) =Consumo Diario</b>	84.66	m <sup>3</sup> /dia
<b>% de consumo medio diario</b>	0.23%	-
<b>Volumen del tanque</b>	19.47	m <sup>3</sup>
<b>Capacidad Hidrantes</b>	0.005	m <sup>3</sup>
<b>Volumen para incendios</b>	72.00	m <sup>3</sup>
<b>Volumen de emergencia</b>	22.87	m <sup>3</sup>
<b>Volumen total del tanque</b>	114.34	m <sup>3</sup>
<b>Predimensionamiento del Tanque</b>		
<b>Volumen del tanque expresado en cientos de m<sup>3</sup></b>	1.14E+2	m <sup>3</sup>
<b>K</b>	2	-
<b>Altura del tanque (h)</b>	2.38	m
<b>L</b>	6.93	m
<b>B</b>	6.93	m
<b>Borde libre (Bl)</b>	0.3	m

Conforme a estos resultados, se pudo realizar el plano del tanque de almacenamiento, el cual se puede observar en el apéndice K.

### 4.3 Resultados del diseño de los elementos de un sistema de tratamiento de agua potable por múltiples etapas

Como se expuso en el numeral 3.3, el sistema de tratamiento que se escogió para el presente proyecto fue el de múltiples etapas, debido a que este se usa comúnmente para zonas rurales, así mismo, el bajo costo de implementación es una gran ventaja del sistema FiME.

Conforme a lo anterior, los filtros que componen el sistema de tratamiento para la vereda el Tabor son el filtro grueso ascendente, el grueso dinámico y el lento de arena. A continuación, se presentan los resultados del proceso de cálculo para cada uno de ellos.

#### 4.3.1 Fase 1: Filtro grueso dinámico

**Tabla 66.** Resultados del filtro grueso dinámico.

<b>Filtro grueso dinámico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Estructura de entrada</b>			
<b>Velocidad de filtrado</b>	m/h	2	Valor estándar
<b>Área de filtración</b>	m <sup>2</sup>	1.76	-
<b>Numero de módulos</b>	UND	1	Valor asumido
<b>Área filtración por modulo</b>	m <sup>2</sup>	1.76	-
<b>Caudal por modulo</b>	m <sup>3</sup> /s	0.00098	-
<b>Cámara de filtrado</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Ancho</b>	m	0.5	Valor asumido
<b>Largo</b>	m	3.528	-
<b>Velocidad de filtración</b>	m/h	2	-
<b>Tirante critico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Tirante critico</b>	m	0.029	-
<b>Velocidad máxima en descarga</b>	m/s	0.067	-
<b>Carga sobre el vertedero</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>K</b>	UND	1.9	Constante

<b>Filtro grueso dinámico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
hv operación normal	m	0.010	-
Velocidad aguas arriba	m/s	0.19	-
hv lavando filtro	m	0.016	-
Velocidad de lavado de filtro	m/s	0.244556104	-
<b>Velocidad de arrastre</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Radio Hidráulico	m	0.015	
Tamaño de partícula mínima	m	0.0032	Valor asumido
Velocidad aguas arriba	m/s	0.19	-
hv lavando filtro	m	0.016	-
Velocidad de lavado de filtro	m/s	0.244556104	-
<b>Lecho filtrante y de soporte</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Tamaño de gravas	m	0.015	
Tamaño de partícula mínima	m	0.0032	Valor asumido
Velocidad aguas arriba	m/s	0.19	-
hv lavando filtro	m	0.016	-
Velocidad de lavado de filtro	m/s	0.244556104	-
<b>Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado</b>			
<b>Separación de colectores laterales</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Tasa de lavado (VL)	m/h	10	Valor adoptado
Área cámara de filtrado	m <sup>2</sup>	1.7640	-
Caudal máximo colectores	m <sup>3</sup> /s	0.0049	-
<b>Diámetro y numero de orificios</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Número de unidades	UND	4	Valor asumido
Caudal por lateral (q)	L/S	0.245	-
Ro	UND	0.0015	Valor asumido
Área lecho	m <sup>2</sup>	1.764	-
Área orificios	m <sup>2</sup>	0.000127	Diámetro asumido 1/2 "
Numero de orificios lecho	UND	20.83	-
Numero de orificios lateral	UND	5.20	-
<b>Área y diámetro del colector lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Diámetro lateral (DL)	Pulg	1.6137	-
V	m/s	0.5	Valor tomado de RAS 2017
<b>Chequeo velocidad</b>			

<b>Filtro grueso dinámico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Área colector	Pulg <sup>2</sup>	2.04	-
Velocidad obtenida	m/s	0.180	Debe estar entre 0.15 y 0.5
R1	UND	0.5	Debe estar entre 0.3 y 0.5
S1	m	0.88	-
S2	m	0.44	-
<b>Diámetro colector principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Área colector principal	m <sup>2</sup>	0.00196	-
Diámetro colector principal	pulg	1.966	-
<b>Perdida de carga en el lavado</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Velocidad de lavado	cm/s	0.278	Valor estándar RAS
<b>Perdida de carga en el lecho filtrante bajo la condición de lavado</b>			
<b>Capas</b>	<b>Lo (cm)</b>	<b>T. Min (cm)</b>	<b>Hmf Lav(Cm)</b>
Superior	20	0.64	0.838
Intermedio	20	1.27	0.209
Inferior	20	1.91	0.093
Hmf Total (m)	0.6		0.011
<b>Perdida descarga de los orificios en los laterales</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Caudal de lavado por orificio (QL)	m <sup>3</sup> /s	0.000235185	-
Velocidad de lavado por orificio (V)	m/s	1.704	-
Perdidas de orificio (h orificio)	m	0.2	-
<b>Perdida lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Longitud del tubo (L)	m	0.3	-
Diámetro (D)	m	0.051	-
Numero de laterales (NL)	UND	6.0	Se aproxima a entero
Área del lateral (AL)	m <sup>2</sup>	0.001319637	-
Velocidad (VL)	m/s	0.9282	-
Perdida en el lateral (hL)	m	0.003728339	-
<b>Perdida descarga de los orificios en los laterales en el principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Velocidad de lavado lateral en el principal (V)	m/s	0.854	-
Perdida descarga lateral (h plat)	m	0.557	-
Pérdida total lateral	m	0.0594	-
<b>Perdida de carga en la tubería principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Velocidad tubería principal	m/s	2.5	-

<b>Filtro grueso dinámico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	4	Se asume entero en base al largo de la cámara (3,5)
<b>Diámetro en 3 pulg (D)</b>	m	0.1	Tubería mínima utilizada
<b>Perdidas en tubería principal</b>	m	0.0978	No debe superar los 10 cm
<b>Perdidas en la unidad durante la operación normal</b>			
<b>Perdida de carga en el lecho filtrante en operación</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Velocidad (V)</b>	m/h	2.0	Valor recomendado
<b>Perdidas de carga en el lecho filtrante en operación</b>			
<b>Capas</b>	<b>Lo (cm)</b>	<b>T. Min (cm)</b>	<b>Hmf Lav(Cm)</b>
<b>Superior</b>	20	0.64	0.1696
<b>Intermedio</b>	20	1.27	0.0424
<b>Inferior</b>	20	1.91	0.0188
<b>Hmf Total (m)</b>	0.6		0.0023
<b>Perdida por descarga de los orificios en el lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Velocidad de filtración (v)</b>	m/s	0.056	-
<b>Caudal de filtración por orificio (Qfo)</b>	m <sup>3</sup> /s	0.00032398	-
<b>Área de orificio (Ao)</b>	m <sup>2</sup>	0.000126677	-
<b>Velocidad de filtración por orificio (V)</b>	m/s	2.3529	-
<b>Perdida de los orificios en el lateral (h orif)</b>	m	0.1798	-
<b>Perdida en el lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	0.3	-
<b>Diámetro para 2" (D)</b>	m	0.0508	-
<b>Numero de laterales (NL)</b>	UND	4	-
<b>Área del lateral (AL)</b>	m <sup>2</sup>	0.0013	-
<b>Velocidad (VL)</b>	m/s	1.2787	-
<b>Perdida en el lateral (hL)</b>	m	0.002871	-
<b>Perdida por descarga de los laterales en el principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Velocidad de filtración por lateral (VL)</b>	m/s	1.2787	-
<b>Velocidad de descarga en laterales</b>	m/s	1.176	-
<b>Perdida por descarga en laterales (h plat)</b>	m	0.105814	-

<b>Filtro grueso dinámico</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Perdida de carga en la tubería principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	1.4	-
<b>Diámetro para 3" (D)</b>	m	0.050	-
<b>Área del principal (AP)</b>	m <sup>2</sup>	0.00196	-
<b>Velocidad de filtración principal (VFP)</b>	m/s	3.4438	-
<b>Perdida de carga tubería principal</b>	m	0.0988	-

Conforme a estos resultados, fue posible realizar los planos del filtro grueso dinámico, los cuales se pueden observar en el apéndice L.

#### 4.3.2 Fase 2: Filtro grueso ascendente.

**Tabla 67.** Resultados del cálculo de los componentes del filtro grueso ascendente.

<b>Cámara de filtración</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Área de filtración por modulo</b>	m <sup>2</sup>	1.8	-
<b>Caudal por modulo</b>	m <sup>3</sup> /s	0.00098	-
<b>Ancho</b>	m	3	Asumido en base al caudal
<b>Largo</b>	m	2	Asumido en base al caudal
<b>Velocidad de filtración</b>	m/h	0.588	Debe estar entre 0,3 - 0,7
<b>Canal de distribución</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Ancho</b>	m	0.15	Se asume de acuerdo con el caudal
<b>Tirante (Yc)</b>	m	0.1	Recomendación técnica
<b>Vertedero triangular</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Coefficiente típico (K)</b>	UND	1.417	-
<b>Carga sobre el vertedero (H)</b>	m	0.0544	-
<b>REGLA DE AFORO VERTEDERO DE ENTRADA FGAC</b>			
<b>caudal l/s</b>	<b>h, cm</b>	<b>velocidad de filtración m/h</b>	
<b>40</b>	24		
<b>32.2</b>	22		

25.4	20	
19.5	18	
14.5	16	
10.4	14	
7.1	12	0.55
6.8	11.8	0.53
6.5	11.6	0.5
6.2	11.4	0.48
6	11.2	0.46
5.7	11	0.44
4.5	10	0.35
2.6	8	
1.8	7	
1.2	6	
0.8	5	
0.5	4	
0.2	3	
0.1	2	
0	1	

**Lecho filtrante y de soporte**

Detalle	Unidad	Resultado	Condición
<b>Profundidad de lecho filtrante</b>	m	1.2	Valor asumido
<b>Capas</b>	<b>L (m)</b>	<b>Grava (mm)</b>	<b>Grava (pulg)</b>
1 (superior)	0.3	1,6 A 3	1/15 - 1/8
2	0.3	3 A 6	1/8 - 1/4
3	0.2	6 A 13	1/4 - 1/2
4	0.2	13 A 19	1/2 - 3/4
5 (soporte)	0.2	19 - 25	3/4 - 1"
<b>TOTAL</b>	1.2		

**Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado****Separación de colectores laterales**

Detalle	Unidad	Resultado	Condición
Tasa de lavado	m/h	4	-
Caudal de lavado (QL)	m <sup>3</sup> /s	0.0066	-

**Diámetro y número de orificios**

Detalle	Unidad	Resultado	Condición
Caudal de lavado por lateral (q)	L/S	1.66	-
Número de unidades	UND	4	-
Diámetro de orificio 1/2 " (D)	pulg	0.5	-
Área de orificio	m <sup>2</sup>	0.000127	-
Área del lecho	m <sup>2</sup>	6	-
<b>Ro</b>	UND	0.0015	Valor asumido
Numero de orificios (n)	UND	71.04	-

<b>n por lateral</b>	UND	17.76	-	
<b>Área y diámetro por lateral</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Diámetro del lateral (D)</b>	pulg	2.12	-	
<b>Separación de colectores</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>S1</b>	m	0.75	-	
<b>S2</b>	m	0.375	-	
<b>Diámetro colector principal</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Diámetro (D)</b>	pulg	3	-	
<b>Área colector (AC)</b>	m <sup>2</sup>	0.0045	-	
<b>Velocidad</b>	m/s	0.365	-	
<b>Perdida de carga de lavado</b>				
<b>Perdida en el lecho filtrante sucio</b>				
<b>Capas</b>	<b>L (m)</b>	<b>Grava (pulg)</b>	<b>To Min (cm)</b>	<b>Hmf Lav (m)</b>
<b>1 (superior)</b>	30	1/15 - 1/8	0.1693	0.0707
<b>2</b>	30	1/8 - 1/4	0.3175	0.0201
<b>3</b>	20	1/4 - 1/2	0.635	0.0033
<b>4</b>	20	1/2 - 3/4	1.27	0.0008
<b>5 (soporte)</b>	20	3/4 - 1"	1.905	0.0004
<b>TOTAL</b>	1.2			0.0953
<b>Perdida por descarga de los orificios en el lateral</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Qo</b>	m <sup>3</sup> /s	0.000094	-	
<b>Área orificios (Ao)</b>	m <sup>2</sup>	0.000127	-	
<b>Velocidad (v)</b>	m/s	0.6377	-	
<b>Perdida orificios (h orif)</b>	m	0.0311	-	
<b>Perdida en el lateral</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	2.8	-	
<b>Diámetro para 2" (D)</b>	m	0.0538	-	
<b>Numero de laterales (NL)</b>	UND	4	-	
<b>Área del lateral (AL)</b>	m <sup>2</sup>	0.0023	-	
<b>Velocidad (VL)</b>	m <sup>2</sup>	6	-	
<b>Perdida en el lateral (hL)</b>	m	0.0083	-	
<b>Perdida por descarga de los laterales en el principal</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Velocidad de lavador por lateral (VL)</b>	m/s	0.7309	-	
<b>Velocidad de descarga (V)</b>	m/s	0.6841	-	
<b>Perdida pr descarga (h plat)</b>	m	0.0357	-	
<b>Pérdida total lateral</b>	m	0.044	-	

<b>Perdida de carga en la tubería principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Longitud del tubo (L)	m	2	-
Diámetro para 3" (D)	m	0.0762	-
Área	m <sup>2</sup>	0.0046	-
Velocidad lavado principal (VLP)	m/s	1.461	-
Perdida de carga en principal (hp)	m	0.01667	-

<b>Perdidas en la unidad durante la operación normal</b>			
<b>Perdida en lecho filtrante limpio (se adopta este lecho filtrante)</b>			
<b>Vf</b>		<b>0.588</b>	<b>0.01092</b>
<b>Capas</b>	<b>L(cm)</b>	<b>do(cm)</b>	<b>hmf</b>
1	30	0.1693	0.00694918
2	30	0.3175	0.001975877
3	30	0.635	0.000493969
4	30	1.27	0.000123492
5	30	1.905	5.49E-05
<b>TOTAL</b>			<b>0.009597405</b>

<b>Perdida por descarga de los orificios en el lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Caudal de filtración por orificio	m <sup>3</sup> /s	0.0000137	-
Área orificios (Ao)	m <sup>2</sup>	0.000127	-
Velocidad (v)	m/s	0.09375	-
Perdida por descarga de los orificios (h orif)	m	0.0071	-

<b>Perdida en el lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Longitud del tubo (L)	m	2.8	-
Diámetro para 2" (D)	m	0.0538	-
Numero de laterales (NL)	UND	4	-
Área	m <sup>2</sup>	0.00228	-
Velocidad (VL)	m/s	0.1074	-
Perdida en el lateral (hL)	m	0.0001783	-

<b>Perdida por descarga de los laterales en el principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Velocidad de filtración por lateral (VL)	m/s	0.1074	-
Velocidad (V)	m/s	0.1005	-
Perdida por descarga en los laterales (h plat)	m	0.0007732	-

<b>Perdida en la tubería principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
Longitud del tubo (L)	m	2	-

<b>Diámetro para 3" (D)</b>	m	0.0762	-
<b>Área</b>	m <sup>2</sup>	0.0046	-
<b>Velocidad filtración principal (V<sub>fp</sub>)</b>	m/s	0.21489	-
<b>Perdida en la tubería principal</b>	m	0.0003603	-

Conforme a estos resultados, fue posible realizar los planos del filtro grueso ascendente, los cuales se pueden observar en el apéndice M.

#### 4.3.3 Fase 3: Filtro lento de arena.

**Tabla 68.** Resultados de los cálculos de los elementos del filtro lento de arena.

<b>Filtro Lento de Arena</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Dimensionamiento cámara de filtración</b>			
<b>Caudal de diseño</b>	L/S	0.98	-
<b>Área de filtración</b>	m <sup>2</sup>	6	-
<b>Caudal por modulo</b>	L/S	0.3266	-
<b>Velocidad de filtración</b>	m/h	0.196	Debe estar entre 0,15-0,3
<b>Canal de distribución</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Ancho (b)</b>	m	0.6	-
<b>Caudal (Q)</b>	m <sup>3</sup> /s	0.00098	-
<b>Tirante (Yc)</b>	m	0.35	Valor adoptado ya que el calculado da muy bajo
<b>Vertedero triangular</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Coefficiente típico (K)</b>	UND	1.417	-
<b>Carga sobre el vertedero (H)</b>	m	0.03508	-
<b>Lecho filtrante y de soporte</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Profundidad del lecho</b>	m	1.05	-
<b>Capas</b>	<b>L (cm)</b>	<b>Tamaño (mm)</b>	<b>Tamaño mínimo (cm)</b>
<b>Arena fina Cu= 2 - 4 D10 0,35-0,55 mm</b>	80	0,35 - 0,55	0.035

<b>Filtro Lento de Arena</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Arena gruesa Du= 1 - 1,5mm</b>	5	1 - 1,5	1
<b>Grava de soporte</b>	20	12.7	1.27
<b>Total, m</b>	1.05		-
<b>Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado</b>			
<b>Separación de colectores laterales</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Número de unidades</b>	UND	4	-
<b>Velocidad de filtración</b>	m/h	0.17	-
<b>Caudal por unidad (Qf)</b>	L/S	0.08166	-
<b>Diámetro y numero de orificios</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Ro</b>	UND	0.0015	-
<b>Área del lecho</b>	m <sup>2</sup>	6	-
<b>Área de orificios</b>	m <sup>2</sup>	0.0001979	-
<b>Numero de orificios (n)</b>	UND	45.48	-
<b>Numero de orificios por lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>n lateral</b>	UND	12	-
<b>Área y diámetro del colector lateral</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Diámetro de orificio colector (D)</b>	m	0.625	-
<b>Diámetro tubería lateral</b>	pulg	2	-
<b>Chequeo velocidad de filtración en la tubería</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Área colector</b>	m <sup>2</sup>	0.00203	-
<b>Velocidad de filtración (V)</b>	m/s	0.04	-
<b>Diámetro tubería lateral final</b>	pulg	4	Adoptado en base a un estudio realizado, con el fin de tener parámetros similares
<b>Separación de colectores</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>S1</b>	m	0.75	-
<b>S2</b>	m	0.375	-
<b>Diámetro colector principal</b>			
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>
<b>Área colector</b>	m <sup>2</sup>	0.008	-
<b>Velocidad (V)</b>	m/s	0.03	Debe ser menor a 0,5
<b>Perdidas en la unidad durante la operación normal</b>			

<b>Filtro Lento de Arena</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Perdidas en el lecho filtrante sucio</b>				
<b>Capas</b>	<b>Longitud (cm)</b>	<b>Tamaño (mm)</b>	<b>T. Mínimo (cm)</b>	<b>Hmf (cm)</b>
<b>Arena fina <math>C_u = 2 - 4</math> mm</b>	80	0.35 - 0.55	0.045	15.01
<b>Arena gruesa <math>C_u = 1 - 1.5</math> mm</b>	5	1 - 1.5 mm	0.125	0.12
<b>Grava de soporte 2 - 9 mm</b>	5	2 - 9 mm	0.5	0.01
<b>Grava de soporte 9 - 10 mm</b>	15	9 - 10 mm	0.95	0.01
<b>L suma</b>	1.05 m		<b>Hmf total, m</b>	0.151
<b>Se considera una pérdida máxima en el lecho de 0.151m</b>				
<b>Perdidas por descarga de los orificios en el lateral</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Caudal filtración por orificio (Qfo)</b>	m <sup>3</sup> /s	0.0000068	-	
<b>Área de orificios</b>	m <sup>2</sup>	0.0001979	-	
<b>Velocidad (V)</b>	m/s	0.02912	-	
<b>Pérdida por descarga de los orificios (h orif)</b>	m	0.0000649	-	
<b>Pérdida en el lateral</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	1.7	-	
<b>Diámetro para 2 " (D)</b>	m	0.0535	-	
<b>Numero de laterales</b>	UND	4	-	
<b>Área del lateral</b>	m <sup>2</sup>	0.00203	-	
<b>Velocidad (V)</b>	m/s	0.04	-	
<b>Pérdida en el lateral (hl)</b>	m	0.000015	-	
<b>Pérdida por descarga de los laterales en el principal</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Velocidad de filtración por lateral (VL)</b>	m/s	0.04	-	
<b>Velocidad (V)</b>	m/s	0.037	-	
<b>Pérdida por descarga de los laterales (hplat)</b>	m	0.000103	-	
<b>Área del lateral</b>	m <sup>2</sup>	0.00203	-	
<b>Velocidad (V)</b>	m/s	0.04	-	
<b>Pérdida en el lateral (hl)</b>	m	0.000015	-	
<b>Pérdida total lateral</b>	m	0.00018	-	
<b>Pérdida de carga en la tubería principal</b>				
<b>Detalle</b>	<b>Unidad</b>	<b>Resultado</b>	<b>Condición</b>	
<b>Longitud del tubo (L)</b>	m	2.7	-	
<b>Diámetro para 4 " (D)</b>	m	0.1016	-	
<b>Área del principal (Ap)</b>	m <sup>2</sup>	0.008	-	
<b>Velocidad filtración principal (Vfp)</b>	m/s	0.04029	-	
<b>Pérdida en el principal (hp)</b>	m	0.000013	-	

Conforme a estos resultados, fue posible realizar los planos del filtro grueso ascendente, los cuales se pueden observar en el apéndice N.

#### 4.3.4 Fase 4: Cloración.

**Tabla 69.** Resultados del diseño de la canaleta Parshall.

Detalle		Resultado	Cloración. Unidad	Condición	Cumple/ No cumple			
Dosificación de cloro liquido		130	g/L	-	-			
Preparación de disolución		2	%	-	-			
Dosis de cloro		1.50	mg/L					
Gasto de penclorito (Gpc)		254	$\frac{gCl_2}{d}$	-	-			
		1.95	L/día	-	-			
Caudal de la bomba dosificadora (Qbd)		11.57	ml/s	-	-			
<b>Diseño de la Canaleta Parshall</b>								
Ancho de garganta (W)		5.10	cm	-	-			
<b>Dimensiones típicas</b>								
A (cm)	B(cm)	C(cm)	D(cm)	E(cm)	F(cm)	G(cm)	K(cm)	N(cm)
41.4	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3
H0		0.1067	m	-	-			
Ancho del canal (D')		0.16	m	-	-			
Velocidad en la sección de H0 (V0)		0.115	m/s	-	-			
Caudal específico en la garganta de la canaleta (q)		0.038	m <sup>3</sup> /s	-	-			
Carga hidráulica disponible en la garganta (E0)		0.150	m	-	-			
Velocidad en la sección de la garganta H2 (V2)		1.403	m/s	-	-			
Altura de agua en la sección de la garganta (H2)		0.03	m	-	-			
Sumergencia en la canaleta Parshall (S)		25.7	%	S<Smax (50%) canaleta parshall con descarga libre.	Cumple con una descarga libre.			
		25.7<50%		S>Smax(50%) canaleta Parshall con descarga ahogada.				

Detalle	Resultado	Cloración.		Condición	Cumple/ No cumple
		Unidad			
Numero de Froude (F2)	2.71	-		F2>2	Cumple
Altura de agua en el resalto (H3)	0.092	m		-	-
Velocidad en el resalto (V3)	8.224	m/s		-	-
Altura de agua en la sección de salida (H4)	0.071	m		-	-
Velocidad en la sección de salida (V4)	0.204	m/s		-	-
Perdida de carga en el resalto (hp)	0.037	m		-	-
Tiempo de mezcla en el resalto (T)	0.060	s		-	-
Gradiente de velocidad (G)	2135.075	s <sup>-1</sup>		G>1000	Cumple

Conforme a estos resultados, se decidió aplicar 1.50 mg/L de penclorito en solución al 2%, esto mediante la ubicación de una canaleta parshall ubicada al final de la planta de tratamiento FiME, ya que con ello se pretende mantener las concentraciones de cloro residual y así entregar un agua libre de microorganismos patógenos a la comunidad el Tabor.

Así mismo, se puede decir que el gradiente de velocidad al ser mayor de 1000, se produce la suficiente turbulencia, como para que se realice una mezcla rápida instantánea por lo que podemos decir que el mecanismo de floculación que se realiza es de absorción, es decir automático y la mezcla se produce inmediatamente.

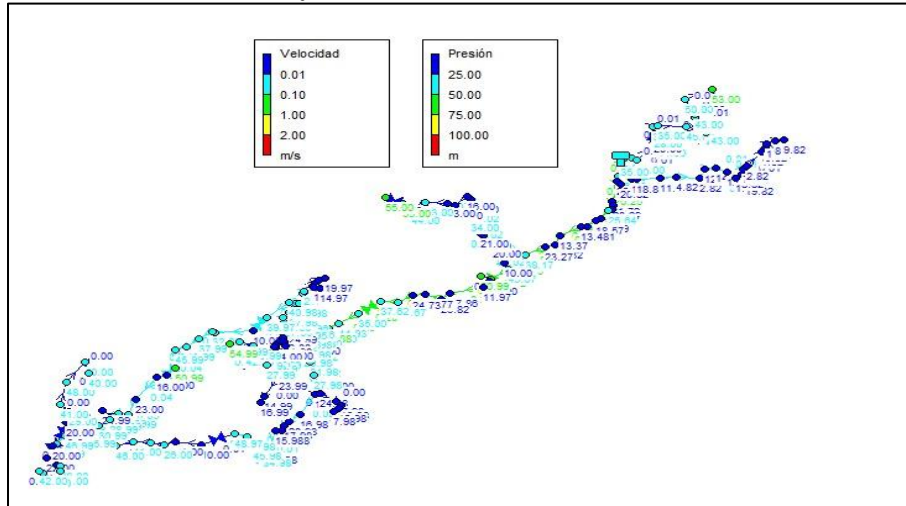
Así pues, en el apéndice O se puede observar el esquema de la canaleta Parshall.

#### **4.4 Resultados de la modelación de la red de distribución de agua potable mediante el software EPANET**

A partir del levantamiento de la red de distribución mediante el GPS y abscisado propuesto en el numeral 3.4, se generó un modelo en el software EPANET con el fin de simular el

funcionamiento de la red de distribución con las características atribuidas a tramos de tubería y nodos de consumo.

**Figura 15.** Red de distribución en software EPANET.



La aplicación de las ecuaciones indicadas en el numeral 3.4 arrojaron como resultado diámetros teóricos entre los 12 y los 35 mm a partir de los cuales se seleccionaron diámetros comerciales, así mismo se obtuvieron velocidades entre los 0,65 y 1 (m/s).

Ahora bien, ejecutada la simulación se procedió a verificar el cumplimiento de presiones y caudales tramo por tramo, en algunos puntos se encontraron presiones negativas o que superan el valor permisible establecido por la normativa vigente, para esos casos se insertaron válvulas de regulación con el fin de corregir las presiones, finalmente se generó un cuadro de información de los nudos con un indicativo de las presiones.

Conforme a los resultados arrojados en el trazado realizado con el GPS, fue posible conocer el perfil topográfico de la red distribución desde la línea principal hasta de sus ramales, así mismo fue posible ubicar las válvulas de purgas y ventosas en los puntos bajos y altos respectivamente.

En el apéndice P se puede observar cada uno de los perfiles y en el apéndice Q el levantamiento de cada uno de los ramales, así como de la línea principal de la red de distribución.

## 6. Conclusiones

Al evaluar la oferta hídrica de la zona de estudio se puede concluir que la zona de estudio cumple con la capacidad hídrica requerida para construir un sistema de acueducto, los porcentajes de estabilidad hídrica mes a mes superan el 50% a excepción del mes de noviembre donde hay un desfase negativo de -4,3%, sin embargo, a nivel general los resultados obtenidos demuestran que es viable establecer la zona de aducción en la quebrada Hoyo frío.

Para el diseño de cada uno de los elementos que conforman el acueducto, se aplicaron los criterios y recomendaciones estipuladas en la RAS 2017 y RAS 2000. Conforme a los resultados obtenidos se concluye que el diseño final del acueducto cumple con los requisitos mínimos planteados en el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico.

Se espera que el sistema FiME diseñado a partir de las condiciones del agua en la zona de abastecimiento logre el objetivo de mejorar la calidad del agua potable con valores de turbiedad aparente y color dentro del rango permisible.

La modelación de la red de distribución en el software EPANET permitió conocer que debido a la disposición del terreno se lograrían presiones y caudales óptimos, sin implementar un sistema de bombeo, ya que por medio de la gravedad el recurso hídrico llegaría de forma óptima desde el tanque de almacenamiento hasta la planta de tratamiento por múltiples etapas.

Finalmente, fue posible evidenciar el diseño del sistema de acueducto y sus componentes, teniendo como resultado el conjunto de planos, cálculos y recomendaciones técnicas, además del sistema de tratamiento muy necesario según los resultados del laboratorio, se espera que con la

posible aplicación futura del proyecto la vereda pueda gozar de un abastecimiento de agua continuo y con condiciones de saneamiento adecuadas.

### **7. Recomendaciones**

Si el proyecto se decide aplicar pasado un tiempo considerable se recomienda realizar un nuevo aforo de la quebrada para obtener resultados más precisos teniendo en cuenta el calentamiento global.

Una vez construidas todas las estructuras que conforman el acueducto, se debe realizar una limpieza general de las mismas con el fin de eliminar cualquier partícula de polvo o residuo de construcción que pueda significar un peligro de contaminación en el agua.

Se sugiere realizar una correcta capacitación para el uso y mantenimiento de la tecnología FiME ya que según estudios realizados por el CINARA de esto depende en gran parte el buen funcionamiento en su aplicación. Así mismo Se recomienda realizar la cloración en la planta de tratamiento para asegurar la eliminación completa de microorganismos y así mismo cumplir con los requisitos de la Resolución 2115 para el cloro residual.

### Referencias

- [1] Gobernación de Santander. (2016). Plan de Desarrollo Departamental. Pag 79. <http://santandercompetitivo.org/media/295dc85ef644530459e15957cf7e33680847317e.pdf>
- [2] Ballesteros Navas, M.A., y Delgado Suarez, E.H. (2009). Diseño del Acueducto para la Vereda Rayitos de Palo Negro [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Industrial de Santander. Repositorio Institucional Universidad Industrial de Santander. [https://uids-primo.hosted.exlibrisgroup.com/primo-explore/fulldisplay?docid=uids\\_bucaramanga151426&context=L&vid=UIDS&lang=es\\_CO&search\\_scope=uids\\_completo&adaptor=Local%20Search%20Engine&tab=uids\\_tab&query=any,contains,Dise%C3%B1o%20del%20Acueducto%20para%20la%20Vereda%20Rayitos%20de%20Palo%20Negro%20&mode=Basic](https://uids-primo.hosted.exlibrisgroup.com/primo-explore/fulldisplay?docid=uids_bucaramanga151426&context=L&vid=UIDS&lang=es_CO&search_scope=uids_completo&adaptor=Local%20Search%20Engine&tab=uids_tab&query=any,contains,Dise%C3%B1o%20del%20Acueducto%20para%20la%20Vereda%20Rayitos%20de%20Palo%20Negro%20&mode=Basic)
- [3] Morales Ruiz, J.M. (2018). Evaluación y Rediseño Hidráulico de la red de Distribución del Acueducto Veredal de Guavatá Santander [Trabajo de grado, Facultad Tecnológica]. Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Repositorio Institucional Universidad Distrital Francisco José de Caldas. <https://repository.udistrital.edu.co/handle/11349/13502>
- [4] Departamento Nacional De Planeación (DNP). (2015). Gestión del Sector de Planeación Nacional. <https://colaboracion.dnp.gov.co/CDT/DNP/Informe%20de%20Gesti%C3%B3n%202015.pdf?>
- [5] Alcaldía de San Gil. (2020). Municipio de San Gil. <https://www.sangil.gov.co/>.
- [6] Organización Mundial de la Salud (OMS). (2019,14 de junio). Agua. <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/drinking-water>

- [7] Ballesteros Pedroza, D.E., y Estrada Quintero, D.A. (2016). Diseño del Sistema de Acueducto de la Vereda el Limón del Municipio de Ocaña [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña. Repositorio Institucional Universidad Francisco de Paula Santander. <http://repositorio.ufpso.edu.co/handle/123456789/958?mode=full>.
- [8] Cueto Guevara, J.C. (2018). Propuesta de diseño del sistema de Acueducto Convencional Para la Fundación Oasis de Amor y Paz, en el Municipio de Ocaña, Norte de Santander [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña. Repositorio Institucional Universidad Francisco de Paula Santander. <http://repositorio.ufpso.edu.co/xmlui/handle/123456789/1094>
- [9] Gutiérrez Bonilla, E. (2019). Diagnóstico, Estudios y Diseños del Acueducto Veredal San Miguel-Pacho, Cundinamarca [Trabajo de grado, Ingeniería Sanitaria]. Universidad Distrital Francisco José de Caldas. Repositorio Institucional Universidad Distrital Francisco José de Caldas. <https://repository.udistrital.edu.co/handle/11349/15530>
- [10] Velasco Sarria, A. (2016). Diseño de Acueducto para la Vereda la Mina Ubicada en la Zona Rural del Municipio de Miranda Cauca [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Militar Nueva Granada. Repositorio Institucional Universidad Militar Nueva Granada. <https://repository.unimilitar.edu.co/handle/10654/16811?show=full>.
- [11] Granados Segua, D.F., y Fernández López, Y.J. (2018). Propuesta de Diseño de un Acueducto en la Vereda Monquirá (Sogamoso Boyacá) [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad la Gran Colombia. Repositorio Institucional Universidad la Gran Colombia. [https://repository.ugc.edu.co/bitstream/handle/11396/5321/Propuesta\\_dise%C3%B1o\\_acueducto\\_Moniquira.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repository.ugc.edu.co/bitstream/handle/11396/5321/Propuesta_dise%C3%B1o_acueducto_Moniquira.pdf?sequence=1&isAllowed=y).

- [12] Soto del Río, M.C. (2012). Metodología para Diseñar un Sistema de Acueducto con Bajas Poblaciones. Caso de Estudio Corregimiento las Palmas [Tesis de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Tecnológica de Bolívar. Repositorio Institucional Universidad Tecnológica de Bolívar. <https://repositorio.utb.edu.co/handle/20.500.12585/2283>
- [13] Prada Prada, C., y Chaparro Lancheros, F., y Silva Ramirez, L.E. (2007). Estudio de Prefactibilidad para la Construcción de un Acueducto Veredal en Aratoca Santander [ Trabajo de grado, Ingeniería Fisicomecánica]. Universidad Industrial de Santander. Repositorio de la Universidad Industrial de Santander. [https://uids-primo.hosted.exlibrisgroup.com/primo-explore/fulldisplay?docid=uids\\_bucaramanga143993&context=L&vid=UIDS&lang=es\\_CO&search\\_scope=uids\\_completo&adaptor=Local%20Search%20Engine&tab=uids\\_tab&query=any,contains,Estudio%20de%20Prefactibilidad%20para%20la%20Construcci%C3%B3n%20de%20un%20Acueducto%20Veredal%20en%20Aratoca%20Santander&mode=Basic](https://uids-primo.hosted.exlibrisgroup.com/primo-explore/fulldisplay?docid=uids_bucaramanga143993&context=L&vid=UIDS&lang=es_CO&search_scope=uids_completo&adaptor=Local%20Search%20Engine&tab=uids_tab&query=any,contains,Estudio%20de%20Prefactibilidad%20para%20la%20Construcci%C3%B3n%20de%20un%20Acueducto%20Veredal%20en%20Aratoca%20Santander&mode=Basic)
- [14] Rojas Silva, H. (2008). Diseño de Acueducto para la Vereda el Tabor para 43 Viviendas, San Gil, Santander.
- [15] Alcaldía Municipal de San Gil. (2003). Plan Básico de Ordenamiento Territorial San Gil Santander. <https://repositoriocdim.esap.edu.co/bitstream/handle/123456789/11618/7409-1.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- [16] Ministerio de Trabajo. (s.f.). Red Hidrografica del Departamento de Santander. <https://app2.mintrabajo.gov.co/siriti/info/fichas-tecnicas/Santander.pdf>
- [17] Instituto Geografico Agustín Codazzi. (2002). Geoportal IGAC. Sitio web. <https://geoportal.igac.gov.co/>.

- [18] Robles Toquica, C.M. (2014). Analisis de la Metodología de Diseño del Acueducto de San Gil (Santander) para Soportar el Cambio Climatico Proyectado a 2071-2100 [Trabajo de grado, Ingeniería Civil]. Universidad Militar Nueva Granada. Repositorio Institucional de la Universidad Militar Nueva Granada. <https://repository.unimilitar.edu.co/bitstream/handle/10654/12130/doc%20final.pdf?sequence=1>.
- [19] Clima de San Gil. (s.f.) Consultado el 10 de febrero de 2021. Sitio Web. <https://es.climate-data.org/america-del-sur/colombia/santander/san-gil-27785/>.
- [20] Díaz Suescún, L.L., y Alarcon Africano, J.G. (2018). Estudio Hidrológico y Balance Hídrico para Determinar la Oferta y la Demanda de Agua de la Cuenca de la Quebrada Niscota para un Acueducto Interveredal en Nuchía, Casanare [Tesis de maestría, Especialización en Recursos Hídricos]. Universidad Católica de Colombia. Repositorio Institucional Universidad Católica de Colombia. <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/15989/1/Proyecto%20Final.pdf>
- [21] Métodos para el Cálculo de la Precipitación Media en una Cuenca. (2021). Sitio Web. <http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/metodos-para-el-calculo-de-la-precipitacion-media-en-una-cuenca/>.
- [22] Cambio Climático y Meteorología Profesional. (2017). Sitio Web. <https://blog.meteoclim.com/terminos-peculiares-meteorologia-iv#:~:text=Isoterma,zona%20determinada%20del%20espacio%20terrestre>.
- [23] El déficit Hídrico. (13 Enero 2020). Sitio Web. <https://twenergy.com/ecologia-y-reciclaje/como-ahorrar-agua/el-deficit-hidrico-1392/>.

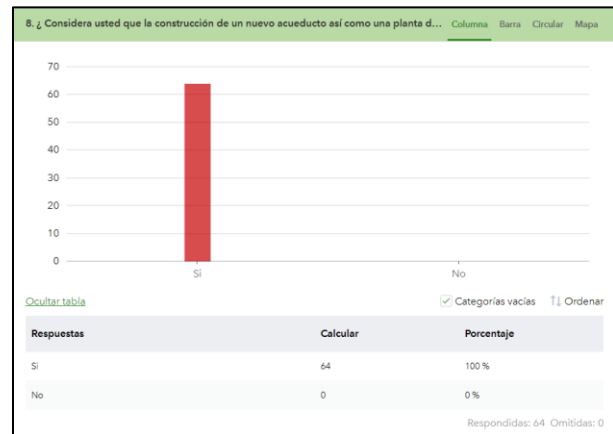
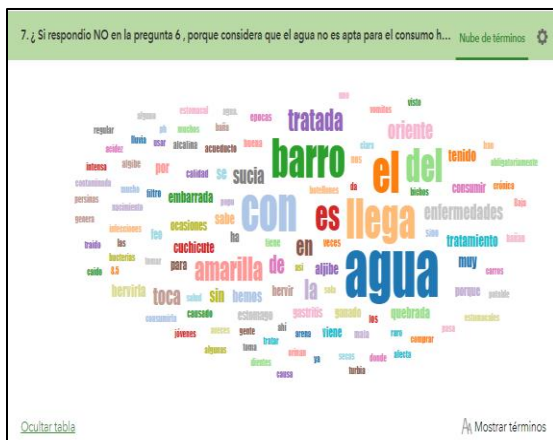
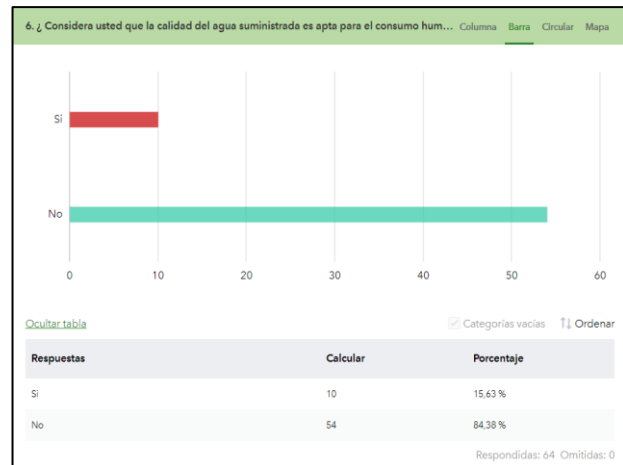
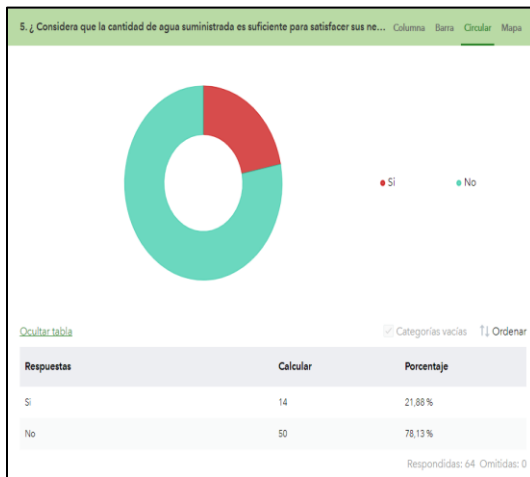
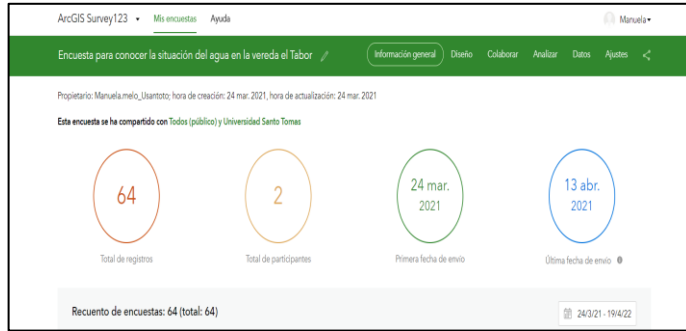
- [24] Maza Álvarez, J.A., y García Flores, M. (s.f.). Estabilidad de Cauces Capítulo 12. Manual de Ingeniería de Ríos. (1-124).  
[http://eias.utalca.cl/isi/publicaciones/unam/estabilidad\\_de%20causes.pdf](http://eias.utalca.cl/isi/publicaciones/unam/estabilidad_de%20causes.pdf)
- [25] Precipitación Media Anual. (s.f.). Consultado el 25 de enero de 2021. Sitio web.  
[https://www.ign.es/espmmap/mapas\\_clima\\_bach/pdf/Clima\\_Mapas\\_05texto.pdf](https://www.ign.es/espmmap/mapas_clima_bach/pdf/Clima_Mapas_05texto.pdf)
- [26] Corporación Autónoma Regional de Nariño. (s.f.). Plan de Ordenamiento del Recurso Hídrico, Miraflores. <https://corponarino.gov.co/expedientes/descontaminacion/porhmirafloresp3.pdf>.
- [27] López Cualla, R.A. (1995). Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Centro editorial, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- [28] Galvis Castaño, G., & Latorre Montero, J. (1999). Filtración en múltiples etapas , tecnología innovativa para el tratamiento de agua. Universidad del Valle.
- [29] Felices Rocha, A. (s.f.). Hidraulica de Tuberias y Canales.  
<https://luisalderonf.files.wordpress.com/2012/01/hidraulica-de-tuberias-y-canales.pdf>
- [30] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, «Resolución 0330,» 08 Junio 2017. [En línea]. Available: <https://www.minvivienda.gov.co/sites/default/files/documentos/0330-2017.pdf>.
- [31] Diseño y Simulación de Redes de Distribución de Agua con EPANET. (s.f.). Consultado en marzo del 2021. Sitio web. <https://www.ididactia.com/course/disen-y-simulacion-de-redes-de-distribucion-de-agua-con-epanet-citop-and/>.
- [32] Que es ArcMap. (s.f.). Consultado en marzo de 2021. Sitio web.  
<https://desktop.arcgis.com/es/arcmap/10.3/main/map/what-is-arcmap-.htm#:~:text=ArcMap%20es%20el%20lugar%20donde,crear%20y%20editar%20los%20dataset..>

- [33] Jurado España, J. F. (2010, febrero). Mejoramiento planta de tratamiento de agua potable (FIME). Municipio del Peñol.
- [34] Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO). (2006). Evaluación de los Recursos Hídricos. Elaboración del Balance Hídrico Integrado por Cuencas Hidrográficas.  
[http://www.unesco.org/new/fileadmin/MULTIMEDIA/FIELD/Montevideo/pdf/PHI\\_Report\\_Evaluacion\\_de\\_los\\_Recursos\\_Hidricos.pdf](http://www.unesco.org/new/fileadmin/MULTIMEDIA/FIELD/Montevideo/pdf/PHI_Report_Evaluacion_de_los_Recursos_Hidricos.pdf)
- [35] Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). (2021). Consulta y Descarga de Datos Hidrometeorológicos. Sitio web.  
<http://dhime.ideam.gov.co/atencionciudadano/>.
- [36] Corantioquia. (2011). Manual Piraguero, Medición del Caudal. Programa integral red de agua. Recuperado de: [https://www.piraguacorantioquia.com.co/wp-content/uploads/2016/11/3.Manual\\_Medición\\_de\\_Caudal.pdf](https://www.piraguacorantioquia.com.co/wp-content/uploads/2016/11/3.Manual_Medición_de_Caudal.pdf)
- [37] Perez, Luis.(s,f). *Gestion de agua y saneamiento sostenible*. Recuperado de: <https://sswm.info/es/gass-perspective-es/tecnologias-de-agua-y-saneamiento/tecnologias-de-abastecimiento-de-agua/tanque-de-almacenamiento>
- [38] Folleto informativo. (s.f). Waterboards. Recuperado de: [https://www.waterboards.ca.gov/water\\_issues/programs/swamp/docs/cwt/guidance/3140sp.pdf](https://www.waterboards.ca.gov/water_issues/programs/swamp/docs/cwt/guidance/3140sp.pdf)
- [39] Empresas públicas de Medellín. (2017). Norma de construcción para la instalación de válvula ventosa en la red de conducción y distribución de acueducto. Recuperado de: [https://www.epm.com.co/site/Portals/2/Documentos/Aguas/NC\\_AS\\_IL01\\_12\\_Instalacion\\_de\\_valvula\\_ventosa.pdf?ver=2018-02-23-160135-187](https://www.epm.com.co/site/Portals/2/Documentos/Aguas/NC_AS_IL01_12_Instalacion_de_valvula_ventosa.pdf?ver=2018-02-23-160135-187)

- [40] Potabilización del Agua. (2020). Consultado el 2 de marzo de 2021. Sitio web. <https://www.accion.com/es/tratamiento-de-agua/potabilizacion/>.
- [41] Romero Rojas, J.A. (s.f.). Potabilización del Agua (3ra edición). Centro Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- [42] Cloración en Tratamientos de Aguas. (17 abril 2018). Sitio web. <https://www.tecpa.es/cloracion-tratamiento-aguas/>.
- [43] Corporación Autónoma Regional de Santander. (2021). Quienes Somos. <http://cas.gov.co/index.php>.
- [44] Empresas públicas de Medellín E.S.P. (2013). Normas de diseño de sistemas de acueducto de las empresas publicas de Medellín E.S.P. Recuperado de: [https://www.epm.com.co/site/Portals/0/centro\\_de\\_documentos/normatividad\\_y\\_legislacion/agua/Norma\\_Disenio\\_Acueducto\\_2013.pdf](https://www.epm.com.co/site/Portals/0/centro_de_documentos/normatividad_y_legislacion/agua/Norma_Disenio_Acueducto_2013.pdf)
- [45] Organización panamericana de la salud. (2005). Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Recuperado de: [https://sswm.info/sites/default/files/reference\\_attachments/OPS%202005b.%20Guía%20desarena dores%20y%20sedimentadores.pdf](https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005b.%20Guía%20desarena dores%20y%20sedimentadores.pdf)
- [46] A, Flinn., R, Weston., & C, Bogert. (1952). Abastecimiento de aguas. Editorial labor. <https://www.iberlibro.com/buscar-libro/titulo/abastecimiento-de-aguas/autor/a-d-flinn-r-s-weston-c-l-bogert/>
- [47] Guillermo Acosta Alvarez, J. M. de Azevedo Netto. (1976). Manual de Hidráulica.

Apéndices

Apéndice A. Respuestas de la Aplicación de la Encuesta a los Habitantes.

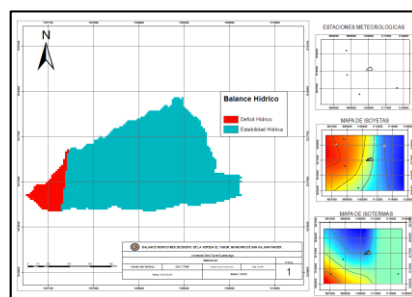
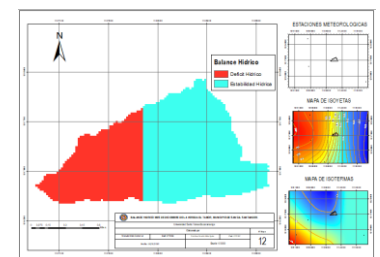
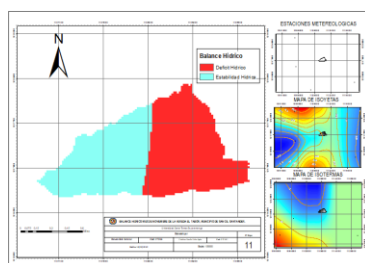
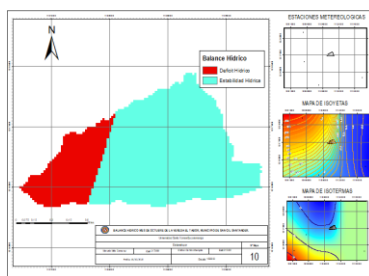
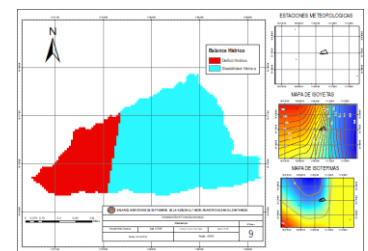
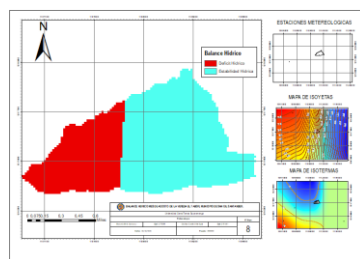
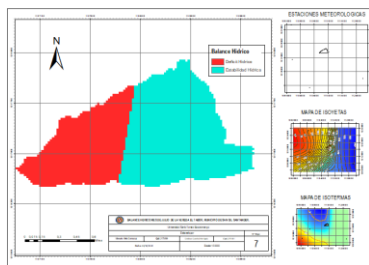
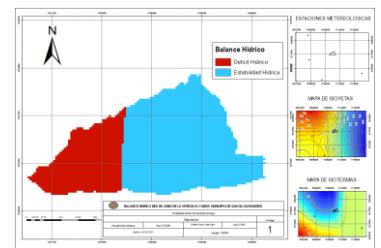
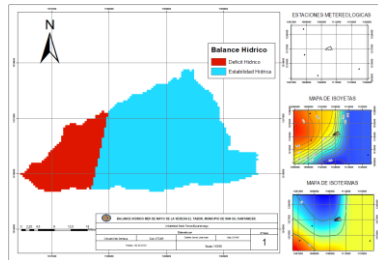
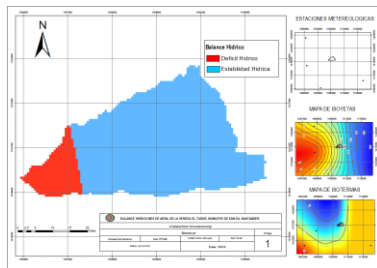
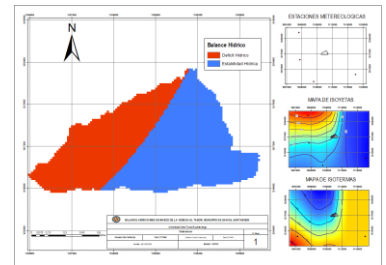
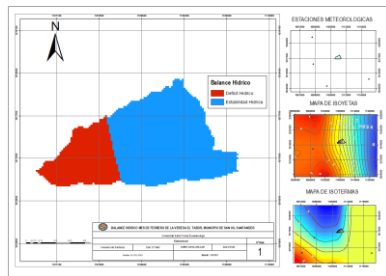
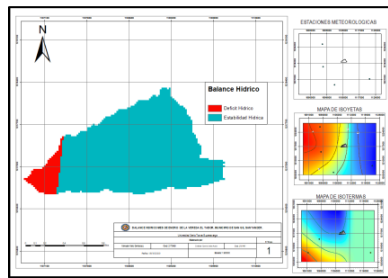


**Apéndice B. Levantamiento de la conducción.**

Puntos	Absisa	Cota Terren	Puntos	Absisa	Cota Terren	Puntos	Absisa	Cota Terren	Puntos	Absisa	Cota Terreno	Puntos	Absisa	Cota Terren	Puntos	Absisa	Cota Terren
Salida Desarenador	K0+000	1600	CD33	K0+920	1595	CD79	K1+840	1530	CD125	K2+760	1500	CD171	K3+680	1493	CD217	K4+600	1477
LDT1	K0+020	1598	CD34	K0+940	1594	CD80	K1+860	1527	CD126	K2+780	1499	CD172	K3+700	1494	CD218	K4+620	1476
LDT2	K0+040	1596	CD35	K0+960	1594	CD81	K1+880	1522	CD127	K2+800	1499	CD173	K3+720	1495	CD219	K4+640	1475
LDT3	K0+060	1594	CD36	K0+980	1592	CD82	K1+900	1520	CD128	K2+820	1498	CD174	K3+740	1494	CD220	K4+660	1474
LDT4	K0+080	1594	CD37	K1+000	1589	CD83	K1+920	1521	CD129	K2+840	1496	CD175	K3+760	1495	CD221	K4+680	1474
LDT5	K0+100	1593	CD38	K1+020	1586	CD84	K1+940	1516	CD130	K2+860	1497	CD176	K3+780	1495	CD222	K4+700	1474
LDT6	K0+120	1593	CD39	K1+040	1585	CD85	K1+960	1518	CD131	K2+880	1497	CD177	K3+800	1494	CD223	K4+720	1473
LDT7	K0+140	1592	CD40	K1+060	1584	CD86	K1+980	1517	CD132	K2+900	1498	CD178	K3+820	1493	CD224	K4+740	1472
LDT8	K0+160	1592	CD41	K1+080	1586	CD87	K2+000	1520	CD133	K2+920	1497	CD179	K3+840	1494	CD225	K4+760	1472
LDT9	K0+180	1591	CD42	K1+100	1585	CD88	K2+020	1517	CD134	K2+940	1496	CD180	K3+860	1493	CD226	K4+780	1471
LDT10	K0+200	1591	CD43	K1+120	1584	CD89	K2+040	1517	CD135	K2+960	1497	CD181	K3+880	1493	CD227	K4+800	1469
LDT11	K0+220	1590	CD44	K1+140	1585	CD90	K2+060	1517	CD136	K2+980	1496	CD182	K3+900	1493	CD228	K4+820	1466
LDT12	K0+240	1590	CD45	K1+160	1586	CD91	K2+080	1512	CD137	K3+000	1497	CD183	K3+920	1493	CD229	K4+840	1466
LDT13	K0+260	1589	CD46	K1+180	1584	CD92	K2+100	1511	CD138	K3+020	1501	CD184	K3+940	1494	CD230	K4+860	1467
LDT14	K0+280	1588	CD47	K1+200	1583	CD93	K2+120	1509	CD139	K3+040	1502	CD185	K3+960	1493	CD231	K4+880	1469
LDT15	K0+300	1588	CD48	K1+220	1583	CD94	K2+140	1503	CD140	K3+060	1503	CD186	K3+980	1492	CD232	K4+900	1468
LDT16	K0+320	1589	CD49	K1+240	1580	CD95	K2+160	1500	CD141	K3+080	1504	CD187	K4+000	1491	CD233	K4+920	1466
LDT17	K0+340	1590	CD50	K1+260	1583	CD96	K2+180	1499	CD142	K3+100	1504	CD188	K4+020	1490	CD234	K4+940	1463
LDT18	K0+360	1591	CD51	K1+280	1580	CD97	K2+200	1501	CD143	K3+120	1506	CD189	K4+040	1488	CD235	K4+960	1465
LDT19	K0+380	1590	CD52	K1+300	1577	CD98	K2+220	1498	CD144	K3+140	1505	CD190	K4+060	1485	CD236	K4+980	1465
LDT20	K0+400	1590	CD53	K1+320	1578	CD99	K2+240	1500	CD145	K3+160	1508	CD191	K4+080	1488	CD237	K5+000	1462
LDT21	K0+420	1590	CD54	K1+340	1574	CD100	K2+260	1495	CD146	K3+180	1510	CD192	K4+100	1486	CD238	K5+020	1466
LDT22	K0+440	1589	CD55	K1+360	1572	CD101	K2+280	1494	CD147	K3+200	1510	CD193	K4+120	1486	CD239	K5+040	1465
LDT23	K0+460	1589	CD56	K1+380	1569	CD102	K2+300	1496	CD148	K3+220	1511	CD194	K4+140	1486	CD240	K5+060	1463
LDT24	K0+480	1588	CD57	K1+400	1567	CD103	K2+320	1498	CD149	K3+240	1510	CD195	K4+160	1485	CD241	K5+080	1464
LDT25	K0+500	1589	CD58	K1+420	1563	CD104	K2+340	1498	CD150	K3+260	1506	CD196	K4+180	1486	LT1	K5+100	1466
LDT26	K0+520	1587	CD59	K1+440	1561	CD105	K2+360	1500	CD151	K3+280	1504	CD197	K4+200	1487	LT2	K5+120	1467
LDT27	K0+540	1588	CD60	K1+460	1561	CD106	K2+380	1498	CD152	K3+300	1504	CD198	K4+220	1488	LT3	K5+140	1472

LDT28	K0+560	1589	CD61	K1+480	1564	CD107	K2+400	1497	CD153	K3+320	1503	CD199	K4+240	1489	LT4	K5+160	1475
LDT29	K0+580	1588	CD62	K1+500	1562	CD108	K2+420	1495	CD154	K3+340	1502	CD200	K4+260	1490	LT5	K5+180	1480
LDT30	K0+600	1587	CD63	K1+520	1558	CD109	K2+440	1493	CD155	K3+360	1502	CD201	K4+280	1490	LT6	K5+200	1486
LDT31	K0+620	1586	CD64	K1+540	1553	CD110	K2+460	1493	CD156	K3+380	1503	CD202	K4+300	1489	LT7	K5+220	1493
CD19	K0+640	1588	CD65	K1+560	1551	CD111	K2+480	1495	CD157	K3+400	1502	CD203	K4+320	1488	LT8	K5+240	1500
CD20	K0+660	1587	CD66	K1+580	1549	CD112	K2+500	1496	CD158	K3+420	1501	CD204	K4+340	1488	LT9	K5+260	1504
CD21	K0+680	1585	CD67	K1+600	1550	CD113	K2+520	1497	CD159	K3+440	1501	CD205	K4+360	1487	LT10	K5+280	1508
CD22	K0+700	1584	CD68	K1+620	1551	CD114	K2+540	1499	CD160	K3+460	1499	CD206	K4+380	1486	LT11	K5+300	1512
CD23	K0+720	1584	CD69	K1+640	1551	CD115	K2+560	1497	CD161	K3+480	1498	CD207	K4+400	1485	LT12	K5+320	1516
CD24	K0+740	1585	CD70	K1+660	1549	CD116	K2+580	1499	CD162	K3+500	1499	CD208	K4+420	1485	LT13	K5+340	1520
CD25	K0+760	1587	CD71	K1+680	1545	CD117	K2+600	1500	CD163	K3+520	1497	CD209	K4+440	1484	LT14	K5+360	1522
CD26	K0+780	1589	CD72	K1+700	1540	CD118	K2+620	1501	CD164	K3+540	1494	CD210	K4+460	1483	LT15	K5+380	1524
CD27	K0+800	1590	CD73	K1+720	1537	CD119	K2+640	1500	CD165	K3+560	1494	CD211	K4+480	1482	LT16	K5+400	1527
CD28	K0+820	1591	CD74	K1+740	1535	CD120	K2+660	1497	CD166	K3+580	1495	CD212	K4+500	1481	LT17	K5+420	1532
CD29	K0+840	1592	CD75	K1+760	1531	CD121	K2+680	1497	CD167	K3+600	1496	CD213	K4+520	1479	LT18	K5+440	1536
CD30	K0+860	1593	CD76	K1+780	1530	CD122	K2+700	1497	CD168	K3+620	1496	CD214	K4+540	1478	LT19	K5+460	1532
CD31	K0+880	1595	CD77	K1+800	1529	CD123	K2+720	1498	CD169	K3+640	1493	CD215	K4+560	1477	LT20	K5+480	1528
CD32	K0+900	1596	CD78	K1+820	1529	CD124	K2+740	1499	CD170	K3+660	1491	CD216	K4+580	1478	LT21	K5+500	1533
<b>Tanque lamina de agua</b>																<b>K5+520</b>	<b>1539</b>

Apéndice C. Balances Hídricos de febrero a diciembre.



Apéndice D. Resultados de laboratorio de aguas.

INSTITUTO TÉCNICO PARA EL DESARROLLO RURAL IDEAR				
LABORATORIO <b>PENAFLOR</b>		NIT: 800.127.759-1 <b>LABORATORIO PENAFLOR</b> Km. 3 Vía a Bucaramanga Teléfono : (97) 7235032 San Gil, Santander		
DATOS SOBRE LA MUESTRA			Código Laboratorio:	A080
Cliente:	MANUELA MELO	NIT:	1.098.823.643	
Departamento:	SANTANDER	Fecha de recepción:	30/03/2021	
Municipio:	SAN GIL	Hora de recepción:	4:19 p.m.	
Dirección:	//	Clase de agua:	NATURAL	
Fuente:	Quebrada Hoyo Frio	Tipo de muestra:	PUNTUAL	
Sitio de toma:	Quebrada Hoyo Frio	Fecha del reporte:	05/04/2021	
Responsable del muestreo:	EL CLIENTE	Criterio de aceptación:	CONFORME	
RESULTADOS ANALISIS FISICO-QUIMICOS				
PARAMETRO	TÉCNICA	UNIDADES	RESULTADO	REFERENCIA
Alcalinidad Total	Volumétrica - Potenciométrica	mg CaCO <sub>3</sub> /L	---	Máximo 200
Cloro Residual Libre	Colorimétrica	mg Cl <sub>2</sub> /L	---	0,3 - 2,0
Cloruros	Volumétrica - AgNO <sub>3</sub>	mg Cl <sup>-</sup> /L	---	Máximo 250
Color aparente	Colorimétrica	UPC	36	Máximo 15
Conductividad	Potenciométrica	µS/cm	---	Máximo 1000
Calcio	Volumétrica - EDTA	mg Ca/L	---	Máximo 60
Magnesio	Calculado	mg Mg/L	---	Máximo 38
Dureza Total	Volumétrica - EDTA	mg CaCO <sub>3</sub> /L	---	Máximo 300
Fosfatos	Colorimétrica	mg PO <sub>4</sub> /L	---	Máximo 0,5
Hierro Total	Colorimétrica	mg Fe/L	---	Máximo 0,3
Nitratos	Colorimétrica	mg NO <sub>3</sub> /L	---	Máximo 10
Nitrógeno	Colorimétrica	mg NO <sub>2</sub> /L	---	Máximo 0,1
pH	Potenciométrica	Und. pH	6,92	6,5 - 9,0
Temperatura	Potenciométrica	°Celsius	---	---
Sulfatos	Turbidimétrica	mg SO <sub>4</sub> /L	---	Máximo 250
Turbiedad	Nefelométrica	NTU	6,35	Máximo 2
RESULTADOS ANALISIS MICROBIOLÓGICOS				
PARAMETRO	TÉCNICA	UNIDADES	RESULTADO	REFERENCIA
Coliformes Totales	Filtración por Membrana	UFPC/100 ml	8.500	0
Escherichia Coli	Filtración por Membrana	UFPC/100 ml	500	0
Aerobios Mesófilos	Filtración por Membrana	UFPC/100 ml	---	Máximo 100
Observaciones:	El valor de referencia se toma de la Resolución 2115 del 22 de junio de 2007 del Ministerio de la Protección Social, Ministerio del Medio Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial establecida para la calidad del agua para el Consumo Humano.			
Nota	Cuando el cliente es quien realiza la toma de muestra, el laboratorio procede al análisis adjudicando al cliente la responsabilidad en la representatividad de los resultados, ya que estos van acorde a las condiciones de toma de la muestra "CLÁUSULA 2 - Acuerdo de trabajo: LASP-G-RP-F01". Prohibida la reproducción parcial o total de este documento. La información y muestra es suministrada por el cliente.			
 <b>ANGIE ALEJANDRA MELÉNDEZ MÉNDEZ</b> Químico. Matricula Profesional PQ - 06521 Director de Laboratorio		 <b>LIZETH PAOLA ORTÍZ RODRÍGUEZ</b> Microbióloga Industrial Director de Calidad		
Laboratorio Peñaflor "Ciencia para el desarrollo rural de la región"				

Apéndice E. Procedimiento total del aforo.

DATOS INICIALES		
Longitud de aforo	1.00	m
Ancho Superficial	1.10	m
1. Medición de velocidad		
MEDIDA	TIEMPO (s)	DISTANCIA (m)
1	7.45	1.00
2	6.16	1.00
3	7.74	1.00
4	7.19	1.00
5	7.54	1.00
6	7.52	1.00
7	7.00	1.00
8	7.32	1.00
9	6.73	1.00
10	6.88	1.00
$Velocidad (v) = \frac{Distancia(m)}{Tiempo (s)} =$		
7.153		0.139801482

2. Medición del área de la sección					
Faja 1: $A = \frac{Base\ mayor + Base\ menor}{2} * H$	Base mayor	30		467.5	cm2
	Base menor	25			
	H	17	AREA	0.04675	m2
Faja 2: $A = bxa$	b	30		510	cm2
	a	17	AREA	0.051	m2
Faja 3: $A = bxa$	b	30		510	cm2
	a	17	AREA	0.051	m2
Faja 4: $A = \frac{Basexaltura}{2}$	b	30		255	cm2
	h	17	AREA	0.0255	m2
SUMA DE FAJAS			0.17425		m2
			24.36040822		
Caudal (Q) = Area de la seccion x Velocidad					L/S
			0.024360408		m3/s

Apéndice F. Levantamiento topográfico de la Bocatoma, Desarenador y Tanque de almacenamiento.

BOCATOMA				
PUNTO	VITA ATRÁS	ALTURA APARATO	VISTA ADELANTE	COTA
BM-1			-	1604
B1			1.735	1603.252
B2			2.560	1602.427
B3			2.973	1602.014
B4			2.04	1602.947
B5			1.948	1603.039
B6			1.943	1603.044
B7			2.675	1602.312
B8			2.86	1602.127
B9			2.233	1602.754
B10			2.018	1602.969
B11			2.228	1602.759
B12			2.675	1602.312
B13	0.987	1604.987	3.024	1601.963
B14			2.327	1602.66
B15			2.026	1602.961
B16			2.168	1602.819
B17			2.843	1602.144
B18			2.95	1602.037
B19			2.581	1602.406
B20			2.457	1602.530
B21			2.54	1602.447
B22			2.58	1602.407
B23			2.78	1602.207
B24			3.0000	1601.987
B25			2.212	1602.775

BOCATOMA					
PUNTO	Nombre	X	Y	Z	
1	B21	1.112.795.000	1.216.948.600	1.602.447	
2	B1	1.112.799.400	1.216.948.600	1.603.252	
3	B5	1.112.799.400	1.216.953.000	1.603.039	
4	B25	1.112.794.969	1.216.953.028	1.539.000	
5	B16	1.112.796.100	1.216.953.000	1.539.500	
6	B6	1.112.798.300	1.216.953.000	1.603.044	
7	B15	1.112.797.200	1.216.953.000	1.602.961	
8	B2	1.112.799.400	1.216.949.700	1.602.427	
9	B3	1.112.799.400	1.216.950.800	1.602.014	
10	B4	1.112.799.400	1.216.951.900	1.602.947	
11	B7	1.112.798.300	1.216.951.900	1.602.312	
12	B8	1.112.798.300	1.216.950.800	1.602.127	
13	B9	1.112.798.300	1.216.949.700	1.602.754	
14	B10	1.112.798.300	1.216.948.600	1.602.969	
15	B11	1.112.797.200	1.216.948.600	1.602.759	
16	B20	1.112.796.100	1.216.948.600	1.602.530	
17	B12	1.112.797.200	1.216.949.700	1.602.312	
18	B13	1.112.797.200	1.216.950.800	1.601.963	
19	B14	1.112.797.200	1.216.951.900	1.602.660	
20	B17	1.112.796.100	1.216.951.900	1.602.144	
21	B18	1.112.796.100	1.216.950.800	1.602.037	
22	B19	1.112.796.100	1.216.949.700	1.602.406	
23	B24	1.112.795.000	1.216.951.900	1.601.987	
24	B23	1.112.795.000	1.216.950.800	1.602.207	
25	B22	1.112.795.000	1.216.949.700	1.602.407	

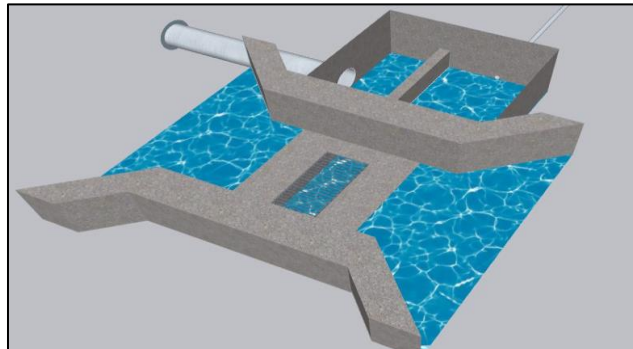
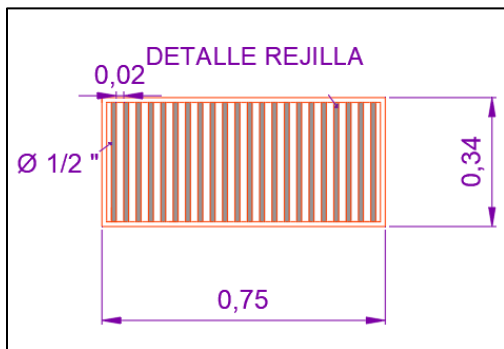
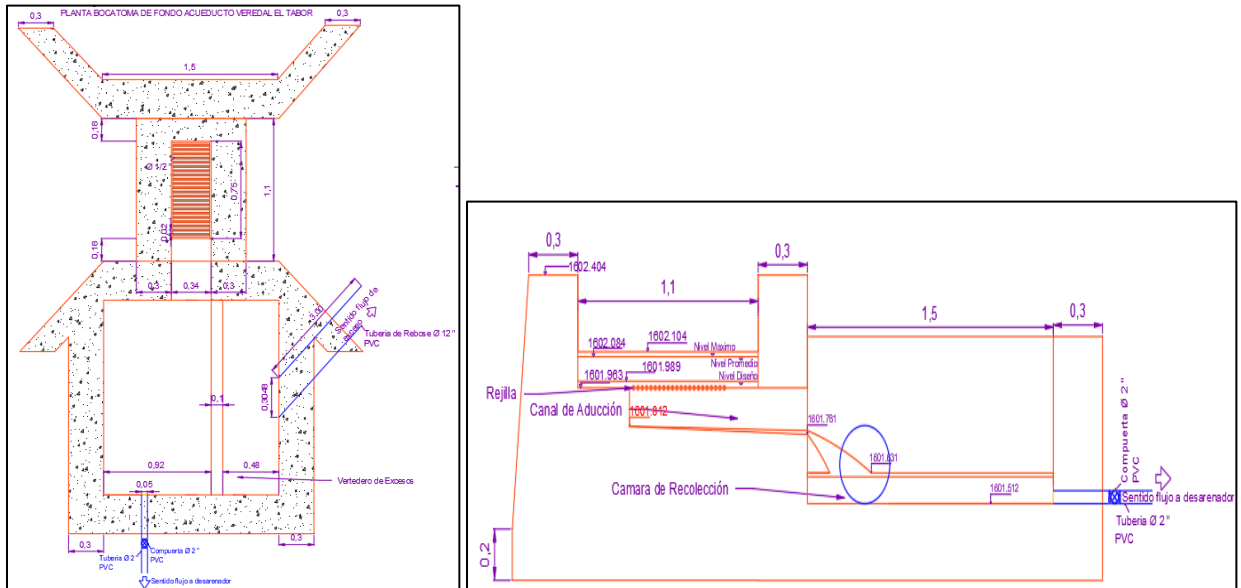
DESARENADOR				
PUNTO	VITA ATRÁS	ALTURA APARATO	VISTA ADELANTE	COTA
DM-1			-	1598
D1			1.845	1596.753
D2			2.239	1596.359
D3			3.02	1595.578
D4			3.688	1594.91
D5			3.176	1595.422
D6			3.559	1595.039
D7			3.638	1594.96
D8			3.155	1595.443
D9			2.3	1596.298
D10			2.038	1596.56
D11			2.177	1596.421
D12			2.62	1595.978
D13	0.598	1598.598	3.497	1595.101
D14			4.585	1594.013
D15			3.672	1594.926
D16			3.482	1595.116
D17			4.575	1594.023
D18			3.138	1595.46
D19			3.085	1595.513
D20			2.554	1596.044
D21			2.804	1595.794
D22			3.32	1595.278
D23			3.7	1594.898
D24			4.5600	1594.038
D25			3.428	1595.17

DESARENADOR PUNTOS					
PUNTO	Nombre	X	Y	Z	
1	D1	1.112.793.000	1.216.961.000	1.596.753	
2	D2	1.112.793.000	1.216.962.500	1.596.359	
3	D3	1.112.793.000	1.216.964.000	1.595.578	
4	D4	1.112.793.000	1.216.965.500	1.594.910	
5	D5	1.112.793.000	1.216.967.000	1.595.422	
6	D6	1.112.791.500	1.216.967.000	1.595.039	
7	D7	1.112.791.500	1.216.965.500	1.594.960	
8	D8	1.112.791.500	1.216.964.000	1.595.443	
9	D9	1.112.791.500	1.216.962.500	1.596.298	
10	D10	1.112.791.500	1.216.961.000	1.596.56	
11	D11	1.112.790.000	1.216.961.000	1.596.421	
12	D12	1.112.790.000	1.216.962.500	1.595.978	
13	D13	1.112.790.000	1.216.964.000	1.595.101	
14	D14	1.112.790.000	1.216.965.500	1.594.013	
15	D15	1.112.790.000	1.216.967.000	1.594.926	
16	D16	1.112.788.500	1.216.967.000	1.595.116	
17	D17	1.112.788.500	1.216.965.500	1.594.023	
18	D18	1.112.788.500	1.216.964.000	1.595.460	
19	D19	1.112.788.500	1.216.962.500	1.595.513	
20	D20	1.112.788.500	1.216.961.000	1.596.044	
21	D21	1.112.787.000	1.216.961.000	1.595.794	
22	D22	1.112.787.000	1.216.962.500	1.595.278	
23	D23	1.112.787.000	1.216.964.000	1.594.898	
24	D24	1.112.787.000	1.216.965.500	1.594.038	
25	D25	1.112.787.000	1.216.967.000	1.595.170	

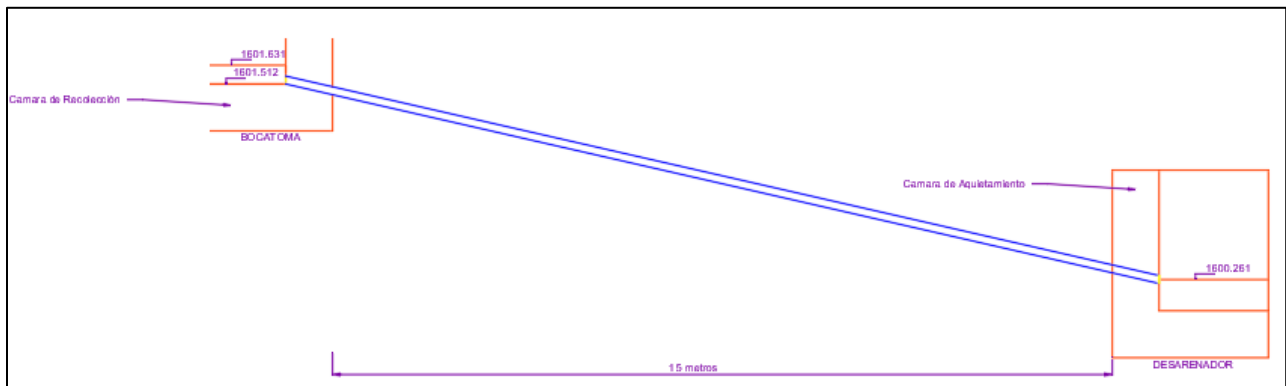
TANQUE DE ALMACENAMIENTO				
PUNTO	VITA ATRÁS	ALTURA APARATO	VISTA ADELANTE	COTA
TM-1			-	1581
T1			2.089	1579.233
T2			2.312	1579.01
T3			2.56	1578.762
T4			2.787	1578.535
T5			2.948	1578.374
T6			3.05	1578.272
T7			2.816	1578.506
T8			2.614	1578.708
T9			2.372	1578.95
T10			2.169	1579.153
T11			2.093	1579.229
T12			2.39	1578.932
T13	0.322	1581.322	2.648	1578.674
T14			2.916	1578.406
T15			3.178	1578.144
T16			3.315	1578.007
T17			3.000	1578.322
T18			2.751	1578.571
T19			2.470	1578.852
T20			2.285	1579.037
T21			2.373	1578.949
T22			2.732	1578.59
T23			2.939	1578.383
T24			3.1650	1578.157
T25			3.335	1577.987

Tanque de almacenamiento puntos					
PUNTO	Nombre	X	Y	Z	
1	B21	1.112.795.000	1.216.948.600	1.539.500	
2	B1	1.112.799.400	1.216.948.600	1.540.100	
3	B5	1.112.799.400	1.216.953.000	1.540.000	
4	B25	1.112.794.969	1.216.953.028	1.539.000	
5	B16	1.112.796.100	1.216.953.000	1.539.500	
6	B6	1.112.798.300	1.216.953.000	1.540.000	
7	B15	1.112.797.200	1.216.953.000	1.539.800	
8	B2	1.112.799.400	1.216.949.700	1.540.200	
9	B3	1.112.799.400	1.216.950.800	1.540.500	
10	B4	1.112.799.400	1.216.951.900	1.540.700	
11	B7	1.112.798.300	1.216.951.900	1.540.200	
12	B8	1.112.798.300	1.216.950.800	1.540.000	
13	B9	1.112.798.300	1.216.949.700	1.539.900	
14	B10	1.112.798.300	1.216.948.600	1.540.000	
15	B11	1.112.797.200	1.216.948.600	1.539.600	
16	B20	1.112.796.100	1.216.948.600	1.539.300	
17	B12	1.112.797.200	1.216.949.700	1.539.700	
18	B13	1.112.797.200	1.216.950.800	1.539.800	
19	B14	1.112.797.200	1.216.951.900	1.539.700	
20	B17	1.112.796.100	1.216.951.900	1.539.400	
21	B18	1.112.796.100	1.216.950.800	1.539.500	
22	B19	1.112.796.100	1.216.949.700	1.539.500	
23	B24	1.112.795.000	1.216.951.900	1.539.000	
24	B23	1.112.795.000	1.216.950.800	1.539.200	
25	B22	1.112.795.000	1.216.949.700	1.539.500	

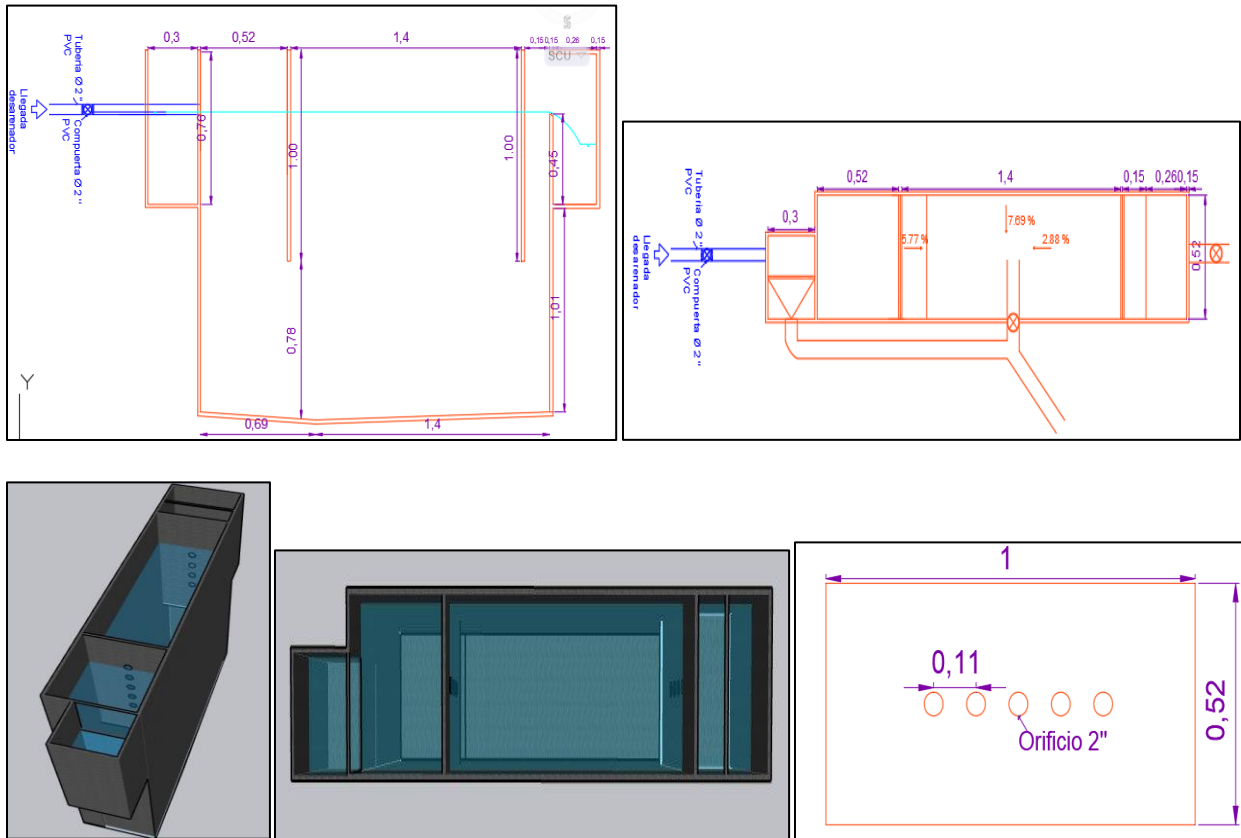
**Apéndice G. Planos de la Bocatoma en planta y en perfil, en 3D y detalle de rejilla.**



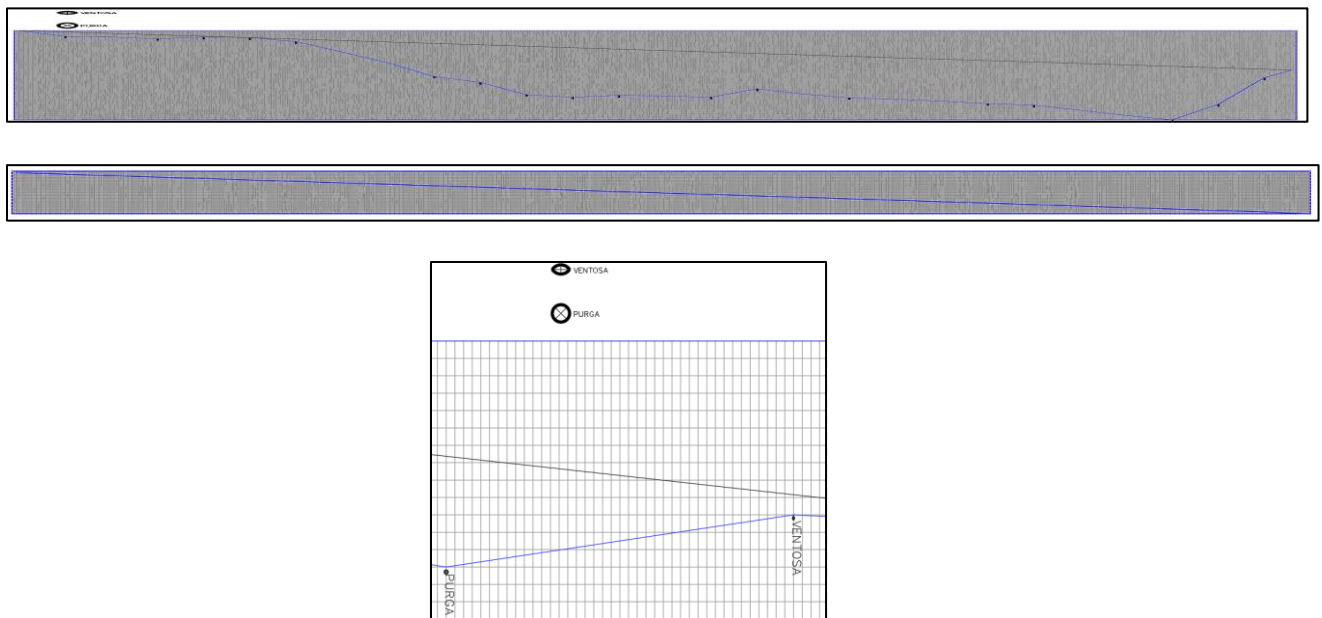
**Apéndice H. Plano en Perfil de la Aducción.**



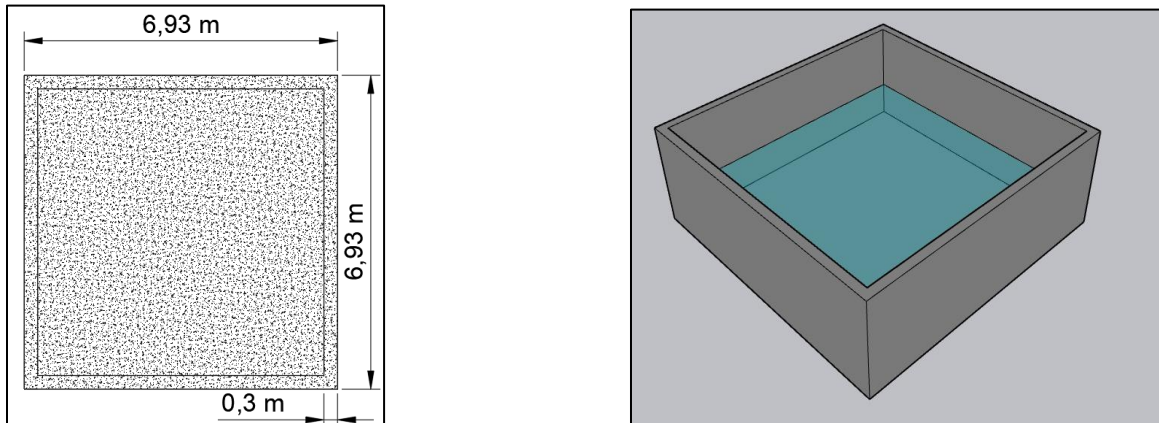
**Apéndice I.** Plano en Planta, Perfil, 3D y del Diseño de los Deflectores del Desarenador.



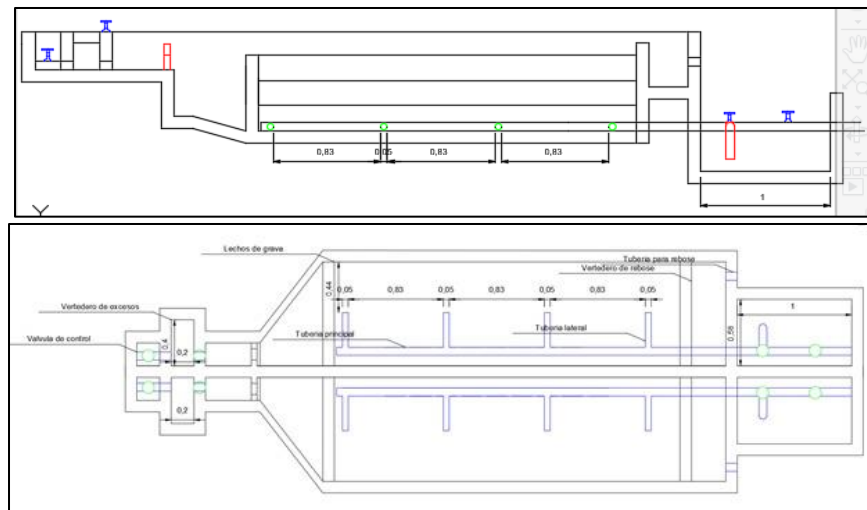
**Apéndice J.** Perfil de elevación de las cotas terreno y piezométricas de la conducción y vista de la ubicación de purgas y ventosas.



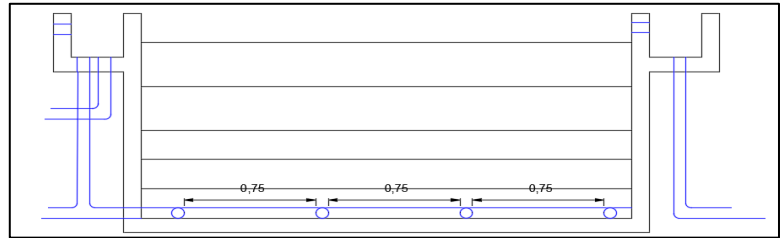
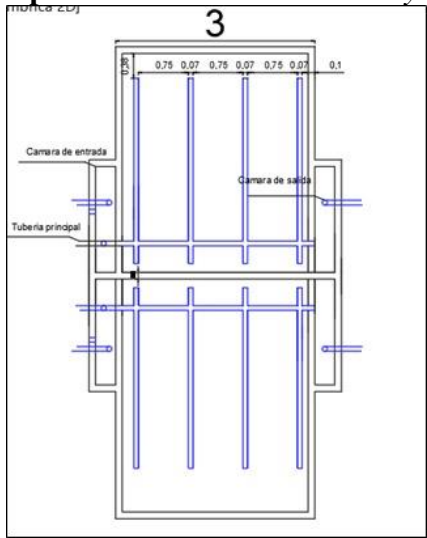
**Apéndice K.** *Vista en Planta y en 3D del Tanque de Almacenamiento.*



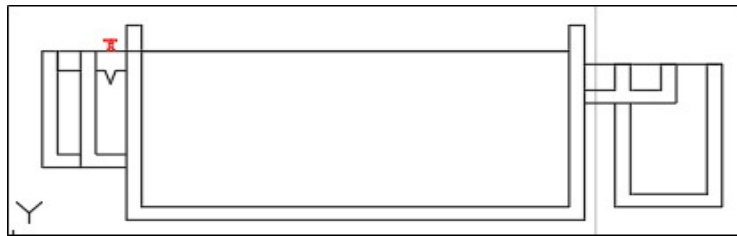
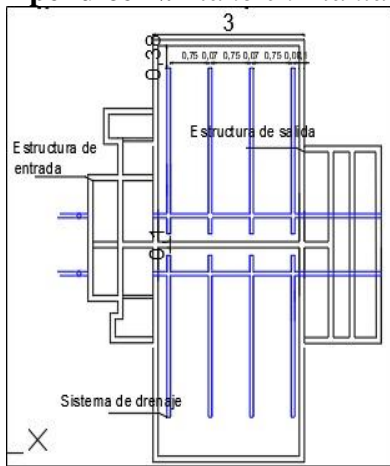
**Apéndice L.** *Plano en Planta y en Perfil del Filtro Grueso Dinámico.*



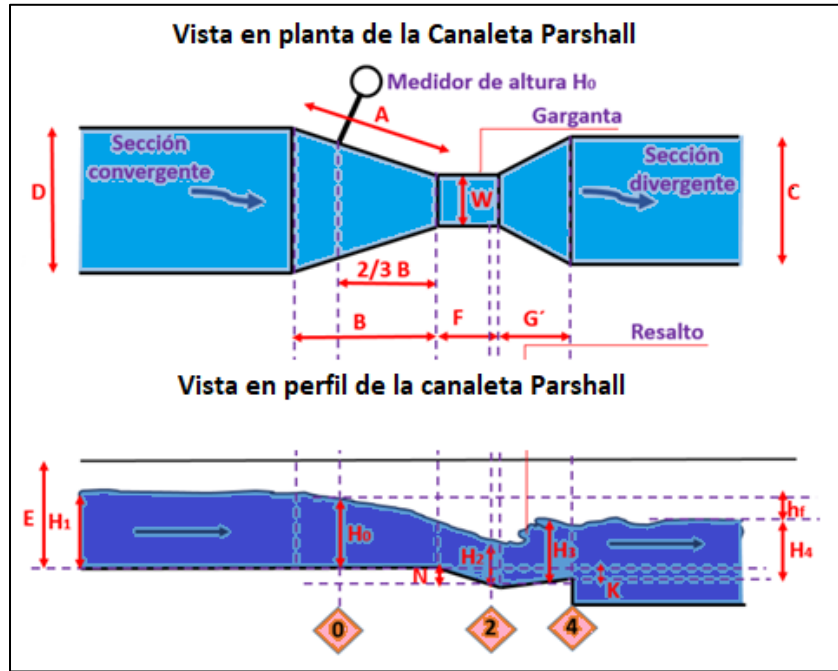
**Apéndice M.** *Plano en Planta y en Perfil del Filtro Grueso ascendente.*



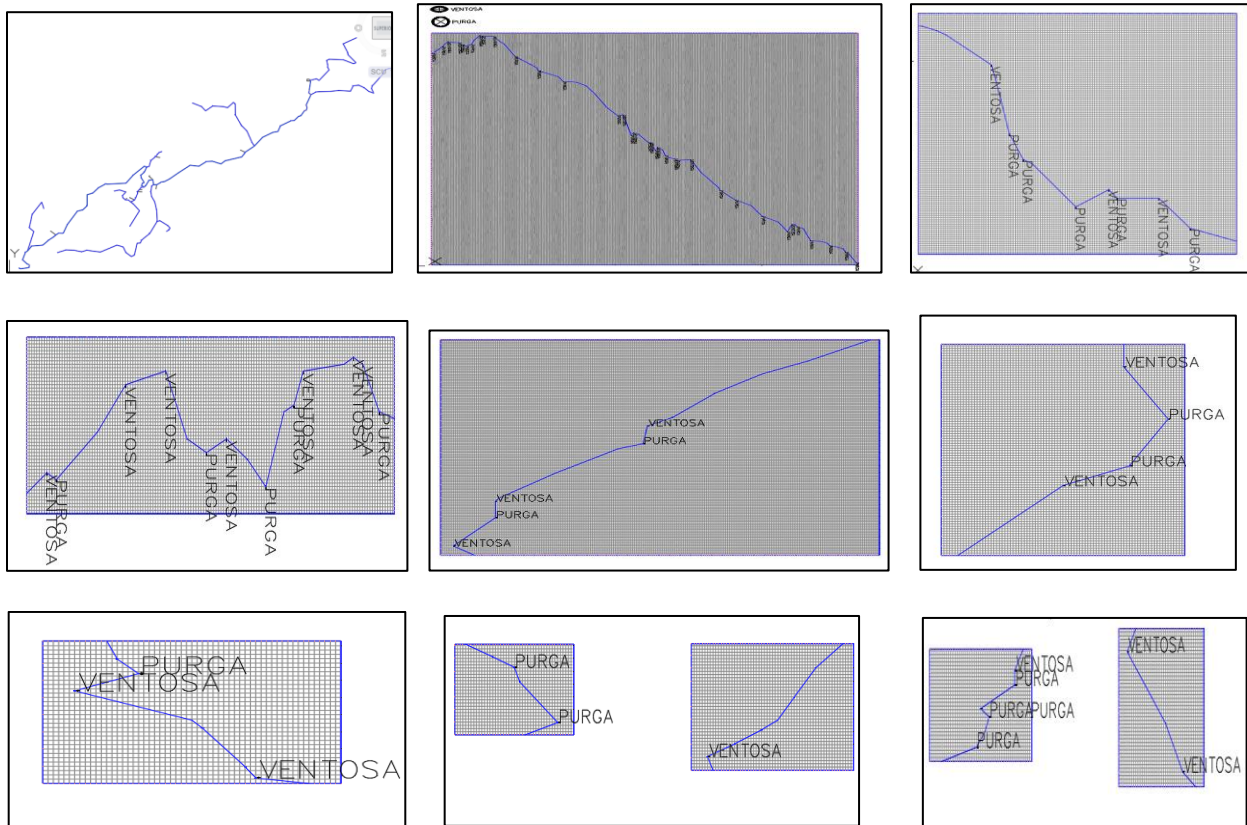
**Apéndice N.** *Plano en Planta y en Perfil del Filtro Lento de Arena.*



**Apéndice O. Canaleta Parshall.**



**Apéndice P. Perfiles de Elevacion de la Red de Distribucion y de sus ramales.**



**Apéndice Q. Levantamiento de la red de distribución.**

PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION	PUNTO	Abcsisa	ELEVACION
1	K0+00	1569 m	70	K0+700	1479 m	138	K1+960	1328 m	LUIS UREA TANQUES	K2+340	1590 m	R3-26	K3+720	1460 m	R6-10	K5+100	1507 m	TERESA TORRES	K6+480	1412 m
2	K0+20	1568 m	71	K0+710	1477 m	139	K1+980	1328 m	MAGNOLIA	K2+360	1315 m	R3-27	K3+740	1454 m	R6-11	K5+120	1501 m			
3	K0+30	1566 m	72	K0+720	1472 m	140	K1+000	1319 m	MARIA BELEN	K2+380	1518 m	R3-28	K3+760	1449 m	R6-12	K5+140	1497 m			
4	K0+40	1569 m	73	K0+730	1472 m	141	K1+020	1323 m	MARINA FERREIRA	K2+400	1435 m	R3-29	K3+780	1442 m	R6-13	K5+160	1498 m			
5	K0+50	1566 m	74	K0+740	1474 m	142	K1+040	1322 m	MARTA CECILIA SILVA	K2+420	1470 m	R3-3	K3+800	1531 m	R6-14	K5+180	1498 m			
6	K0+60	1561 m	75	K0+750	1470 m	143	K1+060	1315 m	MARTIN VERGARA	K2+440	1398 m	R3-30	K3+820	1438 m	R6-15	K5+200	1502 m			
7	K0+70	1562 m	76	K0+760	1461 m	144	K1+080	1308 m	MAUEL MARQUEZ	K2+460	1510 m	R3-4	K3+840	1529 m	R6-16	K5+220	1504 m			
8	K0+80	1558 m	77	K0+770	1459 m	145	K1+100	1311 m	MIGUEL FERREIRA	K2+480	1489 m	R3-5	K3+860	1529 m	R6-17	K5+240	1507 m			
9	K0+90	1558 m	78	K0+780	1456 m	146	K1+120	1310 m	MISAEAL	K2+500	1457 m	R3-6	K3+880	1523 m	R6-18	K5+260	1508 m			
10	K0+100	1559 m	79	K0+790	1452 m	147	K1+140	1308 m	MOISES RUEDA PINTO	K2+520	1463 m	R3-7	K3+900	1524 m	R6-19	K5+280	1530 m			
11	K0+110	1555 m	80	K0+800	1438 m	148	K1+160	1307 m	MRIELA TORRES	K2+540	1417 m	R3-8	K3+920	1524 m	R6-2	K5+300	1499 m			
12	K0+120	1556 m	81	K0+810	1441 m	149	K1+180	1303 m	PABLO CASTRO	K2+560	1565 m	R3-9	K3+940	1525 m	R6-20	K5+320	1535 m			
13	K0+130	1554 m	82	K0+820	1441 m	150	K1+200	1305 m	PROFE ESPERANZA	K2+580	1353 m	R5-1	K3+960	1452 m	R6-21	K5+340	1536 m			
14	K0+140	1553 m	83	K0+840	1439 m	151	K1+220	1302 m	R1	K2+600	1572 m	R5-1-1	K3+980	1453 m	R6-22	K5+360	1536 m			
15	K0+150	1552 m	831	K0+860	1438 m	152	K1+240	1295 m	R1-1	K2+620	1574 m	R5-1-2	K4+000	1459 m	R6-23	K5+380	1537 m			
16	K0+160	1554 m	84	K0+880	1435 m	153	K1+260	1294 m	R1-10	K2+640	1554 m	R5-1-3	K4+020	1458 m	R6-24	K5+400	1538 m			
17	K0+170	1553 m	85	K0+900	1430 m	154	K1+280	1300 m	R1-11	K2+660	1554 m	R5-1-4	K4+040	1460 m	R6-25	K5+420	1538 m			
18	K0+180	1552 m	86	K0+920	1429 m	155	K1+300	1299 m	R1-12	K2+680	1558 m	R5-1-5	K4+060	1461 m	R6-26	K5+440	1541 m			
19	K0+190	1550 m	87	K0+940	1428 m	156	K1+320	1298 m	R1-13	K2+700	1559 m	R5-1-6	K4+080	1465 m	R6-27	K5+460	1544 m			
20	K0+200	1549 m	88	K0+960	1423 m	157	K1+340	1293 m	R1-14	K2+720	1561 m	R5-10	K4+100	1450 m	R6-28	K5+480	1547 m			
21	K0+210	1548 m	89	K0+980	1419 m	158	K1+360	1291 m	R1-15	K2+740	1561 m	R5-11	K4+120	1452 m	R6-3	K5+500	1499 m			
22	K0+220	1549 m	90	K1+000	1418 m	159	K1+380	1286 m	R1-16	K2+760	1559 m	R5-12	K4+140	1458 m	R6-4	K5+520	1499 m			
23	K0+230	1550 m	91	K1+020	1417 m	160	K1+400	1281 m	R1-17	K2+780	1559 m	R5-13	K4+160	1460 m	R6-5	K5+540	1500 m			
24	K0+240	1555 m	92	K1+040	1414 m	161	K1+420	1279 m	R1-18	K2+800	1561 m	R5-14	K4+180	1459 m	R6-6	K5+560	1502 m			
25	K0+250	1559 m	93	K1+060	1410 m	ALBA MILENA DIAZ	K1+440	1411 m	R1-19	K2+820	1567 m	R5-15	K4+200	1457 m	R6-7	K5+580	1499 m			
26	K0+260	1561 m	94	K1+080	1410 m	ALBERTO PEÑA GALVIS	K1+460	1275 m	R1-2	K2+840	1572 m	R5-16	K4+220	1457 m	R6-8	K5+600	1501 m			

27	K0+270	1560 m	95	K1+100	1409 m	ALFONSO PINZON	K1+480	1523 m	R1-20	K2+860	1570 m	R5-17	K4+240	1457 m	R6-9	K5+620	1504 m
28	K0+280	1555 m	96	K1+120	1407 m	ALVARO PINZON	K1+500	1522 m	R1-3	K2+880	1571 m	R5-18	K4+260	1461 m	R7-1	K5+640	1583 m
29	K0+290	1554 m	97	K1+140	1405 m	ANA MERCEDES	K1+520	1425 m	R1-4	K2+900	1570 m	R5-19	K4+280	1461 m	R7-10	K5+660	1550 m
30	K0+300	1557 m	98	K1+160	1406 m	ANGEL JOSE SIERRA	K1+540	1413 m	R1-5	K2+920	1572 m	R5-2	K4+300	1453 m	R7-2	K5+680	1578 m
31	K0+310	1560 m	99	K1+180	1411 m	ANTONIO SIERRA	K1+560	1430 m	R1-6	K2+940	1570 m	R5-20	K4+320	1457 m	R7-3	K5+700	1572 m
32	K0+320	1558 m	100	K1+200	1410 m	CARLOS ARNULFO ARIAS	K1+580	1413 m	R1-7	K2+960	1566 m	R5-21	K4+340	1460 m	R7-4	K5+720	1567 m
33	K0+330	1554 m	101	K1+220	1408 m	CARLOS RIOS	K1+600	1423 m	R1-8	K2+980	1565 m	R5-22	K4+360	1462 m	R7-5	K5+740	1563 m
34	K0+340	1551 m	102	K1+240	1404 m	CECILIA VALDIESO	K1+620	1327 m	R1-9	K3+000	1556 m	R5-23	K4+380	1462 m	R7-6	K5+760	1559 m
35	K0+350	1550 m	103	K1+260	1402 m	CONSUELO FERREIRA	K1+640	1462 m	R10-1	K3+020	1302 m	R5-24	K4+400	1460 m	R7-7	K5+780	1559 m
36	K0+360	1545 m	104	K1+280	1394 m	CORONEL	K1+660	1325 m	R10-10	K3+040	1270 m	R5-25	K4+420	1457 m	R7-8	K5+800	1555 m
37	K0+370	1543 m	105	K1+300	1392 m	CRISTINA SEPULVEDA	K1+680	1432 m	R10-11	K3+060	1267 m	R5-26	K4+440	1457 m	R7-9	K5+820	1550 m
38	K0+380	1538 m	106	K1+320	1392 m	DOMINGO ORTIZ	K1+700	1280 m	R10-12	K3+080	1278 m	R5-27	K4+460	1454 m	R8-1	K5+840	1421 m
39	K0+390	1535 m	107	K1+340	1386 m	ELDA TORRES ARIAS	K1+720	1422 m	R10-13	K3+100	1275 m	R5-28	K4+480	1443 m	R8-1-1	K5+860	1409 m
40	K0+400	1534 m	108	K1+360	1381 m	ELEODORO	K1+740	1429 m	R10-14	K3+120	1272 m	R5-29	K4+500	1438 m	R8-1-2	K5+880	1409 m
41	K0+410	1533 m	109	K1+380	1380 m	ELIBERTO	K1+760	1564 m	R10-15	K3+140	1270 m	R5-3	K4+520	1450 m	R8-1-3	K5+900	1411 m
42	K0+420	1529 m	110	K1+400	1374 m	ERASMO CARDENAS	K1+780	1434 m	R10-16	K3+160	1268 m	R5-30	K4+540	1432 m	R8-1-4	K5+920	1417 m
43	K0+430	1528 m	111	K1+420	1373 m	ESPERANZA FERREIRA	K1+800	1433 m	R10-17	K3+180	1267 m	R5-31	K4+560	1431 m	R8-1-5	K5+940	1419 m
44	K0+440	1525 m	112	K1+440	1369 m	FABIO OROZCO	K1+820	1391 m	R10-2	K3+200	1300 m	R5-32	K4+580	1429 m	R8-1-6	K5+960	1421 m
45	K0+450	1518 m	113	K1+460	1362 m	FRANCISCO RINCON	K1+840	1455 m	R10-3	K3+220	1302 m	R5-33	K4+600	1428 m	R8-1-7	K5+980	1427 m
46	K0+460	1518 m	114	K1+480	1364 m	GENARO ARENAS	K1+860	1412 m	R10-4	K3+240	1300 m	R5-34	K4+620	1429 m	R8-1-8	K6+000	1426 m
47	K0+470	1521 m	115	K1+500	1363 m	GERARDO BLANCO	K1+880	1533 m	R10-5	K3+260	1292 m	R5-35	K4+640	1417 m	R8-10	K6+020	1398 m
48	K0+480	1517 m	116	K1+520	1361 m	GERMAN	K1+900	1492 m	R10-6	K3+280	1290 m	R5-36	K4+660	1409 m	R8-2	K6+040	1419 m
49	K0+490	1516 m	117	K1+540	1358 m	GERMAN WUIXA	K1+920	1428 m	R10-7	K3+300	1286 m	R5-37	K4+680	1041 m	R8-3	K6+060	1418 m
50	K0+500	1519 m	118	K1+560	1356 m	GONZALO CALDERON	K1+940	1386 m	R10-8	K3+320	1280 m	R5-38	K4+700	1393 m	R8-4	K6+080	1415 m

51	K0+510	1520 m	119	K1+580	1356 m	HECTOR VARGAS	K1+960	1420 m	R10-9	K3+340	1274 m	R5-39	K4+720	1390	R8-5	K6+100	1412 m
52	K0+520	1521 m	120	K1+600	1355 m	HUMBERTO RUEDA	K1+980	1309 m	R3-1	K3+360	1532 m	R5-4	K4+740	1448 m	R8-6	K6+120	1410 m
53	K0+530	1520 m	121	K1+620	1354 m	ING. JUAN DAVID	K2+000	1571 m	R3-10	K3+380	1521 m	R5-40	K4+760	1387 m	R8-7	K6+140	1411 m
54	K0+540	1514 m	122	K1+640	1357 m	INTERM1	K2+020	1522 m	R3-11	K3+400	1515 m	R5-41	K4+780	1386 m	R8-8	K6+160	1406 m
55	K0+550	1504 m	123	K1+660	1351 m	INTERM2	K2+040	1514 m	R3-12	K3+420	1509 m	R5-42	K4+800	1382 m	R8-9	K6+180	1401 m
56	K0+560	1504 m	124	K1+680	1349 m	JAIRO CASTILLO	K2+060	1486 m	R3-13	K3+440	1504 m	R5-43	K4+820	1378 m	R9-1	K6+200	1427 m
57	K0+570	1505 m	125	K1+700	1344 m	JAIRO CEPEDA	K2+080	1489 m	R3-14	K3+460	1499 m	R5-44	K4+840	1377 m	R9-2	K6+220	1431 m
58	K0+580	1501 m	126	K1+720	1343 m	JENNI ALEJANDRA	K2+100	1420 m	R3-15	K3+480	1497 m	R5-45	K4+860	1373 m	R9-3	K6+240	1419 m
59	K0+590	1504 m	127	K1+740	1338 m	JESUS MARIA HERRERA	K2+120	1481 m	R3-16	K3+500	1494 m	R5-46	K4+880	1368 m	R9-4	K6+260	1416 m
60	K0+600	1504 m	128	K1+760	1337 m	JESUS MARIA TORRES	K2+140	1420 m	R3-17	K3+520	1488 m	R5-47	K4+900	1365 m	R9-5	K6+280	1415 m
61	K0+610	1503 m	129	K1+780	1335 m	JORGE IVAN TORRES	K2+160	1562 m	R3-18	K3+540	1490 m	R5-48	K4+920	1362 m	R9-6	K6+300	1414 m
62	K0+620	1495 m	130	K1+800	1336 m	JOSE MANUEL SANABRIA	K2+180	1358 m	R3-19	K3+560	1487 m	R5-49	K4+940	1358 m	RICARDO COBOS	K6+320	1571 m
63	K0+630	1492 m	131	K1+820	1335 m	JUACO AYALA	K2+200	1295 m	R3-2	K3+580	1532 m	R5-5	K4+960	1448 m	RICARDO MEZA	K6+340	1539 m
64	K0+640	1499 m	132	K1+840	1330 m	JUAN ARENAS	K2+220	1395 m	R3-20	K3+600	1485 m	R5-50	K4+980	1356 m	RICARDO MEZA2	K6+360	1370 m
65	K0+650	1498 m	133	K1+860	1331 m	JUAN CARLOS UBANDURRAGA	K2+240	1474 m	R3-21	K3+620	1476 m	R5-6	K5+000	1448 m	RICARDO URIBE	K6+380	1425 m
66	K0+660	1493 m	134	K1+880	1331 m	JUAN ORTIZ	K2+260	1294 m	R3-22	K3+640	1473 m	R5-7	K5+020	1446 m	ROBERTO SILVA	K6+400	1459 m
67	K0+670	1490 m	135	K1+900	1330 m	LA HACIENDA (FLORENCIO BLANCO)	K2+280	1522 m	R3-23	K3+660	1471 m	R5-8	K5+040	1447 m	ROSALIA TORRES	K6+420	1420 m
68	K0+680	1485 m	136	K1+920	1329 m	LUCILA PICO	K2+300	1562 m	R3-24	K3+680	1466 m	R5-9	K5+060	1451 m	SOCORRO ALFONSO ARIAS	K6+440	1424 m
69	K0+690	1483 m	137	K1+940	1319 m	LUIS MARIA VERGARA	K2+320	1406 m	R3-25	K3+700	1464 m	R6-1	K5+080	1494 m	TANQUE RICARDO MEZA	K6+460	1551 m