

**Diseño de Planta de Tratamiento y Distribución de Agua Potable para la Vereda
Francisco de Paula en el Municipio de Barbosa Santander**

Julieth Viviana Diaz Castañeda y José Antonio Rangel Robles

Trabajo de grado para optar el título de Ingeniero Civil

Director

Carlos Fernando Arenas Jiménez

Magíster en Ingeniería Civil

Universidad Santo Tomás, Bucaramanga

División de Ingenierías y Arquitectura

Facultad de Ingeniería Civil

2022

Dedicatoria

A Dios por fortaleza y calma para cumplir de las principales metas de mi vida.

A mis familiares especialmente a mamá Jaqueline, a mi tía Sonia y a mi abuela Carmen rosa, por su apoyo y amor incondicional durante todas las etapas de mi vida, por la admiración que gracias a ellos pude cumplir con esta meta.

A Dayanna, Daniela y Luz Eliana, por ser mi apoyo en los momentos difícil y brindarme fortaleza, y sobre todo hacer más especial y divertida esta etapa de mi vida.

A mi profesor que, a lo largo de la carrera aparte de trasmitirme su conocimiento, fueron amigos y guías en esta etapa.

Julieth Viviana Diaz Castañeda

Agradecimientos

Agradecemos a nuestros docentes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Santo Tomás de Bucaramanga, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial, al Ingeniero Carlos Fernando Arenas Jiménez director de nuestro proyecto, quien ha guiado con su conocimiento, su gran paciencia, y su rectitud como docente.

Julieth Viviana Diaz Castañeda y José Antonio Rangel Robles

Contenido

Introducción.....19

1. Diseño de planta de tratamiento y distribución de agua potable para la vereda Francisco de Paula en el municipio de Barbosa Santander.....20

 1.1 Planteamiento del problema20

 1.2 Justificación.....22

 1.3 Objetivos23

 1.3.1 Objetivo general23

 1.3.2 Objetivos específicos.....24

2. Marco referencial24

 2.1 Marco geográfico.....24

 2.1.1 Componentes abióticos del municipio de Barbosa25

 2.2 Marco teórico26

 2.2.1 Características del agua cruda con efectos negativos en la salud26

 2.2.2 Afectaciones en la salud por consumo de agua cruda27

 2.2.3 Estudios de tratabilidad27

 2.2.4 Tecnologías de potabilización del agua.....27

 2.2.5 Pretratamiento28

 2.2.6 Filtración en múltiples etapas28

 2.2.7 Sistemas de acueducto30

 2.2.8 Componentes de un sistema de acueducto.....31

 2.3 Marco legal.....33

 2.3.1 Aspectos técnicos de la zona de estudio.....33

2.3.2 Normativa para la calidad del agua	34
2.3.3 Sistema de potabilización	34
2.3.4 Sistema de acueducto	34
2.4 Estado del arte	35
3. Método.....	36
3.1 Selección y observación del sitio de estudio.....	36
3.2 Análisis y muestreo de la fuente hídrica	37
3.3 Toma de caudal.....	37
3.4 Balance hídrico	38
3.4.1 Selección de estaciones meteorológicas	38
3.4.2 Búsqueda y extracción de información	38
3.4.3 Clasificación de la información	39
3.4.4 Implementación de ArcGIS-Isoyetas e Isotermas.....	39
3.5 Diseño de la filtración en múltiples etapas	41
3.5.1 Cálculo de área de filtración por modulo y velocidad de filtración	41
3.5.6 Diseño de filtro dinámico	42
3.5.7 Diseño de filtro grueso ascendente.....	46
3.5.8 Diseño de filtro lento de arena	49
3.6 Demanda de población y Diseño del acueducto	52
3.6.1 Cálculo población futura.....	53
3.6.2 Cálculo de caudales	54
3.6.3 Diseño del bocatoma	56
3.6.4 Diseño de la línea de aducción de la bocatoma al desarenador	59

3.6.5	Diseño del desarenador.....	61
3.6.6	Diseño del tanque de almacenamiento	68
3.7	Diseño del sistema de distribución	69
4.	Resultados.....	70
4.1	Selección y observación del sitio de estudio	70
4.2	Análisis y muestreo de la fuente hídrica	70
4.3	Toma del caudal.....	70
4.4	Balance hídrico	71
4.4.1	Selección de estaciones meteorológicas	71
4.4.2	Búsqueda y extracción de información	71
4.5	Diseño de la filtración en múltiples etapas	72
4.5.1	Cálculo de área de filtración por modulo y velocidad de filtración.....	72
4.5.2	Diseño de filtro dinámico	73
4.5.3	Diseño de filtro grueso ascendente.....	77
4.5.4	Diseño de filtro lento de arena	81
4.6	Cálculo de demanda y Diseño del acueducto.....	84
4.6.1	Cálculo población futura.....	84
4.6.2	Cálculo de caudales	86
4.6.3	Diseño del bocatoma	87
4.6.4	Diseño del desarenador.....	94
4.6.5	Diseño de la zona de sedimentación.....	95
4.6.6	Redimensionamiento	96
4.6.7	Diseño de deflectores	97

4.6.8 Diseño de la cámara de quietamiento	98
4.6.9 Cálculo de pérdidas	99
4.6.10 Diseño del vertedero de excesos	100
4.6.11 Diseño de la tubería de lavado	100
4.6.12 Diseño del tanque de almacenamiento	103
4.7 Diseño del sistema de distribución	106
5. Conclusiones	106
Referencias	109
Apéndices	114

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Fórmula de tirante crítico y velocidad de descarga</i>	42
Tabla 2. <i>Fórmula de características del lecho filtrante y de soporte</i>	43
Tabla 3. <i>Capas de gravas</i>	43
Tabla 4. <i>Fórmulas de caudales, sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado</i>	43
Tabla 5. <i>Cálculo de las pérdidas de carga en el lavado y en operación normal</i>	44
Tabla 6. <i>Fórmulas para el cálculo de distribución y vertedero</i>	46
Tabla 7. <i>Lecho filtrante y de soporte</i>	47
Tabla 8. <i>Fórmulas para el diseño del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado</i>	47
Tabla 9. <i>Fórmula para pérdidas en el lecho filtrante sucio</i>	48
Tabla 10. <i>Fórmula para pérdidas en la unidad durante la operación normal</i>	49
Tabla 11. <i>Fórmulas para el canal de distribución</i>	50
Tabla 12. <i>Lecho filtrante y de soporte</i>	50
Tabla 13. <i>Separación de colectores laterales</i>	51
Tabla 14. <i>Pérdidas durante la operación normal</i>	52
Tabla 15. <i>Método aritmético y geométrico</i>	53
Tabla 16. <i>Dotación neta para clima cálido, templado y frío según el nivel de complejidad del sistema</i>	54
Tabla 17. <i>Criterio para el caudal de diseño</i>	55
Tabla 18. <i>Fórmulas para el diseño de la prensa</i>	56
Tabla 19. <i>Fórmulas para calcular cada uno de los componentes de la rejilla de la bocatoma</i> ..	57
Tabla 20. <i>Profundidad aguas abajo y aguas arriba</i>	58
Tabla 21. <i>Fórmulas para el diseño de vertedero de excesos</i>	59

Tabla 22. *Periodo/tiempo de remoción*62

Tabla 23. *Pre dimensionamiento del desarenador*63

Tabla 24. *Fórmula para parámetros necesarios de la zona de sedimentación*.....63

Tabla 25. *Fórmulas para el diseño de los deflectores*65

Tabla 26. *Fórmulas para el diseño de la cámara de quietamiento*65

Tabla 27. *Fórmulas para calcular las pérdidas en cámara y en zona de sedimentación*.....66

Tabla 28. *Fórmulas para el diseño del vertedero de salida*66

Tabla 29. *Fórmulas para el cálculo de la tubería de lavado*67

Tabla 30. *Fórmula para el cálculo de la tubería de lavado*.....68

Tabla 31. *Datos de la temperatura promedio mensual de Vélez, Monquirá y Bolívar*.....71

Tabla 32. *Resultados del cálculo de área de filtración por módulo y velocidad de filtración para la estructura de entrada*72

Tabla 33. *Resultados del cálculo de tirante crítico y velocidad máxima de descarga*73

Tabla 34. *Resultados de velocidad de descarga y velocidad aguas arriba*.....73

Tabla 35. *Resultados de velocidad de arrastre*.....74

Tabla 36. *Resultados del lecho filtrante y de soporte*74

Tabla 37. *Resultados del cálculo de caudales, dimensiones de recolección, drenaje y cámara de lavado*74

Tabla 38. *Resultado de pérdidas de carga en el lavado*75

Tabla 39. *Resultados de pérdida en operación normal*.....76

Tabla 40. *Resultados del canal de distribución*77

Tabla 41. *Resultados del vertedero triangular*77

Tabla 42. *Resultados de lecho filtrante y de soporte*77

Tabla 43. *Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado*78

Tabla 44. *Pérdidas en el lecho filtrante sucio*79

Tabla 45. *Pérdida de lecho filtrante*79

Tabla 46. *Pérdida lateral*.....79

Tabla 47. *Pérdidas por descarga de los laterales en el principal*79

Tabla 48. *Pérdida de carga en la tubería principal*.....80

Tabla 49. *Pérdida en la unidad durante la operación normal*80

Tabla 50. *Cálculo del canal de distribución*.....81

Tabla 51. *Vertedero triangular*81

Tabla 52. *Lecho filtrante y de soporte*.....81

Tabla 53. *Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado*.....82

Tabla 54. *Separación de colectores y diámetro de colector principal*82

Tabla 55. *Pérdidas en el lecho filtrante sucio*83

Tabla 56. *Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral*.....83

Tabla 57. *Pérdida en el lateral*83

Tabla 58. *Pérdidas por descarga de los laterales en el principal*83

Tabla 59. *Pérdida de carga en la tubería principal*.....84

Tabla 60. *Tiempos necesarios para la proyección de población mediante el geométrico*84

Tabla 61. *Tiempos necesarios para la proyección de población mediante el método aritmético.*
.....85

Tabla 62. *Cálculo de los componentes principales de la presa de la bocatoma*88

Tabla 63. *Cálculos del canal de aducción de la bocatoma*88

Tabla 64. *Cálculo de los componentes principales de la rejilla de la bocatoma*89

Tabla 65. <i>Cálculo de los niveles de agua sobre el canal de aducción.....</i>	89
Tabla 66. <i>Cálculos de la cámara de recolección de la bocatoma</i>	90
Tabla 67. <i>Cálculo de los componentes principales del vertedero de excesos de la bocatoma</i>	91
Tabla 68. <i>Cotas de los elementos que componen la bocatoma</i>	91
Tabla 69. <i>Cálculo de la tubería de excesos de la bocatoma</i>	92
Tabla 70. <i>Cálculos iniciales de la línea de aducción que va desde la bocatoma hasta el desarenador</i>	93
Tabla 71. <i>Relaciones hidráulicas.....</i>	93
Tabla 72. <i>Cotas definitivas</i>	94
Tabla 73. <i>Condiciones iniciales de diseño para el desarenador</i>	94
Tabla 74. <i>Periodo/tiempo de remoción según escenario</i>	95
Tabla 75. <i>Cálculo de los elementos que componen la zona de sedimentación del desarenador .</i>	95
Tabla 76. <i>Pre dimensionamiento del desarenador</i>	96
Tabla 77. <i>Dimensiones de la tubería adoptada según el manual de PAVCO</i>	97
Tabla 78. <i>Dimensiones de la pantalla deflectora</i>	98
Tabla 79. <i>Cámara de quietamiento</i>	98
Tabla 80. <i>Rebose de agua en la cámara.....</i>	98
Tabla 81. <i>Pérdidas totales en el desarenador</i>	99
Tabla 82. <i>Elementos que componen el vertedero de excesos del desarenador</i>	100
Tabla 83. <i>Condiciones iniciales para el diseño de la tubería de lavado</i>	100
Tabla 84. <i>Dimensiones de la tubería de lavado de PAVCO.....</i>	101
Tabla 85. <i>Dimensiones reales de la tubería de lavado</i>	101
Tabla 86. <i>Dimensiones de los elementos del desarenador.....</i>	102

Tabla 87. *Cotas de los elementos del desarenador*..... 103

Tabla 88. *Consumo de agua de habitantes de la Vereda Francisco de Paula* 103

Tabla 89. *Volumen total del tanque de almacenamiento* 104

Tabla 90. *Pre dimensionamiento del tanque* 105

Lista de figuras

Figura 1. *Mapa del sector rural del municipio de Barbosa Santander*40

Figura 2. *Consumo de agua de los habitantes de la Vereda Francisco de Paula*104

Figura 3. *Diseño del sistema de distribución* 106

Lista de apéndices

(véase archivos en fuente externa)

Apéndice A. *Resultados de laboratorio Peñaflor*

Apéndice B. *Método de flotadores*

Apéndice C. *Datos de precipitación mes a mes*

Apéndice D. *Datos de temperatura mes a mes*

Apéndice E. *Método de Isoyetas-Isotermas*

Apéndice F. *Cálculo del diseño de filtro de múltiples etapas*

Resumen

En el presente proyecto se realizó el diseño de un sistema de tratamiento y distribución de agua potable para los habitantes de la vereda Francisco de Paula en el municipio de Barbosa, Santander. Teniendo en cuenta los tres principios básicos del abastecimiento de agua, los cuales son: calidad, cantidad y continuidad. Para ello esta investigación se basa en la aplicación de conocimientos de ingeniería ambiental y civil, donde se realizaron estudios hídricos, así como un análisis de calidad del agua para determinar la pertinencia de la fuente hídrica para uso de abastecimiento, y con esto determinar el tratamiento adecuado para el recurso. Además, se hizo un análisis de caudales y oferta hídrica, con el fin de garantizar la pertinencia en la captación. Por otra parte, se escogieron y diseñaron las fases de captación, tratamiento y distribución de la fuente hídrica.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el muestreo, se decidió realizar un tratamiento mediante una serie de filtros en múltiples etapas (FIME), posterior a este tratamiento, se diseñó la parte de acueducto, la cual está compuesta por los diseños de la bocatoma, la aducción, el desarenador y por último el almacenamiento. Esto se hizo con el fin de darle un adecuado tratamiento a la fuente hídrica en estudio. Una vez se obtuvo el diseño de recolección y tratamiento del recurso, se procedió diseñar el sistema de distribución del agua en el programa EPANET, para las casas favorecidas en este proyecto de la Vereda Francisco de Paula.

Palabras claves: potabilización, distribución, sector rural, calidad del agua, planta de tratamiento de agua

Abstract

In this project, the design of a drinking water treatment and distribution system was carried out for the inhabitants of the Francisco de Paula village in the municipality of Barbosa, Santander. Taking into account the three basic principles of water supply, which are: quality, quantity and continuity. For this, this research is based on the application of knowledge of environmental and civil engineering, where water studies were carried out, as well as an analysis of water quality to determine the relevance of the water source for supply use, and with this determine the treatment suitable for the resource. In addition, an analysis of flows and water supply was carried out, in order to guarantee the relevance of the catchment. On the other hand, the phases of collection, treatment and distribution of the water source were chosen and designed.

Taking into account the results obtained in the sampling, it was decided to carry out a treatment through a series of filters in multiple stages (FIME), after this treatment, the aqueduct part was designed, which is composed of the intake designs, the adduction, the desilter and finally the storage. This was done in order to give adequate treatment to the water source under study. Once the design for the collection and treatment of the resource was obtained, the water distribution system was designed in the EPANET program, for the favored houses in this project in the Vereda Francisco de Paula.

Keywords: potabilization, distribution, rural sector, water quality, water treatment plant

Glosario

Alcalinidad: Capacidad para neutralizar los iones de hidrogeno, como su capacidad para aceptar protones o como la medida de su contenido total de sustancias alcalinas (OH).

Acidez: Se puede definir como la capacidad que tiene una solución acuosa para reaccionar con iones hidroxilo.

Cloro residual: Es conocido como la concentración de cloro presente en cualquier parte del sistema de abastecimiento de agua potable.

Coliformes: Bacterias gram negativas de forma alargada capaces de fermentar lactosa con producción de gas a la temperatura de 35 o 37°C (coliformes totales).

Escherichia Coli (E-Coli): Es conocido por ser el indicador microbiológico de contaminación fecal en el agua para consumo humano.

Filtración: Proceso mediante el cual se remueven las partículas suspendidas y coloidales del agua al hacerlas pasar a través de un medio poroso.

Floculación: Aglutinación de partículas inducida por una agitación lenta de la suspensión coagulada.

pH: Logaritmo, con signo negativo, de la concentración de iones hidrógeno, en moles por litro.

Sulfatos: Es uno de los aniones más comunes en las aguas naturales, se encuentran en concentraciones que varían desde unos pocos hasta varios miles de mg/L, este compuesto tiene un efecto purgante, especialmente entre los niños.

Turbiedad: Propiedad del agua basada en la medida de luz reflejada dispersada por las partículas en suspensión.

Coefficiente de rugosidad: Es la medida de la rugosidad de una superficie, la cual depende del material y del estado de la superficie interna de la tubería.

Coefficiente de Manning: El coeficiente de rugosidad de Manning es un índice el cual determina la resistencia de un flujo en un canal.

Cota de batea: Es la medida de la altura respecto al nivel del mar del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería.

Cota de clave: Es la medida de la altura respecto al nivel del mar del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería.

Viscosidad: La viscosidad es una propiedad física del agua, pero también lo es de otros fluidos, ya sean gases o líquidos. Las partículas de cada fluido colisionan y se separan entre ellas según la velocidad a la que se muevan, lo que también puede entenderse como resistencia al movimiento.

Introducción

Este proyecto está orientado a mejorar la calidad de los recursos naturales, como es el agua que abastece a la población del sector rural, ya que esta no es potable o apta para el consumo. Debido a que no cuentan con un sistema adecuado de tratamiento de las aguas y abastecimiento de las mismas, es muy común que los habitantes del campo recurran a alternativas incorrectas como son las conexiones ilegales a la red pública o directamente a los ríos, lagos, pozos profundos o camiones cisterna. Generando afectaciones ambientales a las fuentes hídricas, altos costos para la población; y aun así no garantizan la calidad del agua. Lo único que generan estas alternativas es poner en riesgo la salud de los niños y adultos mayores especialmente [1].

Por esta razón, nace la necesidad de crear técnicas ingenieriles como es el diseño de una planta de tratamiento y distribución de agua potable en el sector rural. Para el desarrollo de este, se escogió particularmente la vereda Francisco de Paula en el municipio de Barbosa Santander; con el fin de solventar una de las necesidades básicas del ser humano como es el consumo de agua potable.

Para el desarrollo de esta problemática que se está viviendo en la vereda Francisco de Paula, se tuvo en cuenta los siguientes factores; análisis demográficos, climatológicos, cantidad de habitantes, puntos topográficos entre otros; para poder evaluar la zona en la que se va trabajar. Y así poder tener datos óptimos, para la construcción de estructuras que componen un acueducto, como es la captación, el desarenador, la planta de tratamiento, entre otras estructuras que complementan el diseño para la distribución de agua potable.

1. Diseño de planta de tratamiento y distribución de agua potable para la vereda

Francisco de Paula en el municipio de Barbosa Santander

1.1 Planteamiento del problema

A lo largo de la historia de la humanidad se ha tenido evidencia de las afectaciones en la salud que tiene el hecho de consumir agua contaminada. Se cuenta que en los tiempos de la edad media se presentaron una gran serie de problemas de higiene en el agua de consumo y en los sistemas de distribución, debido a que los residuos y excrementos se vertían directamente a las fuentes hídricas, por tal motivo la gente que bebía estas aguas solía enfermarse y morir [1]. Para evitar tanta mortalidad, las personas captaban el agua existente fuera de las ciudades donde aún no se presentaba contaminación. Según los registros el primer sistema de suministro de agua potable para una ciudad completa fue construido alrededor del año 1804 por John Gibb en Paisley, Escocia. En tres años se comenzó a transportar agua filtrada a la ciudad de Glasgow y un par de años después empieza a funcionar la mayor planta de tratamiento de agua existente hasta el momento en la ciudad de Paris. Hoy en día todavía se considera el primer sistema efectivo utilizado con fines de salud pública [2].

El tratamiento y distribución de agua potable para la sociedad es uno de los principales retos que enfrenta la ingeniería en la actualidad. La escasez de recursos hídricos, junto con la mala calidad del agua y el saneamiento inadecuado, repercuten en la seguridad alimentaria, los medios de subsistencia y la oportunidad de educación para las familias pobres en todo el mundo, ya que, de acuerdo a datos de la Organización Mundial de la Salud, el agua contaminada puede transmitir enfermedades gastrointestinales que provocan la muerte a cerca de 502.000 habitantes en el mundo por año [3]. Esta situación también se puede evidenciar en Colombia en donde 24 departamentos

del país equivalente al 84,4%, suministran agua con algún riesgo para el consumo humano y alrededor de 3 millones de personas que habitan en el campo colombiano no cuentan con acceso al servicio de agua potable, siendo el sector rural el que presenta mayor afectación [4]. Es precisamente este sector el que cuenta con menor cobertura de sistemas adecuados de tratamiento y distribución de agua potable. Según estadísticas más del 30% de su población reside lejos de las grandes ciudades, en el campo y es dependiente en su mayoría de economías relacionadas con el sector primario[5].

Las poblaciones rurales suelen recurrir a alternativas que en muchas ocasiones generan dificultades económicas como lo son las conexiones ilegales a la red de acueducto pública o en otros casos directamente a la fuente de abastecimiento, en las poblaciones donde prevalece este modelo de gestión, buscan el recurso hídrico de tal manera que les represente el menor gasto económico, sin tener en cuenta el gasto energético para la construcción de los sistemas de abastecimiento y de disposición, a los cuales no se les realiza tratamiento para que el agua sea potable, lo que puede traer riesgo a la salud de ellos mismos y también afectaciones ambientales a las fuentes hídricas [6].

De los 87 municipios de Santander, 47 suministran agua con algún nivel de riesgo para el consumo. De ellos, 4 presentan alto riesgo para la salud debido a sus elevados índices de contaminación. En 14 hay riesgo medio y 29 bajo [7], esto quiere decir que de los 78 municipios que cuentan con cobertura de acueducto, el 54% del agua no es apta para el consumo humano.

En este departamento, municipios como Bucaramanga, Floridablanca y Girón presentan mayor cobertura de estos servicios básicos, mientras que, en municipios como Barbosa entre otros pueblos pequeños, se evidencia una problemática más crítica al poseer una proporción de área rural

mayor sabiendo que el municipio está conformado por 50.052 habitantes, de los cuales el 45.9% se encuentran en la zona urbana y el 54.04% restante en la zona rural [8].

En el caso del presente estudio se analizará la situación específica de la vereda Francisco de Paula del municipio de Barbosa-Santander, este lugar cuenta con aproximadamente 15 puntos de distribución de agua, la cuales se ven afectadas por la escasa cobertura de servicios de saneamiento básico y agua potable debido a que el acueducto que abastece a todo el municipio se encuentra en una cota de nivel mucho más baja que la vereda, por lo cual no se abastecen de dicha empresa pública sino de captaciones realizadas directamente de la fuente, arriesgándose a tener graves afectaciones en su salud. Por lo anterior, la vereda presenta la necesidad urgente de un sistema de tratamiento y distribución de agua que garantice las condiciones de saneamiento básico para consumo humano.

1.2 Justificación

Aproximadamente el 28% de la población rural en Colombia enfrenta una situación crítica por la falta de acueducto, esto equivale por lo menos a 3,1 millones de colombianos sin acceso a agua potable [9], así que la población que se enfrenta a este problema debe buscar el recurso por sus medios, consumiendo desde pozos y ríos, exponiéndose constantemente a contraer enfermedades y riesgos para la salud. El agua en mal condición de potabilización se convierte en un potencial transmisor de enfermedades, algunas de ellas mortales como: El cólera, la Hepatitis A, Fiebre tifoidea, Paratifoidea, Dengue, Malaria entre otras. Se estima que la mala calidad del agua, la falta de saneamiento y la higiene cobra más de 1,7 millones de muertes en el mundo al año, principalmente a través de la diarrea agudas [10], por lo tanto, el problema no solo se debe a

la falta de sistemas de suministro del agua sino también a la mala calidad del agua que reciben los habitantes en el país.

Teniendo en cuenta que los recursos hídricos son de vital importancia para el desarrollo de la sociedad y la problemática que se logra evidenciar, no solo en el área rural del municipio de Barbosa-Santander sino en todo el territorio colombiano, se ve la necesidad de buscar soluciones que permitan a la población tener acceso a un servicio confiable de suministro de agua potable lo cual es una necesidad para cualquier ser humano. Dicho esto lo que se busca con el desarrollo de este trabajo ofrecer una propuesta de diseño de una planta de tratamiento de agua potable para la vereda Francisco de Paula, que no solo beneficiara a la población que se abastece de la fuente de estudio mejorando su calidad de vida y mitigando los problemas de salud a causa de la gran cantidad de enfermedades transmitidas por el agua, sino también al recurso hídrico ya que con esta propuesta se puede optimizar más la captación y distribución del fluido siendo posible minimizar los impactos en el medio ambiente.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Diseñar un sistema de tratamiento y distribución de agua en la zona rural de la vereda Francisco de Paula en el municipio de Barbosa, Santander.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar la calidad del agua para el consumo de la Quebrada Ceniza, Vereda Francisco de Paula por medio de los indicadores de Riesgo de Calidad de Agua para seleccionar los procesos de tratamiento.
- Diseñar un sistema de tratamiento rural de agua potable para los habitantes de la vereda Francisco de Paula.
- Proponer un sistema de distribución de agua potable en la vereda Francisco de Paula en el municipio de Barbosa Santander para garantizar un suministro continuo.

2. Marco referencial

2.1 Marco geográfico

El municipio de Barbosa tiene una extensión de 46.43 Km², conformado por 35 barrios, 8 veredas y un corregimiento. Se encuentra ubicado al extremo sur del departamento de Santander, limitando con el municipio de Güepesa; por el sur con el municipio de Puente Nacional, por el oriente con el río Suárez y el municipio de Moniquirá (Boyacá) y por el occidente con los municipios de Vélez y Guavatá [8].

Dentro de las 8 veredas del pueblo, se encuentra la vereda Francisco de paula, ubicada vía Barbosa – Vélez. Para términos de captación de agua, esta vereda tiene localizada su bocatoma en la Quebrada la Sierra [8].

En algunos sectores presenta riesgos antrópicos, se identifican en lugares cercanos al río Suárez y las áreas de protección de las quebradas y humedales, siendo las más afectadas las quebradas: Ceniza, El Tablón y La Sierra [8].

2.1.1 Componentes abióticos del municipio de Barbosa

2.1.1.1 Geología. El Municipio de Barbosa tiene una geología que se caracteriza por la presencia de unidades de rocas alternantes duras (calizas y areniscas) y blandas (lutitas), las cuales crean formas de relieve en pendientes y escarpes escalonados, depósitos inconsolidados de aportes aluviales (de río) en forma de terrazas y planicies. Estas clases de rocas están controladas por estructuras regionales como la falla del Suárez (su parte terminal atraviesa el Municipio por el sector oriental afectando al casco urbano y parte del corregimiento de Cite), y el sinclinal de Barbosa, que influencia la parte central del territorio [11].

2.1.1.2 Hidrografía. La principal fuente hídrica de la región es el Suarez el cual pertenece a la Gran Cuenca del Magdalena. Este río nace a una altura de 3000 m.s.n.m en la laguna de Fúquene entre los límites departamentales de Cundinamarca y Boyacá esta cuenca cuenta con un caudal medio multianual de 195 m³/s y posee una extensión de 9823 Km² de los cuales al departamento de Santander le corresponde un territorio de 3463 Km² correspondiente al 35,25% del total de área de la cuenca [12].

La mayor parte del territorio drena hacia la subcuenca del Río Cuchinero con dirección Nororiente a Suroccidente; afluente directo del río Suárez; el territorio restante drena en dirección Noroccidente a Suroriente a través de la Quebrada Ceniza (Canoas) que también desemboca directamente en el río Suárez.

2.1.1.3 Clima. Este municipio presenta un clima monzónico (según la clasificación de Köppen) y es clasificado por el IDEAM de la siguiente manera: los lugares con mores cotas de elevación o altitud de la ciudad presentan un clima cálido seco; las zonas con mayor cuota de altitud presentan un clima templado. Posee una temperatura promedio de 22°C y una máxima promedio de 28,9°C. el clima de esta zona está caracterizado por registrar precipitaciones anuales promedio de 2242mm. Su régimen de lluvia se distribuye en dos periodos lluviosos y dos periodos secos. Los periodos lluviosos comprenden los meses de abril, mayo, septiembre, octubre y noviembre mientras los periodos secos comprenden los meses de enero, febrero, marzo, junio, julio y agosto [8].

1.4 2.2 Marco teórico

El tratamiento de agua tiene como propósito modificar las condiciones indeseadas del agua cruda con el fin de volverla apta para consumo humano. Para lograr alcanzar las características permitidas para la distribución de agua a la población, el agua debe ser sometida a diferentes etapas como lo son la coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección [13].

2.2.1 Características del agua cruda con efectos negativos en la salud

El agua posee tres tipos de características que la conforman, físicas, química y microbiológicas, cada una de ellas presenta diferentes aspectos y sustancias que generalmente tienen efectos negativos para la salud de los seres humano tales como: turbiedad, color aparente, pH, cloro residual libre, coliformes, Echerichia coli, alcalinidad, dureza, hierro, sulfatos, nitratos y nitritos, COT, fluoruros [14].

2.2.2 Afectaciones en la salud por consumo de agua cruda

Según estudios realizados por la Organización Mundial de la Salud, existen muchas enfermedades relacionadas con el consumo de agua de mala calidad, algunas de ellas son: anemia, arsenicosis, ascariasis, campilobacteriasis, cólera, toxinas cianobacterianas, el dengue y el dengue hemorrágico, diarrea, ahogamiento, fluorosis, enfermedad del gusano de Guinea (dracunculiasis), hepatitis, encefalitis japonesa, intoxicación por plomo, leptospirosis, malaria, malnutrición, metahemoglobinemia, entre muchas otras enfermedades [15].

Los síntomas más comunes de estas enfermedades son la diarrea y el vómito, que, al no ser tratada de manera correcta y oportuna, estos síntomas pueden causar la muerte [15].

2.2.3 Estudios de tratabilidad

Se deben tener en cuenta los estudios y ensayos de tratabilidad, para obtener los parámetros con los cuales se debe diseñar, optimizar, evaluar y operar una planta de tratamiento [16].

Los parámetros básicos a determinar son: turbiedad, color, pH, alcalinidad, temperatura, conductividad, hierro, cloruros, sulfatos, nitratos, dureza. Estos ensayos deben llevarse a cabo con todas las muestras tomadas al menos en un ciclo hidrológico anual, con el objetivo de analizar todas las posibles calidades de agua cruda que se puedan presentar [17].

2.2.4 Tecnologías de potabilización del agua

Son componentes que hacen parte de los sistemas y procesos convencionales de remoción de sustancias para la potabilización del agua; Los procesos de conforman estos sistemas son: captación del agua, remoción de material flotante y sólidos gruesos mediante rejilla,

pretratamiento, floculación, sedimentación, filtración, desinfección, estabilización y distribución del agua al sistema de acueducto [18].

2.2.5 Pretratamiento

Por lo general es necesario llevar a cabo uno o varios procesos de pretratamiento al agua cruda con el fin de dejarla en las condiciones más óptimas para los procesos de tratamiento que de manera consecutiva. Entre los pretratamientos que se pueden emplear están los siguientes:

- *Remoción del material flotante:* Debe emplearse cuando se requiere retirar del agua el material sobrenadante, para que posteriormente pueda ser tratada por los procesos convencionales. Para estos procesos preparatorios pueden utilizarse: rejillas, mallas, y trampas de grasa y aceite [17].
- *Remoción del material suspendido.* Deben usarse cuando exista un exceso de material suspendido en el agua, en especial arcillas y algas que pueden interferir en los subsiguientes procesos de tratamiento. Entre los procesos preliminares que pueden emplearse, se tienen: desarenadores, presedimentadores con o sin aplicación de químicos, prefiltros y micro tamices [17].
- *Procesos de oxidación.* Esta oxidación puede ser por Aeración u oxidación química. Para la Aeración pueden emplearse: las bandejas de coque y la Aeración forzada; Esta última a su vez se divide en inyección de aire comprimido y Aeración mecánica [17].

2.2.6 Filtración en múltiples etapas

La filtración en múltiples etapas (FiME) se conoce como la combinación de diferentes unidades de pretratamiento con filtración en grava (FGDi y FG) y unidades de tratamiento con

filtración lenta en arena (FLA), esto se hace con el fin de obtener un efluente de calidad sin la necesidad de emplear sustancias químicas durante el proceso [19].

2.2.6.1 Filtración gruesa dinámica (FGDi). La etapa de filtración gruesa dinámica está conformada por tanques que contienen en la superficie una capa delgada de grava fina (6 a 13mm), la cual se encuentra encima de un lecho de grava más grueso (13-25mm) y de un sistema de drenaje localizado en el fondo [19].

Esta sección se utiliza para reducir los picos más altos de turbiedad y de tal manera proteger la planta de tratamiento de las altas cargas de material sólido que se transportan por la fuente durante algunas horas [19].

Cuando la fuente transporta valores muy altos de sólidos fácilmente sedimentables, estos sólidos son depositados en la superficie del lecho de grava, obstruyéndolo rápidamente y restringiendo parcial o totalmente el paso de agua. De esta manera se logra proteger las unidades de tratamiento siguientes [19].

2.2.6.2 Filtración gruesa (FG). En el caso de la filtración gruesa, se pueden encontrar filtros horizontal o filtros de flujo vertical. Esta técnica consta de un compartimiento principal donde se encuentra ubicado un lecho filtrante de grava. El diámetro de los granos de grava va disminuyendo con la dirección del flujo [19].

Un filtro de flujo ascendente se compone por un sistema de tuberías las cuales se ubican en el fondo de la estructura, permitiendo la distribución del flujo de agua en forma uniforme dentro del sistema [19].

A medida que va funcionando el filtro, se van llenando todos los espacios vacíos con las partículas retenidas del agua, por lo cual es necesario realizar limpiezas semanalmente y de manera controlada mediante las válvulas de apertura a la salida de la unidad [19].

2.2.6.3 Filtración lenta en arena (FLA). El proceso de FLA para el tratamiento de agua potable es conocido como el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, allí estos mecanismos interactúan de tal manera que permiten mejorar la calidad microbiológica del agua [19].

Esta técnica consiste básicamente en un tanque con un lecho filtrante de arena fina, colocado encima de una capa de grava que constituye el soporte de la arena, estas dos se encuentran sobre un sistema de tuberías perforadas ubicadas en la profundidad de la estructura las cuales tienen la función de recolectar el agua que ya ha sido filtrada. En este caso el flujo es descendente, con una velocidad de filtración mínima que se puede controlar preferiblemente al ingreso del tanque [19].

2.2.7 Sistemas de acueducto

Se entiende por sistemas de acueducto, a el conjunto de instalaciones que conducen el agua desde su captación en la fuente de abastecimiento hasta la acometida domiciliaria en el punto de empate con la instalación interna del predio a suministrar el servicio de agua potable [20].

Los estudios básicos mínimos requeridos para la realización de un proyecto de este tipo según la norma, son: condiciones generales, disponibilidad de agua y balance hídrico, geología, geomorfología y suelos, estudios fotogramétricos, topográficos y trabajos de campo, infraestructura existente de otros servicios, entre otros estudios [20].

2.2.8 Componentes de un sistema de acueducto

En un sistema convencional de acueducto, se pueden encontrar distintos componentes que lo conforman y se deben tener en cuenta para el diseño como la fuente de abastecimiento, la captación de agua superficial y/o aguas subterráneas, la aducción, desarenador, los tanques de compensación, las redes de distribución, entre otros componentes como las estaciones de bombeo en el caso que se requieran [21].

2.2.8.1 Fuente de abastecimiento. se refiere a todas las aguas provenientes de cursos o cuerpos superficiales o subterráneos. En algunos casos excepcionales, también se pueden considerar como fuentes, las aguas lluvias y el agua de mar.

Son las fuentes de agua que se convierten en el suministro del sistema, es el elemento primordial para un sistema de agua potable [21].

2.2.8.2 Captación. Son las estructuras que se requieren para captar las aguas provenientes de ríos, lagos, lagunas, océanos o mares. La captación superficial se puede realizar de tres formas: captación sumergida, bocatoma o captación lateral, presa de derivación [21].

2.2.8.3 Aducción. Es el tramo donde se conduce el agua cruda desde la captación hasta la planta de tratamiento. Esta conducción puede realizarse por medio de canales abierto debido a que no se le ha realizado ningún tipo de tratamiento, se recomienda que sea lo más corta posible [21].

2.2.8.4 Desarenador. Es la primera estructura en el proceso de tratamiento del agua, pero de gran importancia dentro de todo el sistema de acueducto, es una estructura hidráulica que tiene

como función de remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar, está diseñada para retener la arena que traen las aguas y puede ser de tipo convencional, de flujo vertical o de alta tasa [21].

2.2.8.5 Desarenador convencional. es de flujo horizontal, el más utilizado en nuestro medio. Las partículas se sedimentan al reducirse la velocidad con que son transportadas por el agua. Son generalmente de forma rectangular y alargada, dependiendo en gran parte de la disponibilidad de espacio y de las características geográficas [21].

2.2.8.6 Desarenador de flujo vertical. el flujo se efectúa desde la parte inferior hacia arriba. Las partículas se sedimentan mientras el agua sube. Pueden ser de formas diferentes: circulares, cuadrados o rectangulares. Se construyen cuando se tiene poco espacio para su construcción. Su costo generalmente es elevado [21].

2.2.8.7 Desarenador de alta tasa. consisten básicamente en un conjunto de tubos circulares, cuadrados o hexagonales o simplemente láminas planas paralelas, que se disponen con un ángulo de inclinación con el fin de que el agua ascienda con flujo laminar [21].

2.2.8.8 Tanques de compensación o almacenamiento. es la estructura donde se desea retener un determinado volumen de aguas en determinado tiempo. El objetivo de los tanques de almacenamiento de agua tratada es compensar la diferencia de volumen entre el consumo y el suministro del a la población con el fin de garantizar el suministro del líquido a los usuarios [21].

2.2.8.9 Redes de distribución. la red de distribución es el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta de agua potable a las viviendas y demás establecimientos municipales, públicos y privados. Estas redes parten de los tanques de almacenamiento y/o compensación e incluyen además de las tuberías, los nudos, las válvulas de control, las válvulas reguladoras de presión, las ventosas, los hidrantes, las acometidas domiciliarias y todos los demás accesorios y estructuras complementarias necesarios para la correcta operación del sistema [21].

2.3 Marco legal

Para llevar a cabo los cálculos y el diseño del sistema de acueductos propuesto para la vereda francisco de Paula, es necesario tener en cuenta todos los parámetros técnicos y legales que se establecen en las diferentes resoluciones y normas estipuladas por los entes gubernamentales que rigen este campo, con el fin de garantizar un producto final que cumpla con los requisitos mínimos requeridos por la norma y con la calidad adecuada para suplir las necesidades de los habitantes de la vereda.

2.3.1 Aspectos técnicos de la zona de estudio

Basados en el Plan de Ordenamiento Territorial de municipio de Barbosa-Santander, se puede determinar uno de los parámetros que se deben tener en cuenta inicialmente para obtener algunos datos sobre la zona que se estudiará. En este documento se pueden encontrar características del lugar como su climatología, geología, cantidad de habitantes, distribución del suelo según actividades económicas, entre otros datos de relevancia para la realización de este proyecto.

2.3.2 Normativa para la calidad del agua

Otro de los parámetros que debemos tener en cuenta son los artículos que se presentaron en el Decreto Número 1157 de 2007 en el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano. Este decreto propone los requisitos necesarios para realizar correctamente la recolección de muestras y los respectivos análisis de laboratorio para determinar la calidad del agua que se está estudiando [22].

2.3.3 Sistema de potabilización

Al momento de comenzar a diseñar el sistema de potabilización de este sistema de acueducto, se deben tener en cuenta todos criterios de diseño que se encuentran estipulados en el Título C del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable Y Saneamiento Básico Ras 2017, allí nos muestran cómo se deben realizar los procesos de: a) Pretratamiento b) Coagulación c) Floculación d) Sedimentación e) Filtración f) Desinfección.

2.3.4 Sistema de acueducto

Para realizar el respectivo diseño del sistema de acueducto, e necesario tener en cuenta los requisitos que se establecen en la Resolución 0330 del año 2017, en esta normativa se presentan los procedimientos necesarios para calcular la población, dotación y demanda; asimismo indica todo lo necesario para diseñar las estructuras de: a) Captación b) Estaciones de bombeo c) Tanque de almacenamiento d) Redes de distribución [23].

2.4 Estado del arte

Según un artículo publicado por la Universidad San Martín de Porres en la ciudad de Lima-Perú, la sociedad siempre recurre al agua para poder generar y mantener su crecimiento económico y la calidad de vida, esto mediante actividades como la agricultura, la producción de energía, la pesca comercial, la industria, el transporte y el turismo. Además, el artículo resalta que el agua es un elemento importante a la hora de decidir dónde establecerse, cómo utilizar los terrenos y también puede ser motivo de conflictos geopolíticos, en particular cuando escasea. Nuestro propio bienestar exige no solo un agua potable limpia, sino también agua limpia para la higiene y el saneamiento [21]. Siendo el agua uno de los principales temas de importancia para el ser humano, ya que el cuerpo está compuesto en un setenta por ciento de agua, por lo tanto, este recurso es de vital importancia para el ser humano. Debido a esta gran importancia del agua, se han desarrollado a nivel mundial estudios enfocados en pro de garantizar el abastecimiento de agua potable y con esto disminuir las enfermedades a causa de la mala calidad de este sistema hídrico.

En Ecuador se desarrolló el diseño de planta de tratamiento de agua potable, mediante un sistema a gravedad utilizando tecnología de filtración denominado como métodos de filtración en múltiples etapas (FIME); Este estudio es muy práctico para las comunidades rurales debido a su buen proceso de remociones de sólidos suspendidos sin la necesidad de desinfectantes ni personal capacitado para estos procesos [24].

En Colombia, se identificaron falencias las cuales se presentan en el proceso de brindar un servicio de calidad con respecto a la potabilización del agua, específicamente en las zonas rurales, enfocadas en el análisis del sistema de potabilización de la planta de tratamiento de la vereda La Trinidad, en el municipio de Duitama. El estudio se enfoca en realizar el análisis de las condiciones de diseño y actividades de operación según los parámetros definidos en el título C,

del reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS 2000); para ello, se realizaron visitas de campo de donde se tomó la información técnica en función de las anteriores actividades y que al final permitió reflejar el estado del sistema de potabilización [25].

En Barbosa por parte del concejo municipal se realizó una evaluación a la planta que abastece a este municipio, según el estudio las operaciones que se realizan actualmente en esta planta satisfacen los requerimientos de agua potable (según la resolución 2115 de 2007). También establece que para el 2041, esta planta tendrá la capacidad suficiente de abastecimiento para la proyección de 51.750 habitantes [8].

La vereda Francisco de Paula, ubicada dentro de la jurisdicción del municipio de Barbosa se encuentra en una cota más alta que la PTAP. Por tal motivo se hace necesario realizar estudios como la presente investigación, para dar solución a problemas de saneamiento como los que se están presentando en esta vereda [8].

3. Método

A continuación, se explica los métodos y cálculos que fueron necesarios para el desarrollo del proyecto, explicando el paso a paso para poder llevarlo a cabo.

3.1 Selección y observación del sitio de estudio

Al observar la necesidad de agua potable, se decide hacer un diseño de tratamiento y distribución para los habitantes de la vereda Francisco de Paula. Al observar el sitio, se decide seleccionar la quebrada Ceniza como punto de abastecimiento.

3.2 Análisis y muestreo de la fuente hídrica

Se comienza movilizándose hasta el lugar de estudio, en este caso la quebrada Ceniza, al llegar al sitio, se hace la toma de muestra con el fin de realizar la evaluación del índice de riesgo de calidad del agua (IRCA) metodología la cual se evalúan los resultados de análisis de muestras de agua para consumo humano (decreto 1575 de 2007). Los parámetros que se tiene en cuenta son los siguientes: Turbiedad, color y microbiológicos (Echericha coli, coliformes totales y fecales). Se realiza la toma de muestra basados en el instructivo de muestreo de aguas superficiales del IDEAM, después, se procede a llevarla al laboratorio para realizarle los estudios necesarios, en este caso, el encargado de hacer el estudio al agua fue el laboratorio PEÑAFLO, en el municipio de San Gil [26].

3.3 Toma de caudal

Se procede a ir al lugar de estudio, en este caso, la vereda Ceniza, después se empiezan a tomar las medidas necesarias para tomar la muestra del caudal correctamente, en este caso se hizo con el método de flotadores, basados en los parámetros establecidos por el IDEAM.

$$Q = A * V \quad V = \frac{d}{t}$$

Donde,

Q= caudal.

A= área de sección transversal.

V=velocidad.

d= distancian esto entre el punto inicial y el punto final.

t= tiempo que dura el flotador en recorrer desde el punto inicial, hasta el punto final.

Se hicieron varias tomas de caudal cada 15 min. durante una hora, con estos datos se hizo un promedio y se halló en caudal de la fuente hídrica.

3.4 Balance hídrico

3.4.1 Selección de estaciones meteorológicas

Debido a la escasa información meteorológica de la zona, además de la falta de una estación en Barbosa, para realizar el balance hídrico de nuestra fuente de abastecimiento, fue necesario identificar los municipios más cercanos a Barbosa, los cuales tuvieran estaciones meteorológicas que nos permitieran extraer información de precipitación y temperatura en toda esa zona.

3.4.2 Búsqueda y extracción de información

Una vez seleccionado los tres municipios, se realizó la búsqueda de información en la página del IDEAM (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales) sobre los datos de precipitación y temperatura del año más actualizado y con la información más completa de los 12 meses del año. Al extraerse dicha información, fue elegido el año 2018 y se procedió a trabajar con los datos de este año. Para los datos de temperatura fue necesario emplear otros recursos, debido a que la información obtenida en la página era demasiado antigua o se encontraba incompleta, por tal motivo, se recurrió a la ayuda de la herramienta online Weathersparks.com que nos brinda la compañía Estadounidense Cedar Lake Ventures, Inc. En este paso se obtuvieron las temperaturas promedio máximas y mínimas de cada municipio, las cuales se promediaron para obtener una temperatura media mensual de cada lugar.

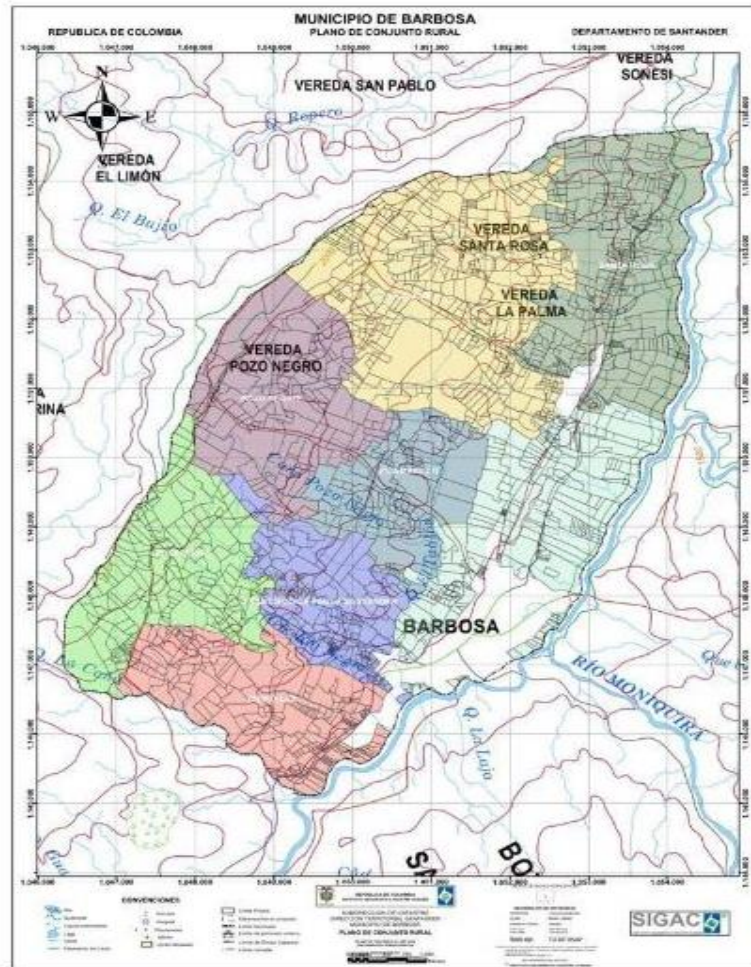
3.4.3 Clasificación de la información

Mediante la ayuda de Excel, después de realizar la extracción de datos y dejar solo los del año 2018 de cada municipio, en cada estación se sumaron los valores diarios para obtener una cifra de precipitación mensual y temperatura mensual, lo cual es necesario para trabajar posteriormente en el software de ArcGIS.

3.4.4 Implementación de ArcGIS-Isoyetas e Isotermas

Para realizar el balance hídrico se implementó el software de ArcGIS, con ayuda de este programa y de la información obtenida del IDEAM, se realizó el método de isoyetas e isothermas para calcular el balance hídrico de la fuente y lograr determinar si las precipitaciones en la zona son suficientes para abastecer a la población de nuestro estudio.

Inicialmente se agregó un mapa de la zona en el cual se encontraba la vereda (ver figura 1), este fue georreferenciado con sus respectivas coordenadas para poder delimitar la zona de la vereda Francisco de Paula que es la zona de interés.

Figura 1. Mapa del sector rural del municipio de Barbosa Santander

Adaptado [5].

Posteriormente se agregaron los archivos Excel con los valores de precipitación y temperatura necesarios para realizar los mapas de isoyetas e isotermas. Después, se determinaron los valores de Evapotranspiración y balance hídrico usando una calculadora ráster e implementado las fórmulas que se muestran a continuación:

$$ETP = 58.94 * Temp$$

Donde:

ET = Evapotranspiración Potencial

T = Temperatura (mapa de isotermas)

$$BH = PP/ETP$$

Donde:

BH= Balance hídrico

PP= Precipitación (mapa de isoyetas)

ETP= Evapotranspiración Potencial

Finalmente se ordenan los 12 mapas que contienen el Balance hídrico, las isoyetas y las isotermas, con su respectiva escala, tabla de valores y gráfica que muestra si ese mes hubo déficit, estabilidad o exceso hídrico.

3.5 Diseño de la filtración en múltiples etapas

3.5.1 Cálculo de área de filtración por modulo y velocidad de filtración

Para esta parte del proceso se diseña un filtro en múltiples etapas (FIME), para poder empezar a diseñar este filtro se debe saber el área de filtración, el caudal por módulo de cada filtro y la velocidad de filtrado.

$$Af = \frac{\text{caudal disseno}}{\text{velocidad de filtracion}} = m^2$$

Velocidad de Filtración: en este caso de determino la velocidad de filtración según recomendaciones de la RAS 200, en donde sugiere que debe estar entre 2 – 3 m/h.

$$\text{caudal por modulo} = \frac{\text{caudal de disseno}}{\text{cantidad de modulos}} = L/s$$

Luego, se adopta las dimensiones de cada módulo teniendo en cuenta las condiciones del terreno donde se construye y con esto se verifica la velocidad de filtrado.

$$\text{Velocidad de filtracion} = \frac{\text{caudal por modulo}}{\text{ancho} * \text{largo}} = m/h$$

3.5.6 Diseño de filtro dinámico

3.5.6.1. Cálculo de tirante crítico y velocidad máxima de descarga. En este filtro se van a tomar dos módulos, teniendo en cuenta esto, se procede a calcular tirante crítico y la velocidad máxima en la descarga (ver tabla 1).

Tabla 1. *Fórmula de tirante crítico y velocidad de descarga*

Criterio	Ecuación	
Tirante critico	$Yc = \frac{\sqrt[3]{Q * B^2}}{g}$	Q = Caudal por modulo en m3/s B = ancho del módulo en m. g = gravedad en m/s2
Velocidad de descarga	$(Vc) = \frac{Q}{Yc * B}$	Q = Caudal por modulo en m3/s B = ancho del módulo en m.

Adaptado de [27].

3.5.6.2 Cálculo de velocidad aguas arriba y la velocidad arrastre y se determinación de las características del lecho filtrante y de soporte. Teniendo la velocidad de descarga, se calcula la carga sobre el vertedero, la velocidad aguas arriba y la velocidad arrastre y se determinan las características del lecho filtrante y de soporte (ver Tabla 2).

Tabla 2. *Fórmula de características del lecho filtrante y de soporte*

Criterio	Ecuación	
Velocidad aguas arriba	$hv = \left(\frac{Q}{k * L}\right)^{2/3}$	Q = caudal del módulo en m ³ /s. L = ancho del módulo en m. K = coeficiente de descarga. d=Diámetro de la partícula mínima en m. n = Rugosidad de medio. B= base del vertedero
Carga sobre el vertedero	$V = \frac{Q}{hv * l}$	
Velocidad de arrastre	$Va = \frac{0.26 * R^{1/6} * d^{1/2}}{n}$	
Radio hidráulico	$R = \frac{B * hv}{2hv + B}$	

Adaptado de [27].

Para el lecho filtrante y de soporte, se toman tres capas de gravas, ver tabla 3.

Tabla 3. *Capas de gravas*

Tamaño de gravas		Espesor de capa (m)	Ubicación en el lecho
pulgadas	mm		
1- 3/4	25	0,2	Inferíos
3/4 - 1/2	13 - -6	0,2	Intermedia.
1/2 - 1/4	6-mar	0,2	Superior.

Adaptado de [27].

3.5.6.3 Cálculo de los caudales y dimensiones del sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado.

Tabla 4. *Fórmulas de caudales, sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado*

Criterio	Ecuación	
Separación de colectores laterales	$QL = \frac{VL}{3600} * Ara$	QL=caudal de lavado. VL= velocidad de lavado.
Se adopta una Velocidad de lavado VL=10 m/h, con el fin de tener un eficiente lavado al interior del filtro.		
Diámetro y numero de orificios.		
Caudal por lateral	$q = \frac{Q}{nu}$	Q = caudal por modulo. nu=número de unidades instaladas.

Criterio	Ecuación	
Numero de orificio por modulo	$n = \frac{0.0015 * Area\ del\ modulo}{Area\ del\ orificio}$	n= número de orificio por modulo nu=número de unidades instaladas.
Numero de orificios por lateral	$n\ orif = \frac{n}{nu}$	
Área y diámetro del colector lateral		
Diámetro lateral.	$dL = \sqrt{2n\ orif * do}$	do = diámetro del orificio. n orif = número de orificios por lateral.
Área de colector	$Ac = \frac{\pi * dL^2}{4}$	dL=diámetro lateral.
Chequeo de velocidad: V< 0.5 m/s	$V = \frac{Q(caudal)}{A}$	
Separación de colectores	$S1 = \frac{Lm}{nu}$ $S2 = \frac{Lm}{Numero\ de\ modulos}$	Lm = largo del modulo nu = número de unidades.
Área colectora principal	$(Ac) = \frac{Q}{V}$	
Diámetro colector principal	$\emptyset c = \sqrt{\frac{4 * Ac}{\pi}}$	Q= caudal. V=velocidad.

Adaptado de [27].

3.5.6.4 Cálculos de las pérdidas de carga en el lavado y perdidas en operación normal.

Tabla 5. *Cálculo de las pérdidas de carga en el lavado y en operación normal*

Criterio	Ecuación	
Pérdida de carga en el lavado		
Pérdida por descarga de los oficios en el lateral.	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V= velocidad de lavado por orificio.
Velocidad de lavado por orificio	$V = 0.920 * \frac{Q_{lo}}{Ao}$	Qlo= caudal de lavado por orificio. Ao= área orificio.
Caudal de lavado por orificio	$Q_{lo} = \frac{Ql}{nu * norfi}$	Ql= caudal de lavado nu= número de unidades. Norfi= número de orificios.

Criterio	Ecuación	
Perdida en el lateral	$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	L= longitud del tubo D= diámetro. VL= Velocidad lateral.
Velocidad lateral.	$V_L = \frac{Q_{lo}}{nu * A_L}$	Ql=caudal de lavado. nu = número de unidades. AL = Área tubería lateral.
Perdida en cara en la tubería principal	$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V = velocidad de filtración.
velocidad de filtración.	$V = 0.920 * VL$	VL = velocidad de filtración por lateral
Perdida en la tubería principal	$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	L= longitud del tubo D= diámetro del tubo Vlp=velocidad lavado principal.
velocidad lavado principal.	$V_{Lp} = \frac{Q_l}{A_p}$	Ql= caudal de lavado. Ap= área principal.

Pérdida durante la operación normal

Perdida en el lecho filtrante limpio.	$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * L_o}{d_o^2}$	V=velocidad de filtrado. Lo= longitud de la capa filtrante. do= Tamaño mínimo de la grava en la capa.
Perdida por descarga de los orificios laterales.	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V= Velocidad de filtración por oficio Qfo=caudal de filtración por orificio. Ao= área de orificio.
Velocidad de filtración por oficio.	$V = 0.920 * \frac{Q_{fo}}{A_o}$	Qfo=caudal de filtración por orificio. Ao= área de orificio.
caudal de filtración por orificio.	$Q_{fo} = \frac{Q_l}{nu * norfi}$	Ql= caudal de lavado nu= número de unidades. norfi= número de orificios.
Perdida en el lateral	$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	L= longitud del tubo D= diámetro. VL= Velocidad lavado
Velocidad lavada	$V_L = \frac{Q_f}{A_L * nu}$	Qf= caudal de filtración. AL = Área tubería lateral nu=número de unidades.
Pérdidas por descarga de los laterales en el principal.	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V= velocidad de filtración.

Criterio	Ecuación	
velocidad de filtración.	$V = 0.920 * VL$	VL= velocidad de filtración por lateral.
Perdida en la tubería principal	$h_L = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	L= longitud del tubo. D= diámetro VFP= velocidad filtración principal
velocidad filtración principal	$V_{FP} = \frac{Q_f}{A_p}$	Qf= caudal de filtración. Ap= área de T. principal.

Adaptado de [27].

3.5.7 Diseño de filtro grueso ascendente

3.5.7.1 Cálculo de canal de distribución, vertedero triangulas y lecho filtrante de soporte. Este filtro se comienza adoptando la dimensión de cada módulo, teniendo en cuenta las dimensiones y caudales principales. Así mismo teniendo en cuenta el ancho anteriormente señalado, se calcula el Canal distribución, el vertedero triangular y lecho filtrante de soporte.

Tabla 6. Fórmulas para el cálculo de distribución y vertedero

Criterio	Ecuación	
Canal de distribución	$Yc = \sqrt[3]{\frac{Q * b^2}{g}}$	Yc= tirante critico Q= caudal por modulo B= base del canal.
Vertedero triangular de 90°	$H = \left(\frac{Q}{k}\right)^{2/5}$	H= altura vertedero. Q= caudal por modulo. K=1.41

Adaptado de [27].

Se toma una profundidad de 1.2 m en el lecho filtrante, esto distribuido en 5 capas de grava especificadas en la tabla 7.

Tabla 7. *Lecho filtrante y de soporte*

Capas	L(m)	Grava (mm)
1 (sup)	0,3	1,6 a 3
2	0,3	3 a 6
3	0,2	6 a 13
4	0,2	13 a 19
5 (soporte)	0,2	19 a 25
TOTAL	1,2	

Adaptado de [27].

3.5.7.2 Cálculo del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado. Se hacen los cálculos del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado, considerando que en este cálculo se hallan los diámetros de la tuberías y áreas de orificios por donde va a pasar el agua.

3.5.7.3 Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado.

Tabla 8. *Fórmulas para el diseño del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado*

Criterio	Ecuación	
Caudal de lavado	$QLavado = \frac{VL}{3600} * Area$	VL=4 m/h, con el fin de tener un eficiente lavado al interior del filtro.
Caudal por lateral	$q = \frac{Q}{nu}$	Q = caudal por modulo. nu = número de unidades instaladas.
Numero de orificio por modulo	$n = \frac{0.0015 * Area\ del\ modulo}{Area\ del\ orifio}$	
Numero de orificios por lateral	$n\ orif = \frac{n}{nu}$	n= número de orificio por modulo nu=número de unidades instaladas.
Diámetro del colector lateral.	$D = \sqrt{n * \varnothing^2}$	n = número de orificios \varnothing = diámetro de orificio colector.
Separación de colectores	$S1 = \frac{Lm}{nu}$ $S2 = \frac{S1}{Numero\ de\ modulos}$	Lm = largo del modulo nu = número de unidades.

Criterio	Ecuación	
Diámetro colector principal	$V = \frac{(q/1000)}{Ac}$ $Ac = \frac{\pi * \phi^2}{4}$	Se adopta diámetro con el fin de que velocidad < 0.5 Ac= área del colector principal q= caudal por lateral.

Adaptado de [27].

3.5.7.4 Cálculos de las pérdidas en cada parte de la tubería.

Tabla 9. Fórmula para pérdidas en el lecho filtrante sucio

Criterio	Ecuación	
Pérdidas en el lecho	$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * Lo}{100 * do^2}$	V= velocidad durante el lavado Lo= espesor de la capa. do= diámetro de las partículas de la capa.
Se calcula las pérdidas en cada capa del lecho y se hace una sumatoria, con el fin de definir el total de la pérdida en el lecho sucio.		
Pérdidas por descarga en el orificio lateral	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V= velocidad durante el lavado
Velocidad durante el lavado	$V = 0.861 * \frac{Q_{lo}}{Ao}$	Q _{lo} = caudal de lavado inicial.
Caudal de lavado inicial	$Q_{lo} = \frac{Q \text{ lavado}}{nu * norfi}$	nu=número de unidades instaladas. norif= número de orificios por lateral
Pérdida por descarga de las laterales en el principal	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	V=Velocidad de descarga. VL= velocidad durante el lavado
Pérdida de carga en el tub. Principal	$V = 0.936 * V_L$ $h_p = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_{Lp}^2}{2g}$ $V_{Lp} = \frac{Q \text{ lavado}}{A_p}$	

Adaptado de [27].

3.5.7.5 Perdida en la unidad durante la operación normal.

Tabla 10. *Fórmula para pérdidas en la unidad durante la operación normal*

Criterio	Ecuación	
Perdida por descarga en los orif. Laterales.	$h_{orif} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	
Velocidad de descarga	$V = 0.861 * \frac{Q_{fo}}{A_o}$	Ao= área del orificio.
Caudal de filtración por orificio	$Q_{fo} = \frac{Q \text{ modulo}}{nu * norfi}$	nu=número de unidades instaladas. norif= número de orificios por lateral
Perdida en el lateral.	$h_l = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	L= longitud lateral. D= diámetro.
Velocidad lateral.	$V_L = \frac{Q \text{ modulo}}{A_l * nu}$	Al= área lateral. nu= número de unidades.
Perdidas por descarga de los laterales en el principal	$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$ $V = 0.936 * V_L$	VL= velocidad de filtración por lateral.

Adaptado de [27].

3.5.8 Diseño de filtro lento de arena

3.5.8.1 Cálculo de canal de distribución vertedero triangular y lecho filtrante y se soporte. Se comienza determinando y calculando el dimensionamiento de la cámara de lavado, teniendo en cuenta el caudal de diseño, la velocidad de filtrado y conociendo que en este filtro se tendrán dos módulos. Después se hace el cálculo del canal de distribución, el vertedero triangular y del lecho filtrante y de soporte.

3.5.8.1.1 Canal de distribución.

Tabla 11. Fórmulas para el canal de distribución

Criterio	Ecuación	
Tirante critico	$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q * b^2}{g}}$	Q= caudal por modulo B= base del canal.
Altura de vertedero triangular	$H = \left(\frac{Q}{k}\right)^{2/5}$	Q= caudal por modulo. K=1.417

Adaptado de [27].

3.5.8.1.2 lecho filtrante y de soporte. Se adopta un lecho filtrante dividido en 3 capas, las cuales tienen una profundidad de 1.05m. Las especificaciones se presentan en la tabla 12.

Tabla 12. Lecho filtrante y de soporte

CAPAS	Longitud (cm)	Tamaño(mm)	Tamaño mínimo (cm)
Arena fina	80	0,35-0,55	0,35
Arena gruesa.	5	1-1,5	1
Grava de soporte.	20	1,27	1,27
TOTAL	1,05		

Adaptado de [27].

3.5.8.1.2 Cálculos del sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado. Se hacen los cálculos del sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado, en donde se calcula el diámetro de las tuberías, el número de colectores que se necesitan y la cantidad de orificios por donde va a pasar el agua.

Tabla 13. Separación de colectores laterales

Criterio	Ecuación	
Caudal de filtración.	$Qf = \frac{Vf}{3600} * Amodulo.$	Vf= velocidad de filtración.
Caudal lateral.	$q = \frac{Q}{nu}$	Q = caudal por modulo. nu = número de unidades instaladas.
Numero de orificio por modulo	$n = \frac{0.0015 * Area\ del\ modulo}{Area\ del\ orifio}$	
Numero de orificios por lateral	$n\ orif = \frac{n}{nu}$	n= número de orificio por modulo nu=número de unidades instaladas.
Diámetro lateral	$D = \sqrt{n * \emptyset^2}$	n = número de orificios \emptyset = diámetro de orificio colector.
Velocidad de caudal de filtración	$Velocidad = \frac{(q/1000)}{Acl}$	La velocidad del caudal de filtración, tiene que cumplir la condición de $V < 0.5$ Acl= área del colector lateral q= caudal por lateral
Área de colector lateral.	$Acl = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$	
Separación de colectores	$S1 = \frac{Lm}{nu}$ $S2 = \frac{S1}{Numero\ de\ modulos}$	Lm = largo del modulo nu = número de unidades.
Diámetro del colector principal	$Velocidad = \frac{(Q/1000)}{Acp}$	Se asume un diámetro, con el cual se hacen los cálculos y estos deben cumplir con Velocidad < 0.5, dado que dicha velocidad es la que recomienda la RAS 2000. Q= caudal modulo
Área del colector principal	$Ac = \frac{\pi * \emptyset^2}{4}$	

Adaptado de [27]

3.5.8.1.3 Cálculos necesarios para calcular todas las pérdidas durante la operación normal.

Tabla 14. Pérdidas durante la operación normal

Criterio	Ecuación	
Perdida en el lecho filtrante.	$h_{mf} = \frac{0.0608 * v * Lo}{100 * do^2}$	V= velocidad durante el lavado Lo= espesor de la capa. do= diámetro de las partículas de la capa.
Este cálculo se realiza en capa del lecho y al hacer la sumatoria de las perdidas, se obtiene la pérdida total en el lecho.		
Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral	$V = 0.861 * \frac{Q_{fo}}{A_o}$	
	$Q_{fo} = \frac{Q \text{ modulo}}{nu * norfi}$	
Perdida en el lateral.	$h_l = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_L^2}{2g}$	
	$V_L = \frac{Q \text{ modulo}}{A_l * nu}$	
Perdida por descarga de los laterales en el principal.	$h_{plat} = 1.5 * \frac{V^2}{2g}$	VL= velocidad de filtración por lateral.
	$V = 0.936 * V_L$	
Perdida de carga en la tubería principal	$h_p = \frac{1}{3} * \frac{0.0175 * L}{D} * \frac{V_{fp}^2}{2g}$	
	$V_{fp} = \frac{Q \text{ modulo}}{A_p}$	

Adaptado de [27].

3.6 Demanda de población y Diseño del acueducto

3.6.1 Cálculo población futura

Para conocer la población futura que se espera atender con el proyecto de la vereda de Francisco de Paula en el municipio de Barbosa, se realizaron dos métodos de cálculo basados en la RAS 2000 y de acuerdo a los censos entregados por el DANE, los cuales fueron el método geométrico y método aritmético, puesto que estos dos métodos suponen un crecimiento balanceado por la mortalidad y emigración típica de pequeñas localidades rurales. Para el cálculo de estos dos métodos, se consideró la siguiente información: habitantes y último año (850 habitantes - 22 mayo Año 2021) proyectado por el DANE, y habitantes y año del censo inicial (800 habitantes - 24 Nov Año 2019); también es importante para el cálculo de estos métodos el periodo de diseño (25 años) según el título b de la RAS 2000. Después de tener completa la información se procedió hacer los cálculos para conocer la población futura con la ayuda de las siguientes fórmulas:

Tabla 15. Método aritmético y geométrico

Criterio	Ecuación	
Método aritmético		
Población futura	$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc})$	P _{uc} = Población del último censo P _{ci} = Población del censo inicial T _{uc} = Tiempo o año del último censo T _{ci} = Tiempo o año del censo inicial T _f = Tiempo o año final al que se proyecta
Método geométrico		
Tasa de crecimiento anual.	$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)^{1/(T_{uc}-T_{ci})} - 1$	
Población futura	$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$	P _{uc} = Población del último censo T _{uc} = Tiempo o año del último censo T _f = Tiempo o año final al que se proyecta

Adaptado de [23].

3.6.2 Cálculo de caudales

Para poder calcular los caudales; Se debe conocer la dotación de la vereda de Francisco de Paula en el municipio de Barbosa; es decir la cantidad de agua que va consumir cada habitante; en primer lugar, para conocer la dotación bruta, se revisó la tabla de dotación neta máxima (120 l/hab*día) la cual depende de la altura promedio sobre el nivel del mar de la vereda (2427 m.s.n.m.):

Tabla 16. Dotación neta para clima cálido, templado y frío según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab*día) climas templados y frío	Dotación neta (L/hab*día) clima cálido	k1	k2
Bajo	120	140	1,3	1,3-1,6
Medio	120	140	1,3	1,3-1,6
Medio alto	130	140	1,2	1,2-1,5
Alto	140	140	1,2	1,2-1,5

Adaptado de [23].

También se debe tener en cuenta el porcentaje de pérdida (25% máximo), con estos dos valores y la población futura hallada anteriormente, se determinó el caudal medio diario mediante las fórmulas que se muestran a continuación:

$$DOTACIÓN BRUTA = \frac{DOTACION NETA}{1 - \%P}$$

$$Qmd = \frac{Pf * DOTACIÓN BRUTA}{86400}$$

Donde:

Qmd = Caudal medio diario [L/s]

Pf = Población futura o proyectada

Para hallar el caudal máximo diario se tiene en cuenta el caudal medio diario calculado en el paso anterior y se escoge el valor de k_1 para poder emplear la siguiente ecuación:

$$QMD = Qmd * K1$$

Y para el caudal máximo horario se tuvo en cuenta el caudal máximo diario y se escogió el valor de k_2 , los valores de k_1 y k_2 dependen de si la población de diseño es mayor, menor o igual a 12500 habitantes y también depende del clima promedio del lugar, el cálculo del QMH se determinó mediante la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * K2$$

Todos estos cálculos se hicieron con el fin de conocer el caudal de diseño de los componentes de todo el sistema de acueducto, para esto hay que tener en cuenta la tabla 17.

Tabla 17. *Criterio para el caudal de diseño*

COMPONENTE	CAUDAL DE DISEÑO
Captación fuente superficial	Hasta 2 vece QMD
Captación fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
Aducción	QMD
Conducción	QMD
Tanque	QMD
Red de distribución	QMH

Adaptado de [23].

Por último, después de haber calculado todos estos caudales y haber escogido el caudal máximo horario (QMH), se hizo un análisis entre el caudal hallado y caudal tomado en campo es decir el caudal ecológico, el cual debe ser mayor al caudal de diseño.

3.6.3 Diseño del bocatoma

3.6.3.1 Diseño de la presa. Con los valores de la longitud del río, población y caudales calculados en los pasos anteriores, procedemos a realizar los cálculos de los parámetros que componen la estructura de la bocatoma. Inicialmente se diseña la presa calculando la lámina de agua en las condiciones de diseño (H) utilizando la siguiente fórmula:

Tabla 18. Fórmulas para el diseño de la presa

Criterio	Ecuación	
Lámina de agua en las condiciones de diseño	$H = \left(\frac{Q}{1.84L}\right)^{\frac{2}{3}}$	Q= caudal de diseño de la bocatoma (2QMD) L=longitud del rio
Después se corrige la longitud del río debido a las contracciones a lado y lado de la entrada de la bocatoma		
Corrección por contracciones laterales	$L' = L - 0,1 n H$	n= número de contracciones laterales
Velocidad de rio	$Vr = \frac{Q}{L'xH}$	

Adaptado de [28].

3.6.3.2 Diseño de la rejilla y el canal de aducción. Teniendo en cuenta la velocidad del río y la altura obtenidos anteriormente, se diseña el canal de aducción calculando el alcance filo superior (Xs), el alcance del filo inferior (Xi) y el ancho del canal de aducción (m) con ayuda de

$$Xs = 0,36Vr^{\frac{2}{3}} + 0,6H^{\frac{3}{4}}$$

las fórmulas que se muestran a continuación:

$$Xi = 0,18Vr^{\frac{4}{3}} + 0,74H^{\frac{3}{4}}$$

$$B = Xs + 0,1$$

Donde:

Xs= Alcance filo superior

Xi= Alcance del filo inferior

B= Ancho del canal de aducción (m)

Al realizar el diseño de la rejilla se deben tener en cuenta el diámetro de los barrotes, la separación y la velocidad entre ellos que nos sugiere la Resolución 0330 del 2017, para calcular el área neta de la rejilla, así se puede emplear la fórmula de área neta:

$$An = \frac{Q}{0,9 Vb}$$

Donde:

Q = caudal de diseño

Vb = Velocidad entre barrotes (m/s)

Después se calcula el número de orificios, el cual es necesario para obtener el número de barrotes, recalculando la longitud, la velocidad y el área real de la rejilla para obtener todas sus dimensiones teniendo en cuenta las ecuaciones de la tabla 17.

Tabla 19. Fórmulas para calcular cada uno de los componentes de la rejilla de la bocatoma

Criterio	Ecuación	
Número de orificios:	$N = \frac{An}{a * B}$	Donde: a = Separación entre barrotes (m) b = Diámetro de cada barrote (m) Vb = Velocidad entre barrotes (m/s) An= Área neta de la rejilla (m2) Lr= Longitud de la rejilla (m) N = Número de orificios An´= Área real de la rejilla (m2)
Área real de la rejilla:	$An´ = a * B * N$	
Longitud real de la rejilla:	$Lr = \frac{An´(a + b)}{a B}$	
Velocidad real entre barrotes:	$Vb = \frac{Q}{0,9 An}$	
Número de barrotes:	$\#barrotes = N - 1$	

Adaptado de [28].

Por consiguiente, se calculan los niveles de agua en el canal de aducción, tanto aguas abajo como aguas arriba, se debe tener en cuenta las dimensiones del canal, el caudal de diseño y el valor de la gravedad para utilizar las ecuaciones de la tabla 20.

Tabla 20. Profundidad aguas abajo y aguas arriba

Criterio	Ecuación	
Altura aguas abajo	$h_e = h_c = \left(\frac{Q^2}{g B^2}\right)^{\frac{1}{3}}$	he: Profundidad aguas abajo (m) hc: Profundidad crítica (m) g: Aceleración de gravedad (m/s ²)
Altura aguas arriba	$h_o = \left[2h_e^2 + \left(h_e \frac{iLc}{3}\right)^{\frac{1}{2}}\right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3}iLr$	ho: Profundidad aguas arriba (m) i: Pendiente en el fondo del canal

Adaptado de [28].

Con los valores calculados en el paso anterior, se puede obtener la longitud y la altura de los muros del canal (aguas arriba [Ho] y aguas abajo [He]), los cuales son necesarios para hallar la velocidad del agua al final del canal, todo esto se realiza basándose en las siguientes ecuaciones:

$$L_{canal} = L_{rejilla} + \text{espesor del muro}$$

$$H_o = h_o + BL$$

$$H_e = H_o + iLc$$

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e}$$

3.6.3.3 Diseño de la cámara de recolección y el vertedero de excesos. Para calcular las dimensiones de la cámara de recolección simplemente se deben tener en cuenta las tres ecuaciones que se presentan a continuación:

$$X_s = 0.36 * V_e^{\frac{2}{3}} + 0.6 * h_e^{\frac{4}{7}}$$

$$X_i = 0.18 * V_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 * h_e^{\frac{2}{3}}$$

$$L = X_s + 0.3$$

Finalmente se procede a diseñar el vertedero de excesos, para este último se calcula el caudal captado y el caudal de excesos (ver tabla 21).

Tabla 21. Fórmulas para el diseño de vertedero de excesos

Criterio	Ecuación	
Caudal a través de la rejilla	$Q_{\text{captado}} = C_d * A_n \sqrt{2gH}$	Cd: coeficiente de descarga (0.3) An: Área neta de la rejilla H: Altura de lámina de agua sobre la rejilla
Caudal de Excesos	$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}}$	
Con estos caudales se puede determinar la altura de los muros de contención, la altura de excesos, velocidad de excesos y su alcance al filo superior basados en las siguientes fórmulas		
Altura de muros de contención	$H_{\text{mc}} = \left(\frac{Q}{1,84L}\right)^{\frac{2}{3}}$	L = longitud de la presa corregida
Altura de excesos	$H_{\text{exc}} = \left(\frac{Q}{1,84 B_{\text{cámara}}}\right)^{\frac{2}{3}}$	
Velocidad de excesos	$V_{\text{exc}} = \frac{Q_{\text{exc}}}{H_{\text{exc}} * B_{\text{cámara}}}$	
Alcance del agua al filo superior	$X_s = 0,36V_{\text{exc}}^{\frac{2}{3}} + 0,6H_{\text{exc}}^{\frac{4}{7}}$	

Adaptado de [28].

Teniendo en cuenta todos los parámetros hallados anteriormente y las alturas obtenidas con el trabajo en campo, se calculan las cotas relevantes para la construcción de la bocatoma y las demás estructuras que dependan de estas.

3.6.4 Diseño de la línea de aducción de la bocatoma al desarenador

En el diseño de la línea de aducción hay que tener en cuenta unos parámetros iniciales como la población de diseño, el caudal de la línea de aducción, la cota máxima de la cámara de recolección, entre otros. Inicialmente se halla la pendiente de la tubería usando las cotas de la bocatoma y el desarenador, además se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$s = \frac{\text{Cota bocatoma} - \text{cota desarenador}}{\text{longitud de aducción}}$$

Donde:

s = pendiente de la tubería

El siguiente paso es determinar el diámetro comercial de la tubería haciendo uso del coeficiente de Manning en la fórmula que se presenta a continuación:

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Qd}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

D = diámetro de la tubería

n = coeficiente de Manning

Qd = caudal de diseño (QMD)

Con los dos valores obtenidos anteriormente se puede determinar el caudal a tubo lleno, el área a tubo lleno, la velocidad del agua a tubo lleno y el radio hidráulico del caudal de diseño con ayuda de las siguientes ecuaciones:

$$Qo = \frac{0,312 * D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$Vo = \frac{Qo}{Ao}$$

$$Ao = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$RH = \frac{D}{4}$$

Donde:

Qo = caudal a tubo lleno

Ao = el área a tubo lleno

Vo = la velocidad del agua a tubo lleno

RH = radio hidráulico del caudal de diseño

Después de esto se procede a utilizar la tabla de Relaciones hidráulicas adaptada del libro de Elementos de diseño para acueductos y Alcantarillados para conductos circulares que nos brinda la norma, mediante ella podemos determinar la relación hidráulica de velocidades y de diámetros, la velocidad y la lámina de agua.

Posteriormente se realiza la verificación de la cota de salida de la bocatoma y se hace la corrección haciendo uso de las siguientes fórmulas:

$$H_{corr} = d + 1,5 \frac{V^2}{2g}$$

$$cota\ corregida = cota\ fondo - H_{corr}$$

Donde:

H_{corr} = verificación de la cota de salida de la bocatoma

V = velocidad real de diseño

Finalmente se vuelve a realizar exactamente el mismo procedimiento, pero haciendo uso de la cota corregida y así obtenemos todos los valores reales de la aducción.

3.6.5 Diseño del desarenador

3.6.5.1 Diseño de la zona de sedimentación. El procedimiento para diseñar el desarenar es un poco más extenso que los anteriores debido a que es la estructura más compleja de todo el acueducto, se debe utilizar el caudal máximo diario (QMD), además para sus condiciones de diseño hay que tener en cuenta la temperatura y viscosidad del agua, el diámetro de la partícula a remover y se asume inicialmente una altura útil propuesta por la norma, haciendo uso de estos valores se puede determinar la primer velocidad de sedimentación de la partícula:

$$V_s = \frac{g * (\rho_s - \rho) * d^2}{18 * \mu}$$

Donde:

V_s = velocidad de sedimentación

ρ_s = peso específico de la arena

ρ = peso específico del agua

d = diámetro de la partícula a remover

μ = viscosidad dinámica del agua

Usando la tabla 22, que relaciona el diámetro de partículas y velocidad de sedimentación se obtiene la segunda velocidad de sedimentación de partículas, con esto promediamos ambas velocidades y hallamos el tiempo de caída de la partícula haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$t = \frac{H}{V_s}$$

Donde:

t = tiempo de caída de la partícula

H = altura útil sugerida por la norma

Para conocer el periodo/ tiempo de remoción, se hace uso de otra tabla que nos brinda la norma la cual depende de la calidad de los deflectores:

Tabla 22. Periodo/tiempo de remoción

Escenarios	%Remoción		
	50%	75%	87.50%
Max Teórico	0.5	0.75	0.87
Disposición con muy buenos deflectores	0.73	1.52	2.37
Buenos deflectores	0.76	1.66	2.75
Deflectores deficientes o sin ellos	1	3	7

Adaptado de [28].

Obteniendo el valor de periodo de remoción, este se utiliza para calcular el volumen de la zona de sedimentación y el área superficial de esta zona.

$$V = Q * Pr$$

$$As = \frac{V}{H}$$

Donde:

V = volumen de la zona de sedimentación
 Q = caudal de diseño del desarenador
 Pr = periodo de remoción de partículas
 As = área superficial de la zona de sedimentación

3.6.5.2 Pre dimensionamiento. El siguiente paso es realizar es el pre dimensionamiento del desarenador, se inicia por las dimensiones de la zona de sedimentación ancho (B), largo (L) y altura (Ht) mediante las ecuaciones de la tabla 23.

Tabla 23. Pre dimensionamiento del desarenador

Dimensión	Ecuación
Largo	$L = 4 * b$
Área	$A = L * b = 4b * b = 4b^2$
Altura	$Ht = H + Bl$
Área superficial	$As = A * L$
Velocidad.	$V = As * H$

Adaptado de [28].

Además, se deben calcular los valores de velocidad de traslación, tiempo de sedimentación, la velocidad horizontal crítica y real, el volumen de agua sedimentada, la carga superficial, entre otros parámetros necesarios para la construcción adecuada de la zona de sedimentación del desarenador, las fórmulas necesarias para el cálculo de todos estos parámetros se presentan en la tabla 24.

Tabla 24. Fórmula para parámetros necesarios de la zona de sedimentación

Criterio	Ecuación	
Velocidad de traslación	$Vt = (Q)/(B * H)$	Q = caudal de diseño

Criterio	Ecuación	
Periodo de retención:	$Pr = \frac{V}{Q}$	V=velocidad. Q=caudal.
Tiempo de sedimentación	$Ts = \frac{Pr}{(a/t)}$	
Velocidad horizontal crítica	$Vhc = 125 * (\rho_s - \rho)^{0.5} * d^{0.5}$	ρ_s = peso específico de la arena ρ = peso específico del agua d = diámetro de la partícula a remover
Velocidad horizontal real	$Vh = \frac{Q}{B * Ht}$	
Volumen de agua sedimentada	$Vas = Q * 86400$	
Carga superficial sobre el desarenador	$q = \frac{Vas}{As}$	As = área superficial
Velocidad vertical	$Vo = \frac{Qd}{As}$	Qd = caudal de diseño (QMD)
Diámetro de partícula mínimo a remover	$do = \sqrt{\frac{Vo * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}}$	μ = viscosidad dinámica del agua g = valor de la fuerza de gravedad ρ_s = peso específico de la arena ρ = peso específico del agua d = diámetro de la partícula a remover
Velocidad horizontal	$Vh = \frac{Vo * L}{H} * 100$	L = largo de la zona de sedimentación H = altura útil de la zona de sedimentación
Velocidad horizontal máxima	$Vhmáx = 20 * Vs$	Vs = velocidad de sedimentación de las partículas
Velocidad de arrastre	$Vr = \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_s - \rho)d}$	K = parámetro de sedimentación de arenas f = parámetro de sedimentación por acción de la gravedad

Adaptado de [28].

3.6.5.3 Diseño de los deflectores. Posteriormente se diseñan los deflectores, teniendo en cuenta el manual técnico tubos de sistemas presión PVC de PAVCO para el diámetro interior, así como la pared del material que se va a implementar, se halla el área de la pantalla, los deflectores y los orificios utilizando las ecuaciones de la tabla 25.

Tabla 25. Fórmulas para el diseño de los deflectores

Criterio	Ecuación	
Área de la pantalla deflectora	$A_p = B * h_p$	h_p = altura de la pantalla deflectora
Área de los deflectores	$A_d = \frac{Q}{v_{ori}}$	v_{ori} = velocidad del agua sobre los orificios
Área de los orificios	$A_{ori} = \left(\frac{\phi_{interior}}{2}\right)^2 * \pi$	
Caudal de agua sobre los orificios	$Q_{ori} = v_{ori} * A_{ori}$	
Número de orificios necesarios	$\#orif = \frac{A_d}{A_{ori}}$	

Adaptado de [28].

3.6.5.4 Diseño de la cámara de aquietamiento. Con la ayuda de las dimensiones de la zona de sedimentación, las cotas de entrada al desarenador y la cota batea del tubo, podemos determinar las dimensiones de la cámara de aquietamiento y el rebose de agua sobre la misma. Las dimensiones de esta zona se determinan con las ecuaciones de la tabla 26.

Tabla 26. Fórmulas para el diseño de la cámara de aquietamiento

Criterio	Ecuación	
Ancho de la cámara	$A_c = B/3$	B=base.
Profundidad de la cámara	$P_c = H/3$	H=altura.
Altura de la lámina de agua	$H_e = \left(\frac{Q_{exc}}{1,84L_e}\right)^{\frac{2}{3}}$	Q_{exc} = caudal de excesos hallado en la aducción L_e = largo del cámara asumido según la norma
Alcance horizontal	$X_s = 0,36V_e^{\frac{2}{3}} + 0,6H_e^{\frac{4}{7}}$	V_e = velocidad de excesos
Largo de rebose	$L_{re} = \frac{B - ancho}{2}$	

Adaptado de [28].

3.6.5.5 Cálculo de pérdidas. Se deben calcular las pérdidas en todas las secciones anteriores, pérdidas en la cámara, de la entrada de la zona de sedimentación, pérdidas en la sedimentación, en las pantallas y las pérdidas totales, las ecuaciones necesarias para este cálculo se muestran en la tabla 27.

Tabla 27. Fórmulas para calcular las pérdidas en cámara y en zona de sedimentación

Criterio	Ecuación	
Pérdidas en la cámara de aquietamiento	$Hm = \frac{k(V1^2 - V2^2)}{2g}$	V1 = velocidad y sedimentación real V2 = velocidad horizontal real g = valor de la fuerza de gravedad
Pérdidas en la sedimentación	$Hms = \frac{k(Vc^2 - Vh^2)}{2g}$	Vc = velocidad real de diseño Vh = velocidad horizontal

Adaptado de [28].

3.6.5.6 Diseño del vertedero de salida. En el diseño del vertedero de salida hay que calcular la altura de la lámina de agua, la velocidad de excesos y el alcance horizontal para poder determinar la longitud del vertedero de salida y la cota del mismo, para realizar estos cálculos, hay que emplear las ecuaciones de la tabla 28.

Tabla 28. Fórmulas para el diseño del vertedero de salida

Criterio	Ecuación
Altura de la lámina de agua en el vertedero	$Hv = \left(\frac{Q}{1,84B}\right)^{\frac{2}{3}}$
Velocidad de excesos	$Vv = \frac{Q}{B * Hv}$
Alcance horizontal de la lámina de agua	$Xs = 0,36Vv^{\frac{2}{3}} + 0,6Hv^{\frac{4}{7}}$

Longitud del vertedero de salida $L_v = X_s + 0.1$

Adaptado de [28].

3.6.5.7 Cálculo de la tubería de lavado. Teniendo en cuenta las pérdidas totales y basados en el manual técnico tubo sistemas presión PVC de PAVCO, se realiza el cálculo de la tubería de lavado, aquí se obtiene el área del tubo utilizando las ecuaciones de la tabla 29.

Tabla 29. Fórmulas para el cálculo de la tubería de lavado

Criterio	Ecuación	
Área de tubo utilizado	$A_t = \left(\frac{\varnothing_{interior}}{2}\right)^2 * \pi$	$\varnothing_{interior}$ = diámetro interno de la tubería seleccionada según el manual.
Longitud equivalente de la tubería	$LE = \sum en + Val + Crc + Tecd + T$	Σen = entrada normal Val = longitud de la válvula Crc = longitud del codo de radio corto Tecd = longitud de la Te de cambio de dirección T = longitud de la tubería
Pérdidas totales en la conducción	$J = \frac{H}{LE}$	

Adaptado de [28].

Finalmente, con los valores de las pérdidas y el coeficiente de rugosidad de la tubería, determinamos el caudal inicial, la velocidad, la altura cinética, el coeficiente de descarga y el tiempo de vaciado del desarenador, las ecuaciones necesarias para estos cálculos se muestran en la tabla 30

Tabla 30. *Fórmula para el cálculo de la tubería de lavado*

Criterio	Ecuación	
Caudal inicial	$Q_{inicial} = 0.2785 C D^{2.63} J^{0.54}$	<i>C = coeficiente de rugosidad</i> <i>D = diámetro de la tubería</i> <i>J = pérdidas</i>
Velocidad del agua	$V = \frac{Q_{inicial} * 4}{\pi * D^2}$	
Velocidad real o altura cinética	$Vc = \left(\frac{v^2}{2g}\right)$	<i>V = velocidad real</i> <i>g = valor de la gravedad</i>
Coeficiente de descarga	$Cd = \frac{Q}{A_o * \sqrt{2gH}}$	<i>Q = caudal de diseño</i> <i>Ao = área interna de la tubería</i>
Tiempo de vaciado	$Tv = \frac{2As}{Cd * A_o * \sqrt{2g}} * H^{\frac{1}{2}}$	<i>As = área superficial</i> <i>H=altura.</i>

Adaptado de [28].

3.6.6 Diseño del tanque de almacenamiento

El diseño de esta estructura también se realiza con el caudal máximo diario (QMD) pero esta vez en metros cúbicos por día ya que el volumen de almacenamiento del tanque es calculado con base en los datos de consumo horario de la población, debido a la escasez de esta información fue necesario estimar estos valores a través de una extrapolación de datos obtenidos de poblaciones similares a la de nuestro estudio con números de habitantes inferiores a las 10.000 personas, realizando esto se puede obtener una tabla junto con su respectiva gráfica en donde se muestra como es el consumo de agua promedio de esta población durante 24 horas. Con ayuda de los datos obtenidos en la tabla, se calculan los volúmenes por consumo doméstico, volumen para incendios y para emergencias para hallar el volumen final del tanque.

Después de esto, se realiza el pre dimensionamiento del tanque, teniendo en cuenta el volumen final obtenido en el paso anterior se escoge el valor de K usando la tabla de constante de la capacidad del tanque de almacenamiento que brinda la RAS 2000.

Ya con estos valores se puede calcular la altura del tanque dejando un borde libre propuesto por la norma y el ancho del tanque, para esto se deben emplear las dos fórmulas presentadas a continuación:

$$B = L = \sqrt{\frac{\text{Volumen del tanque}}{H}}$$

Donde:

h = altura del tanque de almacenamiento

k = constante de la capacidad del tanque

B = ancho del tanque

L = longitud del tanque.

3.7 Diseño del sistema de distribución

Para este diseño de distribución se implementó el programan EPANET, con este programa se pudo ejecutar el diseño de distribución del agua a los hogares que se van a beneficiar de este proyecto. Lo primero, fue ir al lugar de estudio y hacer la toma de coordenadas a todas las viviendas de la vereda Francisco de paula, las cuales se van a beneficiar de este proyecto, con ayuda de varios GPS se pudo hacer la correcta toma de coordenadas a todos los lugares necesarios, con el fin de graficar correctamente el diseño del sistema de distribución. Después, se procedió a crear un Excel con el fin de organizar y hacer el cambio de coordenadas polares a coordenadas geográficas, ya teniendo todos estos datos, se fijaron todos los puntos, y líneas, los cuales fueron las guías del diseño y con estos poder visualizar la distribución de se pretendió desarrollar.

4. Resultados

4.1 Selección y observación del sitio de estudio

La fuente hídrica seleccionada fue la quebrada Ceniza, se eligió teniendo en cuenta que está ya era punto de abastecimiento para los habitantes de la vereda. Una vez se fue al sitio al sitio de estudio, al hacer un análisis de la zona donde estaba ubicada la fuente hídrica, se observa que alrededor había ganado, se evidenció la intervención y contaminación del ser humano. Se decide desarrollar un sistema de recolección, potabilización y distribución del agua potable. Teniendo en cuenta las observaciones de la población y los datos buscados en el DANE, se comprobó el número de habitantes que serían beneficiados con este proyecto.

4.2 Análisis y muestreo de la fuente hídrica

Al hacer el muestreo siguiendo los protocolos del índice de riesgo de calidad del agua encontrado en el IDEAM y al llevarlo al laboratorio (ver apéndice A), se confirmó que el agua de esta fuente hídrica se puede utilizar como suministro de agua potable como la vereda Francisco de Paula.

Los resultados arrojados en la prueba de laboratorio fueron, según el IRCA (índice de riesgo de calidad del agua) que, la turbiedad y el color están en un nivel intermedio de calidad, y los componentes microbiológicos presentan un nivel alto.

4.3 Toma del caudal

Al recolectar las medidas necesarias utilizando en el método de flotador y realizar los cálculos necesarios, se obtuvo un caudal de 54.81 l/s o 0.055 m³/s. (ver apéndice B)

4.4 Balance hídrico

4.4.1 Selección de estaciones meteorológicas

Teniendo en cuenta que eran los lugares más cercanos al municipio de Barbosa, y que eran de los pocos que contaban con estaciones que brindaran la información meteorológica más completa y actualizada posible, los municipios seleccionados fueron Moniquirá, Vélez y Bolívar.

4.4.2 Búsqueda y extracción de información

Mediante la plataforma de IDEAM fue posible descargar los datos de las estaciones meteorológicas ubicadas en los tres municipios seleccionados, para los datos de precipitación se seleccionaron los del año 2018 ya que eran los más actualizados y completos, la información obtenida se muestra en el apéndice C, que contienen mes a mes los datos de precipitación de cada municipio, con las coordenadas exactas de sus estaciones y sus respectivos Pluviograma.

Por otro lado, para los datos de temperatura promedio mensual de los tres municipios que se lograron obtener de Weathersparks, se optó por escoger la información más actualizada posible, así que se seleccionaron los datos registrados para el año 2021, estos se presentan ya organizados en la tabla 31.

Tabla 31. *Datos de la temperatura promedio mensual de Vélez, Moniquirá y Bolívar*

Estación	Año	Longitud	Latitud	Altitud	Temperatura Prom Mes.
Vélez	2021	1,044,809	1,154,946	2170	15.5
Moniquirá	2021	1,055,493	1,138,913	1764	18
Bolívar	2021	1,033,954	1,153,711	2165	17.26

Adaptado de [29]

4.4.2.1 Clasificación de la información. Como los datos de temperatura ya están ordenados de manera correcta para ser ingresados en el software de ArcGIS no es necesario hacerles nada más, por el contrario, los datos de precipitación si se deben organizar mes a mes como se muestra en el apéndice D.

4.4.2.2 Implementación de ArcGIS-Isoyetas e Isotermas. Todos los datos obtenidos anteriormente fueron necesarios para la realización del balance hídrico mediante el método de isoyetas e isothermas, los mapas de balance hídrico de cada mes generados en este paso se encuentran en el apéndice E.

4.5 Diseño de la filtración en múltiples etapas

4.5.1 Cálculo de área de filtración por modulo y velocidad de filtración

Tabla 32. Resultados del cálculo de área de filtración por módulo y velocidad de filtración para la estructura de entrada

Criterio	Datos calculados	
Caudal de diseño(máximo)	2,63	L/s
	0,00263	m ³ /s
Velocidad de Filtrado RAS (m/h)	2	(2-3)
	0,00056	m/s
Área de Filtración	4,734	m ²
Área filtración por modulo	2,367	m ²
Caudal por modulo	1,315	L/s
	0,001315	m ³ /s
Dimensiones cámara filtrado		

Criterio	Datos calculados	
Ancho	1	m
Largo	2,367	
Velocidad de filtración	2,0	m/h

4.5.2 Diseño de filtro dinámico

4.5.2.1 Cálculo de tirante crítico y velocidad máxima de descarga.

Tabla 33. Resultados del cálculo de tirante crítico y velocidad máxima de descarga

Criterio	Resultados	
	Tirante crítico	
Gravedad	9,81	
Gravedad	0,051178268	m
Velocidad Max. en la descarga	0,0256945	m/s

Elaboración propia.

4.5.2.2 Cálculo de velocidad aguas arriba y la velocidad arrastre y se determinación de las características del lecho filtrante y de soporte.

Tabla 34. Resultados de velocidad de descarga y velocidad aguas arriba

Criterio	Resultado	
Velocidad de descarga.	0,0256945	m/s
hv	0,012420377	m
Velocidad aguas arriba.	0,211748813	m/s

Tabla 35. *Resultados de velocidad de arrastre*

Criterio	Resultado
R	0,012119323 m
d	0,0032 m
n	0,018
v	1,203310681 m/s

Tabla 36. *Resultados del lecho filtrante y de soporte*

Tamaño de gravas pulgadas	(mm)	Espesor de capa (m)	Ubicación en el lecho
1 3/4	25	0,2	Inferíos
3/4 - 1/2	13 - -6	0,2	Intermedia.
1/2 - 1/4	6.	0,2	Superior.

4.5.2.3 Cálculo de los caudales y dimensiones del sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado.

Tabla 37. *Resultados del cálculo de caudales, dimensiones de recolección, drenaje y cámara de lavado*

Criterio	Resultado
Separación colectores laterales	
VL	10 m/h
Área	2,367 m ²
QL	0,006575 m ³ /s
Diámetro y número de orificios	
Unidades	10
q	0,132 L/s
Ro	0,0015
Área lecho	2,367 m ²
Área orificios	0,000127 m ²
n Total	27,95669291
n lateral	2,795669291
Área y diámetro colector lateral	
V	0,5 m/s
do	0,5

Criterio	Resultado	
dL	1,182300573	aprox. 1 1/2
Chequeo velocidad		
A. Colector	1,097859331	pulg2
V	0,185657126	m/s
Separación de conectores		
S1	0,2367	n
S2	0,11835	m
Diámetro colector principal		
Área	0,00263	
diam.	0,057867194	2,27823599
	aprox.	3 pul

4.5.2.4 Cálculos de las pérdidas de carga en el lavado y perdidas en operación normal.

4.5.2.4.1 Pérdidas de carga en el lavado.

Tabla 38. Resultado de pérdidas de carga en el lavado

Criterio	Resultado	
Per. Desc. Orif. Laterales		
Q _{lo}	0,000235185	m ³ /s
V	1,703703704	m/s
h orif	0,221911797	M
Perdida lateral		
L (tubo)	0,6	M
D (1 1/2)	0,038	M
N	2,795669291	
A L	0,000708295	m ²
VL	0,928285628	m/s
hL	0,009968402	M
perd. Por descar. Laterales en el principal		
V	0,854022778	m/s
h plat	0,055761078	M

Criterio	Resultado
Perd. Total, late.	0,06572948 M
Perd. Carga en la tubería princip.	
V	2,5 m/s
L	2 M
D (3 pulg)	0,076 M
hp	0,048900603 M

4.5.2.4.1 pérdida durante la operación normal.

Tabla 39. Resultados de pérdida en operación normal

Criterio	Resultado
Perd. Desc. Orificio lateral	
v	0,056 m
Q fo	0,000241445 m ³ /s
A orificio 1/2"	0,000126677 m ²
V	1,753506844 m/s
h orif	0,134060156 m
Pérdida lateral	
L	0,6 m
D (1 1/2)	0,030030435 m
N	10
AL	0,000708295 m ²
VL	0,95299285 m/s
hL	0,005394941 m
Per. Por desc. De los lat. En princ.	
VI	0,95299285 m/s
V	0,877 m/s
h plat	0,05876885 m
Pérdida TOTAL LATERAL	0,064163792 m
Perdida de carga en tub. Princi.	
L	1,2 m
D (3")	0,058 m
Ap	0,00263 m ²
V iP	0,5 m/s
hp	0,001541369 m

4.5.3 Diseño de filtro grueso ascendente

4.5.3.1 Cálculo de canal de distribución, vertedero triangulas y lecho filtrante de soporte.

Tabla 40. Resultados del canal de distribución

Criterio	Resultado
Ancho	0,3 m
Yc	0,02293505 m
Se adopta un tirante de	0,1 m

Tabla 41. Resultados del vertedero triangular

Criterio	Resultado
k	1,417
H	0,06123819 m

Tabla 42. Resultados de lecho filtrante y de soporte

Criterio	Resultado	
Capas	L(m)	Grava (mm)
1 (sup)	0,3	1,6 a 3
2	0,3	3 a 6
3	0,2	6 a 13
4	0,2	13 a 19
5 (soporte)	0,2	19 a 25
TOTAL	1,2	

4.5.3.2 Cálculo del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado.

Tabla 43. *Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado*

Criterio	Resultado	
Sep. De colect lateral		
Tasa lavada	4	
QL	0,00778	m3/s
Diame y número de orfi.		
q	0,77778	L/s
unidades	10	
día. Orif	0,5	Pulg
Área orif	0,000127	m2
Área lecho	7	m2
Ro	0,0015	
n	82,8879	
n por lateral	8,2888	
área y diámetro por lateral		
D separación	1,5	Pulg
s1	0,35	M
s2	0,175	M
Diámetro colector principal		
diámetro	3	
Ac	0,0046	m2
Velocidad	0,1706	cumple <0,5

4.5.3.3 Perdidas de las tuberías en cada parte de la tubería.

4.5.3.3.1 Perdidas en el lecho filtrante sucio.

Tabla 44. *Pérdidas en el lecho filtrante sucio*

Capas	L(cm)	Grava(pulg)	Tomin. (cm)	Hmf lav.
1	30	1 /15 -1/8	0,1693	0,0707
2	30	1/8 - 1/4	0,3175	0,0201
3	20	1/4 - 1/2	0,635	0,0033
4	20	1/2 - 3/4	1,27	0,0008
5	20	3/04/2001	1,905	0,0004
Total	1,2			

Al realizar el cálculo, se tomó la velocidad de lavado =0.111m/S, se realizaron los cálculos de las pérdidas en cada de lecho y hacer las sumas de todos, se obtuvo una pérdida de 0.0953.

Tabla 45. *Pérdida de lecho filtrante*

Criterio	Pérdida
Qo	0,000094 m3/s
Área	0,000127 m2
v	0,63778 m/s
h orif	0,0311 m

Tabla 46. *Pérdida lateral*

Criterio	Pérdida
L	3,4 m
D (1,5")	0,0381 m
NL	10
AL	0,0011 m2
VL	0,682204661 m/s
hL	0,0123 m

Tabla 47. *Pérdidas por descarga de los laterales en el principal*

Criterio	Pérdida
VL	0,682204661 m/s
V	0,638543563 m/s
h plat	0,031172621 m
Pérdida TOTAL lateral	0,0435

Tabla 48. *Pérdida de carga en la tubería principal*

Criterio	Pérdida	
L	2	m
D (3")	0,0762	m
Área	0,0046	m ²
V _{fp}	1,70551	m/s
hp	0,022698763	m

4.5.3.3.2 *Perdida en la unidad durante la operación normal.*

Tabla 49. *Pérdida en la unidad durante la operación normal*

Criterio	Pérdida	
Perd descar de orif laterales		
Q _{fo}	0,00001586	m ³ /s
A _o	0,000127	m ²
v	0,10783	m/s
h orif	0,008243884	m
Pérdida en lateral		
L	3,6	m
D (1/2)	0,0381	m
N	10	
Área	0,001140094	m ²
VL	0,115341317	m/s
hL	0,000373736	m
Pérdidas por descarga de los laterales en el principal		
V	0,115341317	m/s
VL	0,107959472	M7s
h _{plat}	0,000891074	m
Pérdida tub principal		
L	3	m
D (4")	0,0762	m
Área	0,0046	m ²
V _{fp}	0,288353292	m/s
hp	0,000973271	m

4.5.4 Diseño de filtro lento de arena

4.5.4.1 Cálculo de canal de distribución, vertedero triangulas y lecho filtrante de soporte.

Tabla 50. *Cálculo del canal de distribución*

Criterio	Resultado	
b	3	m
Q	0,00263	m ³ /s
Yc	0,0043	tirante adoptado de 0,35.

Tabla 51. *Vertedero triangular*

Criterio	Resultado	
K	1,417	
h	0,05207	m

Tabla 52. *Lecho filtrante y de soporte*

CAPAS	Longitud (cm)	Tamaño(mm)	Tamaño mínimo (cm)
Arena fina	80	0,35-0,55	0,35
Arena gruesa	5	1-1,5	1
Grava de soporte	20	1,27	1,27
TOTAL	1,05		

4.5.4.2 Cálculo del sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado.

Tabla 53. *Sistema de recolección, drenaje y cámara de lavado*

Criterio	Resultado	
unidades	10	
Vel. Filtración	0,34	
	0,0877	l/s
	0,0000877	m ³ /s
Separación De Colectores Laterales		
Qf	0,0011	m ³ /s
Área lecho=	11,4	m ²
Área orificios (5/8) =	0,0001979	m ²
n	62,02	
Número de orificios por lateral		
n. lat.	6,20	8
Diámetro del colector lateral		
D. colector	0,625	
	1,56	2

Tabla 54. *Separación de colectores y diámetro de colector principal*

Criterio	Resultados		
Separación de colectores			
S1	0,38	m	
S2	0,19	m	
Diámetro colector princ.			
D. lat 3"	3		
Ac	0,005	M	
V	0,24	m.s	< 0.5 m. s
Por lo tanto, se adopta un diámetro de 4 pulgadas.			

4.5.4.3 Cálculos necesarios para calcular todas las pérdidas durante la operación

normal.

Tabla 55. Pérdidas en el lecho filtrante sucio

Capas	Longitud (cm)	Tamaño (mm)	T. Mínimo (cm)	Hmf (cm)
Arena fina $C_u = 2 - 4$ mm	80	0.35 - 0.55	0,045	15,01
Arena gruesa $C_u = 1 - 1.5$ mm	5	1 - 1.5 mm	0,125	0,12
Grava de soporte 2 - 9 mm	5	2 - 9 mm	0,5	0,01
Grava de soporte 9 - 10 mm	15	9 - 10 mm	0,95	0,01
L suma	1,05	m	Hmf total, m	0,151

Tabla 56. Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral

Criterio	Resultado	
Qf	0,000011	m ³ /s
Ao =	0,000198	m ²
V	0,046877315	m/s
h orif.	0,000168	m

Tabla 57. Pérdida en el lateral

Criterio	Resultados	
L	2,70	m
D 2"	0,039535196	m
N	10	Und.
AL	0,00203	m ²
VI	0,043	m.s
hl	0,0000380	m

Tabla 58. Pérdidas por descarga de los laterales en el principal

Criterio	Resultados	
VI	0,043	m/s
V	0,039	
Reemplazando se obtiene que:		
h plat.	0,000118	m/s
Perdida T.	0,000156	

Tabla 59. *Pérdida de carga en la tubería principal*

Criterio	Resultados	
L	3,7	m
D	0,0762	m
Ap	0,005	m ²
V fp	0,192235528	m.s
hp	0,00053	m

4.6 Cálculo de demanda y Diseño del acueducto

4.6.1 Cálculo población futura

Para realizar la proyección de la población se implementó el método geométrico y el método aritmético, en ambos métodos primero se determinaron los tiempos que se utilizan en las fórmulas con el fin de hacer más eficiente y exacto el proceso de cálculo como se muestra a continuación.

4.6.1.1 Método geométrico.

Tabla 60. *Tiempos necesarios para la proyección de población mediante el geométrico*

	Día	Mes	Año
Tuc – Tci	24	nov	2019
	24	nov	2020
	24	mayo	2020
	22	mayo	2021
Cálculo	6/12	2/ 365	2021-2019
Resultados	0.5	0.01	2
		Total	2.51
Tf – Tuc	22	mayo	2021
	22	mayo	2045
	22	junio	2045
	30	junio	2046

	Día	Mes	Año
Cálculo	8/365	1/365	2046-2021
Resultados	0.02	0.003	25.00
		Total	25.02

Teniendo estos dos valores, se calcula la tasa de crecimiento anual (r)

$$r = \left(\frac{Puc}{Pci}\right)^{\frac{1}{Tuc-Tci}} - 1$$

$$r = 0.02454$$

Por último, se introduce el valor de r en la fórmula del método geométrico para calcular la población proyectada, lo resultados obtenidos fueron los siguientes

$$PFg = Puc (1 + r)^{Tf-Tuc}$$

$$PFg = 1562.66 \text{ habitantes}$$

4.6.1.2 Método aritmético.

Tabla 61. *Tiempos necesarios para la proyección de población mediante el método aritmético.*

	Día	Mes	Año
<i>Tuc – Tci</i>	24	nov	2019
	24	nov	2020
	24	mayo	2020
	22	mayo	2021
Cálculo	2/365	6/12	2021-2019
Resultados	0.0054795	0.5	2
		Total	2.51
<i>Tf – Tuc</i>	22	mayo	2021
	22	mayo	2045
	22	junio	2045
	30	junio	2046
Cálculo	8/365	1/365	2046-2021
Resultados	0.022	0.083	25
		Total	25.10525

Obteniendo estos dos valores, se procede a utilizar la fórmula para proyección de población del método aritmético

$$PFa = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tf - Tuc)$$

$$PFa = 1351 \text{ habitantes}$$

Finalmente se toman los valores de población futura obtenidos en los dos métodos anteriores y se promedian, el resultado obtenido será la población de diseño con la que se trabajará.

$$Población \text{ diseño} = \frac{PFg + PFa}{2}$$

$$Población \text{ diseño} = 1457 \text{ habitantes}$$

4.6.2 Cálculo de caudales

Inicialmente para conocer la dotación bruta se debe determinar la dotación neta máxima mediante la tabla B.2.3 de dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema que nos presenta la resolución 0330 del 2017. Teniendo en cuenta que el clima del lugar está entre templado y frío ya que la altura promedio sobre el nivel del mar de la vereda es de 2427 m.s.n.m, y el nivel de complejidad del sistema es medio, el valor de dotación neta en este caso sería 120 l/hab*día.

Con un porcentaje de pérdidas máximo del 25%, la dotación bruta calculada es:

$$DOTACIÓN \text{ BRUTA} = 160 \text{ l/hab} * \text{ día}$$

Con la población de diseño y la dotación bruta hallada anteriormente se calcula el caudal medio diario.

$$Qmd = 2.7 \text{ L/seg}$$

En el cálculo del caudal máximo diario, el valor de k_1 es 1.3, por lo tanto, el valor del QMD es:

$$QMD = 3.51 \text{ L/seg}$$

Para determinar el caudal máximo horario se tuvo en cuenta el caudal máximo diario y se escogió 1.6 como el valor de k_2 .

$$QMH = 5.61 \text{ L/seg}$$

Al momento de calcular el caudal ecológico de la fuente, se tuvo en cuenta que el valor de referencia de volumen de caudal ecológico escogido es bueno, este se escogió según los criterios observados en el lugar de la toma de muestras (corriente perene), además según la norma se escogió un porcentaje del 32%.

$$Q = 0.0542 * 32\%$$

$$Q_{ecológico} = 0.01734 \text{ m}^3/\text{s} = 17.34 \text{ ls}$$

Por último, se realiza la comprobación entre el caudal máximo diario y el caudal ecológico, el cual debe ser mayor al caudal de diseño.

$$Q_{eco} > QMD$$

$$32.88 \text{ l/seg} > 3.5 \text{ l/seg}$$

4.6.3 Diseño del bocatoma

4.6.3.1 Diseño de la presa. Con los valores de la longitud del río, población y caudales calculados en los pasos anteriores, procedemos a realizar los cálculos de los parámetros que componen la estructura de la bocatoma.

Tabla 62. *Cálculo de los componentes principales de la presa de la bocatoma*

Criterio	Resultados		
Lámina de Agua en las Condiciones de diseño	H	0.028	m
Longitud del río	L	1	m
Número de contracciones laterales	n	2	#
Corrección por Contracciones Laterales	L'	0.794	m
Velocidad del río sobre la presa	Vr	0.312	m/s

Al realizar este paso, se comprueba que efectivamente la velocidad del río se encuentra dentro del rango según la norma, es decir, menor que 3.0m/s y mayor a 0.3m/s.

4.6.3.2 Diseño de la rejilla y el canal de aducción.

Tabla 63. *Cálculos del canal de aducción de la bocatoma*

Criterio	Resultados	
Alcance filo superior	Xs	0.2292
Alcance del filo inferior	Xi	0.1342
Ancho del canal de aducción	B	0.3292

En el diseño de la rejilla se consideró un diámetro de barrotes de $\frac{1}{2}$ " o 0.0127m, también se debe tener en cuenta la resolución 0330 de 2017 que sugiere separación entre barrotes de 20 mm a 40 mm, por lo tanto, se trabaja con una separación de 0.04m y de igual manera según la resolución 0330 de 2017 la velocidad en la rejilla debe ser menor 0.15 m/seg, así que se trabaja con este valor.

Tabla 64. *Cálculo de los componentes principales de la rejilla de la bocatoma*

Criterio		Resultado	
Área neta de la rejilla	An	0.05	m ²
Longitud de la rejilla	Lr	0.21	m
	$Lr \text{ mínimo} =$	0.75	m
Área neta de la rejilla recalculada	An	0.19	m ²
Número de orificios	N	14.23	15
Área real de la rejilla	An	0.20	m ²
Longitud real de la rejilla	Lr	0.791	m
Velocidad real entre barrotes	Vb	0.039	m/s
Número de barrotes	$\#barrotes$	14	barrotes

Tabla 65. *Cálculo de los niveles de agua sobre el canal de aducción*

Criterio		Resultados	
Aguas abajo	$he = hc$	0.04	m
Longitud del canal	L_{canal}	1.09	m
	ho		

Criterio		Resultados	
Aguas arriba		0.03	m
Altura total de los muros del canal	Aguas arriba:	H_o	0.18 m
	Aguas abajo:	H_e	0.22 m
Velocidad del agua al final del canal		V_e	0.59 m/s

Al finalizar el cálculo de los niveles del agua en el canal se comprobó que la velocidad del agua al final del canal de aducción cumple la condición de $0.3\text{m/s} < V_e < 3.0\text{ m/s}$ que plantea la norma.

4.6.3.3 Diseño de la cámara de recolección y el vertedero de excesos.

Tabla 66. Cálculos de la cámara de recolección de la bocatoma

Criterio		Resultado
Alcance al filo superior de la cámara	X_s	2.74 m
Alcance al filo inferior de la cámara	X_i	5.422 m
Ancho de la cámara	$B_{cámara}$	3.04 m

Según la norma, por temas de accesibilidad para labores de mantenimiento y limpieza, las dimensiones mínimas de la cámara de recolección son 1,50m x 1,50m.

Para el diseño del vertedero de excesos se asume un borde libre de 0.3m y se calculan todos sus componentes.

Tabla 67. *Cálculo de los componentes principales del vertedero de excesos de la bocatoma*

Criterio		Resultados	
Altura de la lámina de agua	H	0.07	m
Caudal captado	$Q_{captado}$	0.07	m ³ /s
Caudal de excesos	$Q_{excesos}$	0.06	m ³ /s
Altura de los muros de contención	H_{mc}	0.10	m
	$H_{mc\ total}$	0.40	m
Altura de excesos	H_{exc}	0.08	m
Velocidad de excesos	V_{exc}	0.52	m/s
Alcance filo superior	X_s	0.37	m

Teniendo en cuenta todas las alturas calculadas anteriormente, se determinan las cotas de todos los elementos que componen la bocatoma.

Tabla 68. *Cotas de los elementos que componen la bocatoma*

Criterio	Cota	
Fondo del río	1350	m.s.n.m
Lámina sobre la presa		
Diseño	1350.024	m.s.n.m
Máxima	1350.10	m.s.n.m
Promedio	1350.07	m.s.n.m
Corona de los muros de contención	1350.40	m.s.n.m
Canal de aducción		
Fondo agua arriba	1349.82	m.s.n.m
Fondo aguas abajo	1349.78	m.s.n.m
Lamina de aguas arriba	1349.85	m.s.n.m
Lámina de aguas abajo	1349.82	m.s.n.m
Cámara de recolección		
Cresta de vertedero de exceso	1349.14	m.s.n.m
Cabeza supuesta	0.4	m.s.n.m
Fondo	1348.74	m.s.n.m
Tubería de excesos		
Cota de entrada	1348.74	m.s.n.m

Criterio	Cota	
Cota del rio en la entrega	1347	m.s.n.m
Cota de salida	1347.3	m.s.n.m

Finalmente se realiza el cálculo de la tubería de excesos teniendo en cuenta que el material del cual está fabricada es PVC, por lo tanto, el coeficiente de Hazen-Williams del material es de 150.

Tabla 69. *Cálculo de la tubería de excesos de la bocatoma*

Criterio		Resultados	
	Cota de entrada	1348.74	m.s.n.m
Pendiente de la tubería	Cota de entrada rio	1347.3	m.s.n.m
	Longitud de la tubería	12	m
	i (pendiente)	11.9884	%
	Qexc	0.06	m ³ /s
Diámetro de la tubería de exceso	J	0.11988	-
	C	150	m/m
		0.12961	m
	D (Diámetro de la tubería de exceso)	5.10259	Pulg
		6	Pulg

4.6.3.4 Diseño de la línea de aducción de la bocatoma al desarenador. En el diseño de la línea de aducción, inicialmente se tuvo en cuenta el periodo de diseño de 25 años, el caudal de diseño para esta estructura es QMD con un valor de 3.51 lts/s, la profundidad desde la cresta del vertedero de exceso a la cámara es de 0.4m y la cota máxima de la cámara de recolección es 1349.14.

Tabla 70. Cálculos iniciales de la línea de aducción que va desde la bocatoma hasta el desarenador

Criterio	Resultados	
Pendiente de la tubería		
Cota bocatoma	1348.74	m.s.n.m
Cota desarenador	1347.3	m.s.n.m
Longitud de aducción	15	m
s	0.10	%
	9.59	%
Diámetro de la tubería		
Número de coeficiente Manning	0.009	PVC
	0.049	m
D	1.941	pulg teórico
	2	pulg comercial
	0.0508	m comercial
Caudal a tubo lleno [Qo]	0.004	m ³ /s
Área a tubo lleno [Ao]	0.002	m ²
Velocidad a tubo lleno [Vo]	1.87	m/s
Radio Hidráulico [Rh]	0.0127	m

Después de esto, nos dirigimos a la Tabla 71 de relaciones hidráulicas para determinar las distintas relaciones y poder realizar la corrección de la cota de salida de la bocatoma.

Tabla 71. Relaciones hidráulicas

Criterio	Resultado	
Relación hidráulica de Caudales		
Qdiseño	0.004	m ³ /s
Qo	0.004	m ³ /s
R Qdis/Qo	0.92	-
Relación hidráulica de Velocidades		
V/Vo	1.02	-
Relación hidráulica de diámetros		
d/D	0.84	-
Velocidad real de diseño		
Vo	2	m/s

Criterio	Resultado	
V/Vo	1.02	
V	1.92	m/s
Lámina de agua		
d	0.043	m
Verificación de la cota de salida de la bocatoma		
Hcorr	0.32	m
Cota corregida		
cota corregida	1348.8	m.s.n.m

Por último, se determinan las cotas definitivas y las condiciones hidráulicas correspondientes a la aducción de la bocatoma al desarenador.

Tabla 72. *Cotas definitivas*

Criterio	Cota	
Cota de batea a la salida de la bocatoma	1348.81	m.s.n.m
Cota clave a la salida de la bocatoma	1348.86	m.s.n.m
Cota de batea a la llegada del desarenador	1347.30	m.s.n.m
Cota clave a la llegada del desarenador	1347.35	m.s.n.m
Cota de la lámina de agua a la llegada del desarenador	1347.34	m.s.n.m

4.6.4 Diseño del desarenador

Al diseñar el desarenador, se deben tener en cuenta una serie de condiciones iniciales con las que se realizarán los cálculos.

Tabla 73. *Condiciones iniciales de diseño para el desarenador*

Criterio	Datos	
Caudal Máximo Diario (QMD)	3.5076	Lts/s
	0.003507593	m3/s

Criterio	Datos	
Temperatura del agua	20	°C
Viscosidad (μ)	0.01007	-
Diámetro de la partícula a remover	0.005	cm
Altura Útil (H)	1.5	m

4.6.5 Diseño de la zona de sedimentación

Tabla 74. Periodo/tiempo de remoción según escenario

Escenarios	%Remoción		
	50%	75%	87.50%
Max Teórico	0.5	0.75	0.87
Disposición con muy buenos deflectores	0.73	1.52	2.37
Buenos deflectores	0.76	1.66	2.75
Deflectores deficientes o sin ellos	1	3	7

Tabla 75. Cálculo de los elementos que componen la zona de sedimentación del desarenador

Criterio	Valores		
Velocidad de sedimentación de la partícula	V_s	0.22	cm/s
		22.32	mm/s
Velocidad de sedimentación de partículas # 2 [V_{s2}]		0.3	cm/s
		3	mm/s
Velocidad de sedimentación promedio:	V_{prom}	0.26	cm/s
Tiempo de caída de la partícula	t	573.34	s
		9.56	min
Suponiendo que se tiene un escenario de buenos deflectores con un porcentaje de remoción de 87.5% -->		$a/t =$	2.75
Periodo de remoción de partículas:	Pr	1576.68	seg
		26.28	min
Volumen de la zona de sedimentación:	V	5530.37	Lts
		5.53	m ³
Área superficial de la zona de sedimentación:	A	3.69	m ²
Área requerida	$A_{requerida}$	1.34	m ²

Al finalizar estos cálculos se comprueba que el periodo de remoción es mayor a los 20 minutos como dice la norma y también se verifica que el área superficial de la zona de sedimentación es mayor que el área requerida

4.6.6 Redimensionamiento

Tabla 76. Pre dimensionamiento del desarenador

Criterio	Valor	
Zona de sedimentación: Se asume una relación de L/B=4		
Dimensiones de la zona de sedimentación	Ancho [B]:	0.96 m
	Largo [L]:	3.84 m
	Altura [H]:	1.8 m
Área superficial [As]	3.69	m ²
Volumen [V]=	5.5296	m ³
Velocidad de traslación [Vt]:	0.002435828	m/s
Periodo de retención [Pr]:	1576.47	seg
	26.27	min
Tiempo de sedimentación [Ts]:	573.26	seg
	9.55	min
Velocidad de sedimentación [Vs]:	0.26	cm/s
	2.62	mm/s
Velocidad horizontal crítica [Vhc]:	11.35	cm/s
	113.54	mm/s
Velocidad horizontal real [Vh]:	0.002	m/s
	0.203	cm/s
Volumen de agua sedimentada [Vas]:	303.06	m ³ /día
	303056	lt/día
Carga superficial [q]:	82.21	m ³ /m ² -día
	0.000951495	m ³ /m ² -seg
Velocidad vertical [Vo]:	0.00095	m/s
	0.09515	cm/s
Diámetro de partícula mínimo a remover [d]:	0.0033	cm
	0.326	mm
Relación de tiempos con velocidades	2.75	
Velocidad Horizontal [Vh]	0.002	m/s

Criterio	Valor	
	0.244	cm/s
Velocidad horizontal máxima [V _h máx]:	4.871656379	cm/s
Velocidad de arrastre [V _r]:	9.291	cm/s
	0.093	m/s

Durante los cálculos del pre dimensionamiento se debían hacer varias comprobaciones para verificar que los resultados obtenidos estén acorde a los valores máximos y mínimos que nos propone la norma. Primero se comprobó que $V_t/V_s < 20$, después de esto se verificó que la velocidad horizontal calculada es menor a 25 cm/s y finalmente se comprobó que $V_h < V_r/3$.

4.6.7 Diseño de deflectores

A la hora de diseñar los deflectores, se tuvo en cuenta el caudal máximo diario y se asumió un diámetro de orificio de 2 pulgadas, para este RDE, según el manual técnico tubo sistemas presión PVC de PAVCO, se tiene el siguiente diámetro interior, así como la pared.

Tabla 77. Dimensiones de la tubería adoptada según el manual de PAVCO

Tubería	Pulg	cm	
Ø Nominal	2	5.08	
Ø Exterior	2.37	6.020	
Ø Interior	2.149	5.46	
Espesor Tubo	0.221	0.56	
Altura de la pantalla [hp]		1.0	m
Se recomienda una velocidad a través de los orificios		0.1	m/s

Teniendo en cuenta estas condiciones, se realiza el cálculo de todas las dimensiones de los deflectores.

Tabla 78. Dimensiones de la pantalla deflectora

Criterio	Resultados	
Área de pantalla [Ap]:	0.96	m ²
Área de deflectores [Ad]:	0.035	m ²
Área orificio [Aor]:	0.002	m ²
Caudal en el orificio [Qori]:	0.00023	m ³ /s
	0.23396	lt/s
# de orificios:	14.99197411	orificios
	15	

4.6.8 Diseño de la cámara de quietamiento

Teniendo en cuenta las dimensiones de la zona de sedimentación, se realizan los cálculos para determinar las dimensiones que tendrá la cámara de quietamiento asumiendo un largo de 0.3 m.

Tabla 79. Cámara de quietamiento

Criterio	Resultados	
Ancho de la cámara [Ac]	0.32	m
Largo del cámara asumido [Le]	0.3	m
Profundidad de la cámara [Pc]	0.5	m

Con las dimensiones obtenidas, se procede a determinar el rebose de agua sobre la cámara.

Tabla 80. Rebose de agua en la cámara

Criterio	Resultados	
Cota de entrada al desarenador:	1347.34	msnm
Cota batea del tubo de entrada al desarenador:	1347.3	msnm
Caudal de exceso (aducción):	0.0003	m ³ /s
	0.3908	Lt/s
Altura de lámina [He]:	0.0079	m
Velocidad de exceso [Ve]:	0.1640	m/s

Criterio	Resultados	
Alcance Horizontal [Xs]:	0.1457	m
Largo de rebose [Lre]:	0.32	m
	0.35m	Lre adoptado

Para que las medidas constructivas sean más reales, se adopta un largo de rebose de 0.35m.

4.6.9 Cálculo de pérdidas

Habiendo diseñado la mayoría de los componentes del desarenador, se realiza el cálculo de las pérdidas correspondientes a cada uno de ellos para finalmente obtener el valor de pérdidas totales en la estructura y la cota del vertedero de excesos.

Tabla 81. *Pérdidas totales en el desarenador*

Criterio	Resultados	
Velocidad real de diseño [V1]	1.95	m/s
V2:	0.020	m/s
Pérdidas en la cámara [Hm]:	0.019	m/s
Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación:	$V_c = 0.020$	m/s
Velocidad real de diseño [V1]	$V_h = 0.002$	m/s
Pérdidas en la sedimentación [Hms]:	0.000002	m
Pérdidas por las pantallas [Hp]:	0	m
Pérdida total [Ht]:	0.0194	m
Cota del vertedero de excesos:	1347.28	m.s.n.m

El cálculo de pérdidas en las pantallas siempre da un valor mínimo (despreciable) debido al área y la magnitud del caudal, por este motivo su valor es 0.

4.6.10 Diseño del vertedero de excesos

Con la cota del vertedero de excesos hallada anteriormente, se puede proceder al siguiente paso que sería el diseño del mismo. Según los cálculos realizados, el vertedero de salida tendrá las siguientes condiciones

Tabla 82. *Elementos que componen el vertedero de excesos del desarenador*

Criterio	Resultados	
Altura de lámina de agua [Hv]	0.02	m
Velocidad de excesos [Vv]	0.2313	m/s
	0.3000	m/s
Alcance horizontal [Xs]	0.2174	m
Longitud del vertedero [Lv]	0.3174	m
Cota del vertedero de salida	1347.31	m.s.n.m

Según el RAS la velocidad de excesos o vertical mínima es de 0,3 m/s, por tal motivo se adopta este valor. En el caso de la 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 mínimos que se trabajaron, es posible seleccionar diámetros de 4", 3" ó 2.1/2" según sea el caso. Para este proyecto se selecciona un diámetro de 3 pulgadas.

4.6.11 Diseño de la tubería de lavado

Las condiciones iniciales para el diseño de la tubería de lavado son las siguientes:

Tabla 83. *Condiciones iniciales para el diseño de la tubería de lavado*

Criterio	Datos	
Pérdidas	0.0194	m
Cota de lámina de agua sobre la tubería	1347.322	m.s.n.m
Cota entrega del desagüe de lavado	1341.322	m.s.n.m
Diámetro mínimo de la tubería	3	Pulg

Con el diámetro mínimo de la tubería se selecciona un RDE de 21 según el manual técnico de tubo sistemas presión PVC de PAVCO para determinar las dimensiones reales de la tubería como se muestra a continuación:

Tabla 84. *Dimensiones de la tubería de lavado de PAVCO*

Tubería	Pulg	cm
Ø Nominal	3	7.62
Ø Exterior	3.5	8.890
Ø Interior	3.2	8.04
Espesor Tubo	0.17	0.4

Teniendo en cuenta las dimensiones reales de la tubería, se procede a realizar el cálculo de la tubería de lavado, los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla 85. *Dimensiones reales de la tubería de lavado*

Criterio	Resultados	
Pérdidas en la conducción	0.0017	m/m
Coefficiente de rugosidad	150	m
Caudal inicial (Qi)	0.0017	m ³ /s
	1.79	Lts
Velocidad (v)	0.00022	m/s
Cabeza de velocidad inicial/ Altura cinética (H)	2.64794E-09	m
	Ao	0.0203
	Cd	0.0081
	As	3.68
		m ²
Coefficiente de descarga (Cd)		-
Tiempo de vaciado (t)	24650.7	S
	TV	6.85
		Horas
		410.85
		Minutos

Según esto, el desarenador que ha sido diseñado se tardará aproximadamente 7 horas en vaciarse completamente para realizar labores de limpieza y mantenimiento.

Teniendo en cuenta todos los componentes diseñados anteriormente, se tiene que las dimensiones finales para la construcción del desarenador son las siguientes:

Tabla 86. Dimensiones de los elementos del desarenador

Dimensión	Resultado		
Desarenador			
Ancho	B	0.96	m
Largo	L	3.84	m
Altura útil	H	1.5	m
Borde libre	BL	0.3	m
Altura total	HT	1.8	m
Cámara de aquietamiento			
Profundidad	H/3	0.5	m
Ancho	B/3	0.32	m
Largo vertedero	Le	0.3	m
Largo rebose de la cámara	Lre	0.35	m
Pantalla de entrada			
Profundidad	H/2	0.75	m
Distanciamiento a la cámara de aquietamiento	L/4	0.96	m
Almacenamiento de lodos			
Profundidad máxima (0,40)	P max	0.04	m
Distancia Pto. De salida de la cámara	L/3	1.28	m
Distancia Pto. de salida al vertedero de salida	2L/3	2.56	m
Pendiente transversal	P max /B	4.17	m
Pendiente longitudinal en L/3	P max/(L/3)	3.13	m
Pendiente longitudinal en 2L/3	P max/(2L/3)	1.56	m
Pantalla de salida			
Profundidad	H/2	0.75	m
Distanciamiento al vertedero de salida	15 HV	0.237	m
Vertedero de salida			
Longitud de vertedero	LV	0.32	m
Ancho	B	0.96	m
Profundidad	h	0.45	m

Finalmente se obtienen todas cotas referentes al desarenador basados en las alturas que fueron calculadas.

Tabla 87. *Cotas de los elementos del desarenador*

Elemento	Cota	
Cota de lámina de agua a la entrada	1347.34	m.s.n.m
Cota de batea de la tubería de entrada	1347.30	m.s.n.m
Cota de lámina de agua en la cámara de aquietamiento	1347.32	m.s.n.m
cota de lámina de agua en el desarenador	1347.32	m.s.n.m
cota vertedero de salida	1347.31	m.s.n.m
Cota de lámina de agua a la cámara de recolección	1347.16	m.s.n.m
cota de la corona de los muros del sedimentador	1347.64	m.s.n.m
Cota del fondo de la cámara de aquietamiento	1346.86	m.s.n.m
Cota de batea de la tubería de lavado a la salida	1345.80	m.s.n.m
Cota clave de la tubería de lavado a la salida	1345.88	m.s.n.m
Cota del fondo de la cámara de recolección	1346.86	m.s.n.m
Cota de entrada de desagüe de la tubería de lavado	1341.32	m.s.n.m

4.6.12 Diseño del tanque de almacenamiento

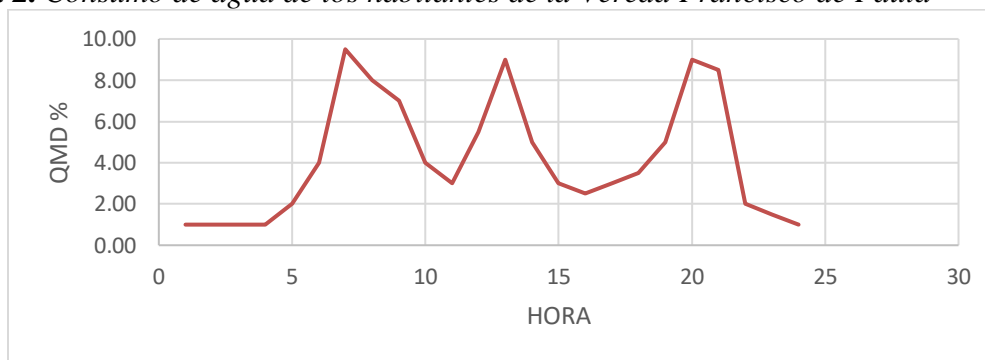
Teniendo en cuenta como caudal de diseño a QMD con un valor de 303.056 m³/día, se realiza el cálculo del consumo de agua de los habitantes de la vereda de la siguiente manera:

Tabla 88. *Consumo de agua de habitantes de la Vereda Francisco de Paula*

Hora	C (%)	Σ C (%)	S (%)	Σ C (%)	Δ (S-C)	ΣΔ (S-C)	V (%)
0-1	1.00	1	4.17	4.17	3.17	3.17	11.17
1-2	1.00	2	4.17	8.33	3.17	6.33	14.33
2-3	1.00	3	4.17	12.50	3.17	9.50	17.50
3-4	1.00	4	4.17	16.67	3.17	12.67	20.67
4-5	2.00	6	4.17	20.83	2.17	14.83	22.83
5-6	4.00	10	4.17	25.00	0.17	15.00	23.00
6-7	9.50	19.5	4.17	29.17	-5.33	9.67	17.67
7-8	8.00	27.5	4.17	33.33	-3.83	5.83	13.83
8-9	7.00	34.5	4.17	37.50	-2.83	3.00	11.00
9-10	4.00	38.5	4.17	41.67	0.17	3.17	11.17
10-11	3.00	41.5	4.17	45.83	1.17	4.33	12.33

Hora	C (%)	Σ C (%)	S (%)	Σ C (%)	Δ (S-C)	ΣΔ (S-C)	V (%)
11-12	5.50	47	4.17	50.00	-1.33	3.00	11.00
12-13	9.00	56	4.17	54.17	-4.83	-1.83	6.17
13-14	5.00	61	4.17	58.33	-0.83	-2.67	5.33
14-15	3.00	64	4.17	62.50	1.17	-1.50	6.50
15-16	2.50	66.5	4.17	66.67	1.67	0.17	8.17
16-17	3.00	69.5	4.17	70.83	1.17	1.33	9.33
17-18	3.50	73	4.17	75.00	0.67	2.00	10.00
18-19	5.00	78	4.17	79.17	-0.83	1.17	9.17
19-20	9.00	87	4.17	83.33	-4.83	-3.67	4.33
20-21	8.50	95.5	4.17	87.50	-4.33	-8.00	0.00
21-22	2.00	97.5	4.17	91.67	2.17	-5.83	2.17
22-23	1.50	99	4.17	95.83	2.67	-3.17	4.83
23-24	1.00	100	4.17	100.00	3.17	0.00	8.00

Figura 2. Consumo de agua de los habitantes de la Vereda Francisco de Paula



Por consiguiente, se procede a determinar los volúmenes del tanque de almacenamiento, los cálculos correspondientes se muestran en la tabla 89.

Tabla 89. Volumen total del tanque de almacenamiento

Tipo	Volumen	
Volumen por consumo domestico	consumo diario	303.056 m3/día
	% consumo medio diario	0.23 %
Volumen total por consumo domestico		69.70 m3/día

Tipo	Volumen		
Volumen para incendios	2 hidrantes de 5 LPS c/u, durante 2 horas		
	2h	2	-
	capacidades hidrantes	0.005	m3
Volumen total para incendios		72	m3
El volumen de emergencia se calcula como el 25 % del volumen acumulado entre el volumen por consumo doméstico y el volumen.			
Volumen de emergencia	25	0.25	%
	VT	69.70288	m3
	VI	72	m3
Volumen total de emergencia		35.42572	m3
Volumen total del tanque	VT	69.70288	m3
	VI	72	m3
	V emergencia	35.42572	m3
	Volumen total del tanque	177.1286	m3

Finalmente se realiza el pre dimensionamiento del tanque para obtener todas sus dimensiones reales.

Tabla 90. Pre dimensionamiento del tanque

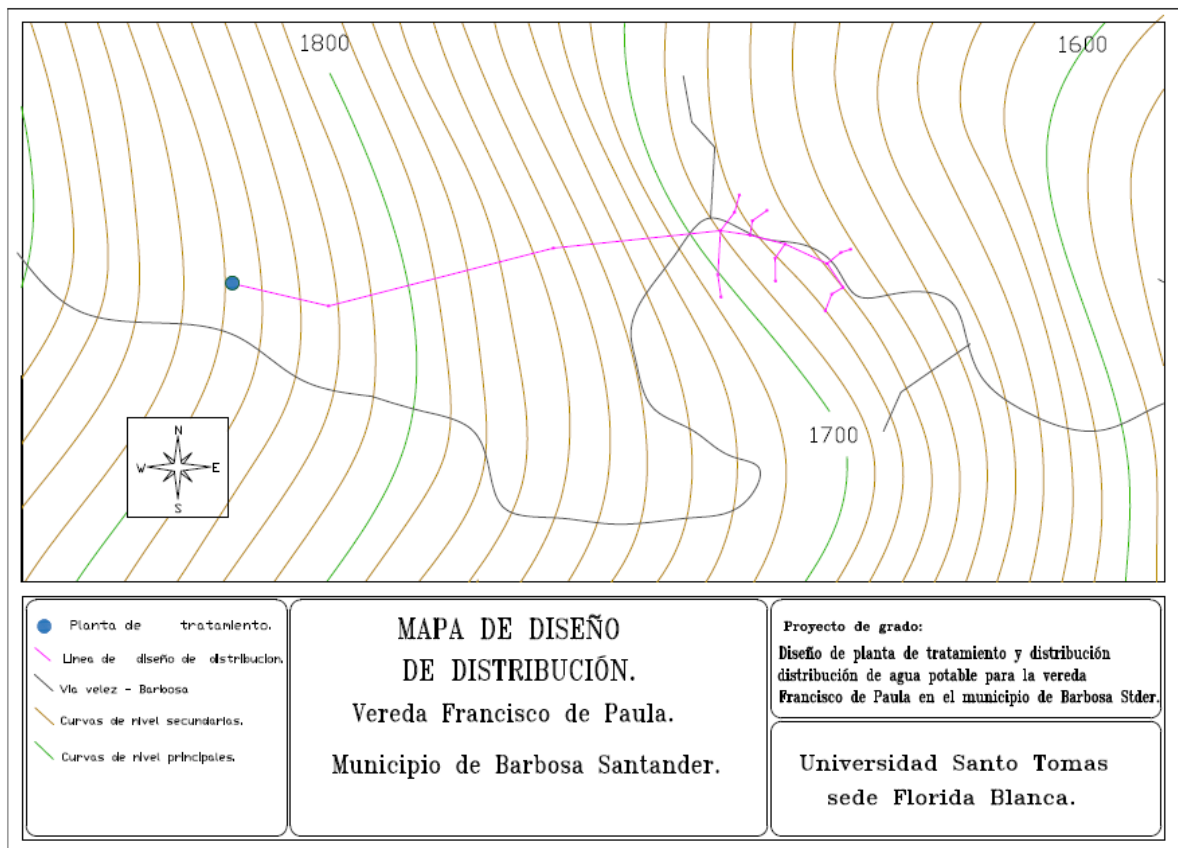
Dimensión	Resultado		
Altura del tanque	v	1.14	m3
	k	2	-
	h	2.38	m
	vt	177.1286	m3
Ancho del tanque	h	2.38	m
	B=L	8.63	m
	L	8.63	m
Sección del tanque	B	8.63	m
	8.63x8.63x2.38; Borde libre: 30 cm (0,3) m		

El resultado final es un tanque de almacenamiento cuadrado de 8.63 metros de lado y 2.38 metros de altura, teniendo en cuenta un borde libre de 0.3 metros como lo sugiere la Resolución 0330 del 2017.

4.7 Diseño del sistema de distribución

Después de hacer todos los cálculos del diseño del acueducto, se procedió a hacer le diseño del sistema de distribución, con las coordenadas correspondientes, y este fue le sepultado:

Figura 3. *Diseño del sistema de distribución*



5. Conclusiones

De acuerdo con la información obtenida por las muestras que fueron recolectadas de la fuente y llevadas al laboratorio, se logró evidenciar que basados en los indicadores de Riesgo de

Calidad de Agua, el fluido de esta fuente se encuentra bastante contaminada y el consumo de la misma por los seres humanos puede generar gran variedad de enfermedades que a largo plazo, podrían ser letales. Por tal motivo fue necesario el diseño adecuado de un sistema de tratamiento que garantizara la sanidad mínima del agua para el consumo de los habitantes de la vereda Francisco de Paula. Por otra parte, con la realización del balance hídrico se pudo determinar que la fuente de nuestro estudio tiene capacidad hídrica suficiente para abastecer a la población del estudio, ya que en la mayoría de los 12 meses del año en que se realizó el balance las precipitaciones fueron bastante altas y los resultados arrojaron un exceso hídrico en el 100% de la superficie delimitada.

Debido al espacio limitado, la accesibilidad y las condiciones difíciles del terreno, la construcción de un sistema de tratamiento convencional se hacía bastante complicado, por lo tanto, se recurrió a la implementación del método de Filtración en Múltiples Etapas ya que este método ha sido implementado en diferentes acueductos de las zonas rurales obteniendo resultados bastante favorables y garantizando una buena limpieza del agua. No obstante, debido a la alta contaminación del agua de la quebrada Ceniza es necesario añadir algunas dosis de productos que ayuden a una mayor desinfección como el Pennclorito.

El tipo acueducto con el que se trabajó corresponde a uno convencional implementado tanto en el sector rural como en urbanizaciones en la mayoría de lugares del país, todos los cálculos correspondientes al diseño del sistema de acueducto se hicieron basados en el Reglamento de Aguas y Saneamiento básico dl año 2000 y en la Resolución 0330 del año 2017, lo que más se tuvo en cuenta mientras se diseñaban los diferentes componentes, es que todas las medidas estuvieran comprendidas entre los estándares máximos y mínimos que planteaban las normas.

Debido a que la topografía del lugar era favorable para la distribución del agua, no se tuvo en cuenta la implementación de un sistema de bombeo.

Con el diseño de la planta de tratamiento y el sistema de acueducto realizado en este proyecto, se abre la posibilidad de llevar a cabo la construcción de estas obras con las cuales se lograría mejorar significativamente la calidad de vida de los habitantes de la vereda Francisco de Paula, garantizando un suministro de agua apta para el consumo humano y evitando miles de enfermedades que pueden adquirir si continúan consumiendo de esta fuente sin los correctos procesos captación, tratamiento, almacenamiento y distribución.

Referencias

- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Territorial, «Política Nacional para la Gestión Integral del Recurso Hídrico,» 2010. [En línea]. Available: <https://www.minambiente.gov.co/wp-content/uploads/2021/10/Politica-nacional-Gestion-integral-de-recurso-Hidrico-web.pdf>.
- LENNTECH, «Historia del tratamiento del agua potable,» 2020. [En línea]. Available: <https://www.lenntech.es/procesos/desinfeccion/historia/historia-tratamiento-agua-potable.htm>.
- Organización Mundial de la Salud OMS, «Agua, datos y cifras,» 2019. [En línea]. Available: <https://www.who.int/es/news-room/fact-sheets/detail/drinking-water>.
- Ministerio de Salud y Protección Social, «MINSALUD,» 2019. [En línea]. Available: <https://www.minsalud.gov.co/sites/rid/Lists/BibliotecaDigital/RIDE/VS/PP/SA/calidad-del-agua-inca-2017.pdf>.
- Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, «IGAC,» 2015. [En línea]. Available: <https://igac.gov.co/es/noticias/tan-solo-el-03-por-ciento-de-todo-el-territorio-colombiano-corresponde-areas>.
- N. Nieto, «La gestión del agua: tensiones globales y latinoamericanas,» *Política y cultura*, pp. 157-176, 2011.

Y. C. Rodríguez Barajas, «En 54% de los municipios de Santander se consume agua
[7] con algún riesgo, viceministro de Agua,» *Vanguardia*, 08 Octubre 2019.

Concejo Municipal de Barbosa Santander, 2016. [En línea]. Available: chrome-
[8] extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclcfndmkaj/https://cpd.blob.core.windows.net/test1/68
077planDesarrollo.pdf.

C. Ávila Jiménez, «¿Cómo es el avance en la cobertura de acueducto en Colombia?,»
[9] *El Tiempo*, 22 marzo 2015.

B. L. Guzmán, G. Nava y P. Díaz Bevilacqua, «La calidad del agua para consumo
[10] humano y su asociación con la morbimortalidad en Colombia, 2008-2012,» *Biomédica*, vol.
35, 2015.

K. J. Sarmiento Peña, L. L. Mancipe Abril y L. A. Campos Corredor, «
[11] UNIVERSIDAD SANTO TOMAS SECCIONAL TUNJA,» 2014. [En línea]. Available:
chrome-
extension://efaidnbmnhttps://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/34775/Trabajo
%20principal.pdf?sequence=1.

Secretaría de Planeación, «Secretaría de Planeación,» 2014. [En línea]. Available:
[12] https://santandercompetitivo.org/media/6520c93b26bd67d7d5c2f7de83d250c888221c0c.p
df.

J. Orellana, «Ingeniería Sanitaria,» 2005. [En línea]. Available:
[13] https://www.fro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/ing_sanitaria/Ingenieria_Sanitaria_A
4_Capitulo_06_Tratamiento_de_Aguas.pdf.

A. L. Rivera Contreras, «Evaluación de los modelos de Gestión de proyectos rurales [14] de agua potable y saneamiento básico implementados en los llanos de Colombia,» *DYNA*, vol. 85, nº 204, pp. 289-295, 2018.

Organización Mundial de la Salud, «OMS,» 2011. [En línea]. Available: [15] <https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/272403/9789243549958-spa.pdf?ua=1>.

N. J. Galvis González, «Universidad de Manizales,» 2014. [En línea]. Available: [16] https://ridum.umanizales.edu.co/xmlui/bitstream/handle/20.500.12746/1751/Ensayos%20de%20tratabilidad%20de%20agua_una%20herramienta%20concluyente%20para%20el%20dise%C3%B1o%20de%20plantas%20de%20potabilizacion.pdf?sequence=1.

MinVivienda, 2010. [En línea]. Available: chrome- [17] extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://www.catorce6.com/images/legal/Titulo_C_Potabilizacion.pdf.

M. T. Leal Ascencio, «La plata: Instituto Mexicano de Tecnología de Agua,» 2005. [18] [En línea]. Available: https://www.psa.es/es/projects/solarsafewater/documents/libro/04_Capitulo_04.pdf.

Organización Panamericana de la Salud, «Guía para el diseño de sistemas de [19] tratamiento de filtración en múltiples etapas,» 2005. [En línea]. Available: chrome- <extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/http://www.elaguapotable.com/Guia%20dise%C3%B1o%20filtraci%C3%B3n%20en%20m%C3%BAltiples%20etapas.pdf>.

MinVivienda, «Documentación Técnico Normativa del Sector de Agua Potable y [20] Saneamiento Básico,» 2000. [En línea]. Available: chrome-

extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclclefindmkaj/https://www.minvivienda.gov.co/sites/default/files/documentos/010710_ras_titulo_a_.pdf.

MinVivienda, «Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico-RAS,» 2010. [En línea]. Available: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclclefindmkaj/https://www.minvivienda.gov.co/sites/default/files/documentos/titulob-030714.pdf.

Ministerio de la protección social, «Decreto 1575 de 2007,» 9 Mayo 2007. [En línea]. [22] Available:

https://www.icbf.gov.co/cargues/avance/docs/decreto_1575_2007.htm#:~:text=exposici%C3%B3n%20al%20mismo.-

,Sistema%20para%20la%20protecci%C3%B3n%20y%20control%20de%20la%20calidad%20del,de%20agua%20para%20consumo%20humano..

MinVivienda, «Normatividad del reglamento del sector de agua potable y saneamiento básico – RAS,» 2017. [En línea]. Available: <https://www.minvivienda.gov.co/viceministerio-de-agua-y-saneamiento-basico/reglamento-tecnico-sector/reglamento-tecnico-del-sector-de-agua-potable-y-saneamiento-basico-ras>.

D. M. Suarez Pelaez, «Universidad Técnica de Machala,» 2017. [En línea]. [24] Available: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclclefindmkaj/http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/10997/1/TUAIC_2017_IC_CD0057.pdf.

N. Paque Ramirez, «Repositorio Institucional, Universidad Santo Tomás,» 2016. [En línea]. Available: <https://repository.usta.edu.co/handle/11634/2465>.

IDEAM, «Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua,» 2007. [En línea]. [26] Available: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/021172/Protocoloparaelmonitoreoyseguimientodelagua.pdf>.

J. F. Jurado España, Mejoramiento planta de tratamiento de agua potable (fime)- [27] municipio de peñol, San Juan de Pato, 2010.

R. A. López Cualla, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Bogotá: [28] Escuela Colombiana de Ingeniería, 1995.

Weather Spark, «Weather Spark,» [En línea]. Available: [29] <https://es.weatherspark.com/>.

REGLAMENTO TÉCNICO RAS, «Asociación Colombiana de Ingeniería Sanitaria [30] y Ambiente,» 8 Junio 2017. [En línea]. Available: <https://www.acodal.com/nueva-resolucion-ras/>. [Último acceso: 2020].

Apéndices

Apéndice A. *Resultados de laboratorio Peñaflor*

(véase archivo en fuente externa)

Apéndice B. *Método de flotadores*

(véase archivo en fuente externa)

Apéndice C. *Datos de precipitación mes a mes*

(véase archivo en fuente externa)

Apéndice D. *Datos de temperatura mes a mes*

(véase archivo en fuente externa)

Apéndice E. *Método de Isoyetas-Isotermas*

(véase archivo en fuente externa)

Apéndice F. *Cálculo del diseño de filtro de múltiples etapas*

(véase archivo en fuente externa)