

| | | | | |
|---|---|---------------------|-------------------|----------|
|  | UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA | | | |
| | Documento | Código | Fecha | Revisión |
| | FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO | F-AC-DBL-007 | 10-04-2012 | A |
| Dependencia | Aprobado | | Pág. | |
| DIVISIÓN DE BIBLIOTECA | SUBDIRECTOR ACADEMICO | | 1(172) | |

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

| | |
|--------------------|---|
| AUTORES | JOSE DEL CARMEN CUETO GUEVARA |
| FACULTAD | INGENIERIAS |
| PLAN DE ESTUDIOS | INGENIERIA CIVIL |
| DIRECTOR | FRANCISCO ALFOSO DURAN CASTRO |
| TÍTULO DE LA TESIS | PROPUESTA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO CONVENCIONAL PARA LA FUNDACIÓN OASIS DE AMOR Y PAZ O.N.G-CENTRO ESTUDIANTIL UNIVERSITARIO SEMILLAS, EN EL MUNICIPIO DE OCAÑA NORTE DE SANTANDER |

RESUMEN

(70 palabras aproximadamente)

EL OBJETIVO CENTRAL DE LA INVESTIGACIÓN ES PROPONER UN DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO CONVENCIONAL PARA LA FUNDACIÓN OASIS DE AMOR Y PAZ- CENTRO ESTUDIANTIL UNIVERSITARIO SEMILLAS EN EL MUNICIPIO DE OCAÑA NORTE DE SANTANDER, CON EL FIN MEJORAR EL SUMINISTRO DE AGUA, QUE RECIBEN SUS HABITANTES. ESTE PROYECTO ES DE VITAL IMPORTANCIA PARA LA COMUNIDAD YA QUE ACTUALMENTE NO CUENTA CON UN SISTEMA EFICIENTE PARA LA CAPTACIÓN DEL RECURSO.

CARACTERÍSTICAS

| | | | |
|--------------|---------|-------------------|-----------|
| PÁGINAS: 172 | PLANOS: | ILUSTRACIONES: 25 | CD-ROM: 1 |
|--------------|---------|-------------------|-----------|



Vía Acolsure, Sede el Algodonal, Ocaña, Colombia - Código postal: 546552
Línea gratuita nacional: 01 8000 121 022 - PBX: (+57) (7) 569 00 88 - Fax: Ext. 104
info@ufpso.edu.co - www.ufpso.edu.co

PROPUESTA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO
CONVENCIONAL PARA LA FUNDACIÓN OASIS DE AMOR Y PAZ O.N.G-
CENTRO ESTUDIANTIL UNIVERSITARIO SEMILLAS, EN EL MUNICIPIO
DE OCAÑA NORTE DE SANTANDER

AUTOR:

JOSE DEL CARMEN CUETO GUEVARA

proyecto presentado para optar por el título de Ingeniero Civil

Director

FRANCISCO ALFONSO DURAN CASTRO

Ingeniero Especialista

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Octubre de 2018

Agradecimientos

Agradezco a Dios que me ha dado la fortaleza para seguir con mi carrera adelante y ha permitido que desarrolle este proyecto, además me ha dado todas las capacidades físicas e intelectuales para ejercer mis conocimientos.

A mis padres, familiares y amigos por su apoyo incondicional, por sus consejos y por darme animo en los momentos difíciles.

Agradezco al Ingeniero Francisco Duran Castro Por su apoyo y ayuda en todo este proceso, ya que ha sido el director de mi tesis, él que me ha dado todo su conocimiento para poder desarrollar bien mis tesis; También a los ingenieros Jeison Stiven Sepúlveda Sánchez, Agustín Macgregor y Jonathan Becerra Carrascal, por su apoyo en todo el proceso de elaboración de los estudios topográficos en conjunto con el grupo de investigación de geotecnia y medio ambiente (GIGMA), Que de alguna u otra forma contribuyeron al desarrollo de mi proyecto.

INDICE

| | |
|---|------------|
| Introducción | xvi |
| Capítulo 1. Propuesta de diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación oasis de amor y paz O.N.G.-centro estudiantil universitario semillas, en el municipio de Ocaña Norte de Santander..... | 1 |
| 1.1. Planteamiento del problema..... | 1 |
| 1.2. Formulación del problema..... | 4 |
| 1.3. Objetivos de investigación..... | 4 |
| 1.3.1 Objetivo general..... | 4 |
| 1.3.2 Objetivos específicos..... | 4 |
| 1.4. Justificación..... | 5 |
| 1.5. Delimitaciones..... | 7 |
| 1.5.1 Delimitación Operativa..... | 7 |
| 1.5.2 Delimitación Conceptual..... | 8 |
| 1.5.3 Delimitación Geográfica..... | 8 |
| 1.5.4 Delimitación temporal..... | 9 |
| Capítulo 2. Marco Referencial..... | 10 |
| 2.1. Antecedentes, bibliografía e investigación..... | 10 |
| 2.1.1. Internacional..... | 10 |
| 2.1.2. Nacional..... | 10 |
| 2.1.3. Regional..... | 11 |
| 2.2. Marco histórico..... | 11 |
| 2.3. Marco Teórico..... | 16 |
| 2.4. Marco conceptual..... | 19 |
| 2.4.1. Sistema de acueducto..... | 19 |
| 2.4.1.1. Acueducto..... | 19 |
| 2.4.1.2. La microcuenca..... | 19 |
| 2.4.1.3. La captación..... | 19 |
| 2.4.1.4. La aducción..... | 20 |
| 2.4.1.5. El desarenador..... | 20 |
| 2.4.1.6. La planta de tratamiento..... | 20 |
| 2.4.1.7. Los tanques de almacenamiento..... | 20 |
| 2.4.1.8. Red de distribución..... | 20 |

| | |
|---|-----------|
| 2.4.1.9. Epanet. | 21 |
| 2.4.1.10. Dotación neta. | 21 |
| 2.4.2 Usos del agua. | 21 |
| 2.4.2.1. Uso Residencial. | 21 |
| 2.4.2.2. Uso Comercial. | 22 |
| 2.4.2.3. Uso rural..... | 22 |
| 2.4.2.4. Uso Escolar. | 23 |
| 2.5. Marco legal | 23 |
| 2.5.1 Normas técnicas colombianas (etc.) | 23 |
| 2.5.2. Normas técnicas internacionales..... | 23 |
| 2.5.3. Leyes y decretos..... | 24 |
| Capítulo 3. Diseño Metodológico | 27 |
| 3.1. Tipo de Investigación..... | 27 |
| 3.2. Población y muestra..... | 27 |
| 3.2.1 Población..... | 27 |
| 3.2.2 Muestra. | 28 |
| 3.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Información | 28 |
| 3.3.1 La observación. | 28 |
| 3.3.2 La entrevista..... | 28 |
| 3.3.3 Otras..... | 29 |
| 3.4. Procesamiento y Análisis de Información..... | 29 |
| 3.4.1 Análisis cualitativo..... | 29 |
| 3.4.2 Análisis cuantitativo..... | 30 |
| Capítulo 4. Presentación de los resultados | 31 |
| 4.1. Antecedentes..... | 31 |
| 4.1.1 Nivel de complejidad. | 31 |
| 4.1.1.1 Por Población..... | 31 |
| 4.1.2 Priorización del proyecto. | 32 |
| 4.1.3 Alcance y actividades complementarias. | 33 |
| 4.2. Información preliminar..... | 34 |
| 4.2.1. Ubicación geográfica. | 34 |
| 4.2.2. Reseña histórica. | 34 |
| 4.2.3 Vías de acceso y medios de transporte. | 35 |
| 4.2.4 Relieve y topografía. | 36 |
| 4.2.5 Geología y suelos. | 38 |
| 4.2.6 Hidrología y climatología. | 40 |
| 4.2.6.1. Cuencas y Subcuencas Hidrográficas | 40 |

| | |
|--|-----------|
| 4.3. Estudio de población y demanda del sistema de acueducto..... | 45 |
| 4.3.1 Estimación de la población futura..... | 45 |
| 4.3.1.1 Registros históricos censales..... | 46 |
| 4.3.1.2 Crecimiento lineal..... | 46 |
| 4.3.1.3 Crecimiento geométrico..... | 48 |
| 4.3.1.4 Crecimiento logaritmico..... | 49 |
| 4.3.1.5 Proyección final..... | 50 |
| 4.3.2 Consumo de agua..... | 52 |
| 4.3.2.1 Dotación neta..... | 52 |
| 4.3.2.2 Pérdidas de agua..... | 53 |
| 4.3.2.3 Dotación bruta..... | 53 |
| 4.4 Caudal de diseño..... | 54 |
| 4.4.1 Caudal medio diario (Qmd)..... | 54 |
| 4.4.2 Caudal máximo diario (QMD)..... | 54 |
| 4.4.3 Caudal máximo horario (QMH)..... | 55 |
| 4.4.4 Caudal consumo consuntivo..... | 55 |
| 4.4.5 Caudales de diseño..... | 57 |
| 4.5 Propuesta de diseño de un sistema de acueducto..... | 58 |
| 4.5.1 Levantamiento topográfico..... | 58 |
| 4.5.2 Evaluación de la cantidad del agua..... | 61 |
| 4.5.3 Evaluación de la calidad del agua..... | 64 |
| 4.5.3.1 Potencial de hidrogeno..... | 66 |
| 4.5.3.2 Turbiedad..... | 66 |
| 4.5.3.3 Color aparente..... | 67 |
| 4.5.3.4 Hierro total..... | 67 |
| 4.5.3.5 Nitritos..... | 68 |
| 4.5.3.6 Nitratos..... | 68 |
| 4.5.3.7 Coliformes totales..... | 69 |
| 4.5.3.8 Escherichia coli..... | 69 |
| 4.5.3.9 Sulfatos..... | 69 |
| 4.5.3.10 Oxígeno disuelto..... | 70 |

| | |
|--|-----------|
| 4.5.3.11 solidos suspendidos totales. | 70 |
| 4.6. Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto. | 71 |
| 4.6.1 Diseño obras de captación. | 71 |
| 4.6.2 Diseño de la bocatoma de fondo. | 71 |
| 4.6.2.1. Diseño de la presa. | 73 |
| 4.6.2.2 Diseño de la rejilla y el canal de aducción. | 75 |
| 4.6.2.3 Diseño de la cámara de recolección. | 80 |
| 4.6.2.4 Calculo de la altura de los muros de contención. | 81 |
| 4.6.2.4 Calculo del caudal de excesos. | 82 |
| 4.6.2.5 Calculo de la tubería de exceso. | 84 |
| 4.6.2.6 Calculo de Cotas. | 85 |
| 4.6.3. Diseño de la línea de aducción, bocatoma-desarenador. | 86 |
| 4.6.3.1. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma. | 90 |
| 4.6.3.2. Calculo de cotas. | 91 |
| 4.6.4. Diseño del desarenador. | 91 |
| 4.6.4.1. Calculo de los parámetros de sedimentación. | 92 |
| 4.6.4.2. Calculo de los elementos del desarenador. | 96 |
| 4.6.4.2. Perfil Hidráulico. | 99 |
| 4.6.4.3. Calculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado. | 100 |
| 4.6.4.3. Calculo de cotas. | 101 |
| 4.6.5. Diseño de la línea de conducción Desarenador-Tanque de almacenamiento. | 102 |
| 4.6.5.1. Calculo del diámetro. | 105 |
| 4.6.5.2. Calculo de las pérdidas de energía. | 106 |
| 4.6.5.3. Comprobación del golpe de ariete. | 109 |
| 4.6.6. Diseño Puente colgante para agua potable. | 110 |
| 4.6.7. Planta Purificadora de agua Potable. | 111 |
| 4.6.7.1. Proceso de microfiltración. | 112 |
| 4.6.7.2. Proceso de ultrafiltración. | 112 |
| 4.6.7.3. Proceso de ionización. | 112 |

| | |
|---|------------|
| 4.6.7.4. Descripción técnica y ventajas..... | 113 |
| 4.6.7.5. Proceso del agua a tratar | 113 |
| 4.6.8. Diseño Tanque de almacenamiento..... | 116 |
| 4.6.8.1. Cajas de válvulas de entrada y de salida..... | 116 |
| 4.6.8.2. Determinación del volumen para regulación de la demanda..... | 118 |
| 4.6.8.3. Volumen del tanque..... | 121 |
| 4.6.8.4. Predimensionamiento del tanque superficial..... | 121 |
| 4.6.8.5. Cotas y niveles de agua en el tanque..... | 122 |
| 4.6.8.6. Tubería de desagüe..... | 122 |
| 4.6.9. Cloración..... | 123 |
| 4.6.9.1. Recomendaciones para clorificación..... | 125 |
| 4.6.10. Red de distribución..... | 126 |
| 4.6.10.1. Trazado de la red..... | 127 |
| 4.6.10.2. Configuración hidráulica del sistema..... | 127 |
| 4.6.10.3. Zonas de presión..... | 127 |
| 4.6.10.4. Sectorización de la red..... | 128 |
| 4.6.10.5. Especificaciones de diseño..... | 128 |
| 4.7. Trazado y modelación de la línea de conducción para el sistema de distribución de agua potable (red de distribución) mediante el programa Epanet..... | 129 |
| 4.7.1. Descripción del programa utilizado..... | 129 |
| 4.7.2. Procedimiento de diseño..... | 130 |
| 4.7.2.1. Método de Densidad Poblacional..... | 131 |
| 4.7.3 Cálculos y presentación de resultados..... | 132 |
| 4.8 presupuesto general del proyecto | 134 |
| Capítulo 5. Conclusión..... | 138 |
| Capítulo 6. Recomendaciones..... | 140 |
| REFERENCIAS..... | 141 |
| Apéndice..... | 144 |

Lista de figuras

| | |
|---|-----|
| Figura 1 FOAP-Centro de estudio universitario semillas..... | 8 |
| Figura 2 vías de acceso y medio de transporte. | 36 |
| Figura 3 Niveles de topografía Norte de Santander..... | 38 |
| Figura 4 Geología de la zona de estudios. | 39 |
| Figura 5 Trazado línea de conducción. | 61 |
| Figura 6 Fuente de abastecimiento | 62 |
| Figura 7 Calculo grafico del volumen del tanque inicial..... | 120 |
| Figura 8 Curva de consumo horario | 120 |
| Figura 9 Hipoclorador tipo difusor. | 125 |
| Figura 10 Cloro o hipoclorito de calcio al 33%..... | 125 |
| Figura 11 Hilo de Nylon. | 125 |
| Figura 12 Hipoclorador en el tanque de almacenamiento. | 126 |
| Figura 13 Trazado Red de distribución..... | 134 |
| figura 14 Plano en Planta del área de estudio (Bocatoma) | 145 |
| Figura 15 Plano perfil de la tubería Bocatoma – Desarenador (Bocatoma) | 145 |
| figura 16 Plano en Planta del área de estudio (Zona Tanques)..... | 146 |
| figura 17 Plano perfil de longitudinal del área de estudio. | 146 |
| Figura 18 Planta bocatoma | 152 |
| Figura 19 Perfil Bocatoma..... | 152 |
| Figura 20 Planta Desarenador..... | 153 |
| Figura 21 Perfil Planta de tratamiento | 153 |
| Figura 22 Planta Tanque de Almacenamiento..... | 154 |
| Figura 23 Perfil Tanque. | 154 |
| Figura 24 Línea de aducción..... | 155 |

Lista de tablas.

| | | |
|-----------------|---|----|
| Tabla 1 | Asignación del nivel de complejidad. | 32 |
| Tabla 2 | Variables límites para el proceso de priorización. | 33 |
| Tabla 3 | Parámetros para el desarrollo de cada sistema. | 33 |
| Tabla 4 | Clasificación de las grandes cuencas, cuencas mayores, cuencas y subcuencas. | 41 |
| Tabla 5 | Registro habitantes CEUS. | 46 |
| Tabla 6 | <i>Datos iniciales</i> | 47 |
| Tabla 7 | Proyección de población M. lineal. | 48 |
| Tabla 8 | <i>Proyección población M. geométrico.</i> | 49 |
| Tabla 9 | Proyección población M. logarítmico. | 50 |
| Tabla 10 | Población Proyectada. | 50 |
| Tabla 11 | <i>Proyección final de la población.</i> | 50 |
| Tabla 12 | <i>Población de diseño</i> | 51 |
| Tabla 13 | <i>Dotación neta máxima por habitante según la altura s.n.m.</i> | 53 |
| Tabla 14 | <i>C. Consuntivo Cultivos.</i> | 56 |
| Tabla 15 | <i>C. Consuntivo Animales.</i> | 56 |
| Tabla 16 | <i>Caudales de diseño.</i> | 57 |
| Tabla 17 | <i>Caudales de diseño</i> | 57 |
| Tabla 18 | <i>Coordenadas GPS, línea de conducción</i> | 59 |
| Tabla 19 | <i>Tiempos muestra 1</i> | 62 |
| Tabla 20 | <i>Tiempos muestra 2</i> | 63 |
| Tabla 21 | <i>Tiempos muestra 3</i> | 63 |
| Tabla 22 | <i>Caudal de aforo</i> | 64 |
| Tabla 23 | <i>Calidad de la fuente de abastecimiento.</i> | 65 |
| Tabla 24 | Resultados muestra análisis de agua de la fundación CEUS. | 65 |
| Tabla 25 | <i>Parámetros de diseño bocatoma.</i> | 72 |
| Tabla 26 | <i>Diseño de la presa.</i> | 74 |
| Tabla 27 | <i>Parámetros Para el nivel de agua en el canal de aducción.</i> | 78 |
| Tabla 28 | <i>Cotas tubería de exceso.</i> | 84 |

| | | |
|-----------------|--|-----|
| Tabla 29 | <i>Calculo de cotas para la bocatoma</i> | 85 |
| Tabla 30 | <i>Parámetros de diseño línea de aducción</i> | 86 |
| Tabla 31 | <i>Verificación cota de salida.</i> | 90 |
| Tabla 32 | <i>Cotas línea de aducción</i> | 91 |
| Tabla 33 | <i>Parámetros de diseño desarenador</i> | 92 |
| Tabla 34 | <i>Nuevo valor de B, para determinar Vv mínima</i> | 97 |
| Tabla 35 | <i>Parámetros Pantalla de salida, entrada y Almacenamiento de lodos.</i> | 98 |
| Tabla 36 | <i>Parámetros Cámara de quietamiento</i> | 99 |
| Tabla 37 | <i>Perdidas en el perfil hidráulico</i> | 99 |
| Tabla 38 | <i>Parámetros Tubería de excesos y lavado.</i> | 100 |
| Tabla 39 | <i>Cotas Desarenador.</i> | 101 |
| Tabla 40 | <i>Condiciones de la tubería de entrada</i> | 102 |
| Tabla 41 | <i>Cotas del perfil</i> | 102 |
| Tabla 42 | <i>Calculo diámetro líneo de conducción</i> | 105 |
| Tabla 43 | <i>Perdidas diámetros asumidos</i> | 106 |
| Tabla 44 | <i>Perdidas por accesorio</i> | 107 |
| Tabla 45 | <i>Longitudes equivalentes y verificación de cotas piezométricas.</i> | 108 |
| Tabla 46 | <i>Comprobación golpe de ariete.</i> | 109 |
| Tabla 47 | <i>Localización de puentes colgantes</i> | 110 |
| Tabla 48 | <i>Especificaciones torre de aireación</i> | 113 |
| Tabla 49 | <i>Especificaciones sistema de aforo.</i> | 114 |
| Tabla 50 | <i>Especificación Sistema de filtración.</i> | 115 |
| Tabla 51 | <i>Continuación especificación Sistema de filtración.</i> | 115 |
| Tabla 52 | <i>Condiciones de diseño del tanque de almacenamiento.</i> | 118 |
| Tabla 53 | <i>Suministro por gravedad de 24 horas</i> | 119 |
| Tabla 54 | <i>Volumen para la regulación de la demanda doméstica.</i> | 121 |
| Tabla 55 | <i>Predimensionamiento tanque</i> | 121 |
| Tabla 56 | <i>Cota y niveles de agua tanque</i> | 122 |
| Tabla 57 | <i>cotas y dimensiones de la tubería de desagüe.</i> | 122 |
| Tabla 58 | <i>Perdidas en la conducción</i> | 123 |
| Tabla 59 | <i>Parámetros Conducción Red de distribución</i> | 132 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 60 <i>Presiones en los nudos de la red.</i> | 132 |
| Tabla 61 <i>Características de las tuberías.</i> | 133 |
| Tabla 62 Presupuesto Acueducto convencional para la fundación oasis de amor y paz-CEUS. | 134 |

Lista de gráficos

| | |
|--|-----|
| Gráfico 1 Proyección de la población futura | 52 |
| Gráfico 2 Perfil line de conducción | 104 |

Resumen

El objetivo principal de la investigación es proponer un diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación Oasis de Amor y Paz- Centro Estudiantil Universitario Semillas en el municipio de Ocaña Norte de Santander, con el fin mejorar el suministro de agua, que reciben sus habitantes. Este proyecto es de vital importancia para la comunidad ya que actualmente no cuenta con un sistema eficiente para la captación del recurso.

Dicha propuesta permite establecer la situación a futuro del sistema de acueducto, partiendo de los diferentes análisis de caracterización de la zona de estudios y de cada uno de los componentes del sistema en el diseño, desde la bocatoma o captación hasta la red de distribución, contemplando su debido tratamiento a través de la planta purificadora. Y así mejorar la calidad de vida de población.

Introducción

Es importante saber que el agua es un recurso natural, fundamental para la existencia de vida en nuestro planeta, es por eso por lo que el hombre desde hace mucho tiempo ha venido buscando la mejor forma de captar este recurso, mediante la utilización de elementos o estructuras que faciliten su fácil traslado, desde las cuencas hasta los almacenamientos correspondientes.

Dichas estructuras se conocen hoy en día como sistemas de acueductos, es por eso por lo que mediante este proyecto se buscara realizar la propuesta de diseño de acueducto convencional para la fundación OASIS DE AMOR Y PAZ - CENTRO ESTUDIANTIL UNIVERSITARIO SEMILLAS, en el municipio de Ocaña Norte de Santander y así buscar la solución más conveniente a las necesidades de la población de estudio.

En necesario resaltar que el presente proyecto se fundamenta en los siguientes parámetros:

Censo y proyección de la población, así como la evaluación de la caracterización de la zona estudio; Ensayos de cantidad y calidad de agua de la fuente de abastecimiento; Levantamiento topográfico de las zonas donde se ubicarán los diferentes componentes del sistema de acueducto, incluido la planta de tratamiento; Entre otros. Que de alguna forma son importantes para el diseño final del acueducto convencional

Capítulo 1. Propuesta de diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación oasis de amor y paz O.N.G.-centro estudiantil universitario semillas, en el municipio de Ocaña Norte de Santander.

1.1. Planteamiento del problema.

Es bien sabido que la falta de agua potable afecta principalmente a la población vulnerable y más aquellas retiradas del casco urbano y en que algunos casos no estén contempladas en el PBOT de los municipios; de igual manera existen algunas entidades no gubernamentales y sin ánimos de lucros, denominadas ONG las cuales no reciben la ayuda directa de los Municipios o entidades públicas, como es el caso de la fundación Oasis de Amor y Paz O.N.G-Centro Estudiantil Universitario Semillas la cual tiene como misión mejorar las condiciones de vida de muchos niños, adolescente y jóvenes de escasos recursos que se encuentren en zonas de conflicto; brindándoles una formación integral y que por medio del Centro Estudiantil Universitario Semillas puedan continuar con sus estudios universitarios, así mismo les ofrece un alojamiento para que los beneficiarios de esta gran labor, vivan en un ambiente libre, sano, seguro y tranquilo.

Actualmente este centro de estudios se encuentra ubicado en la vereda la Rinconada, y a 1 km al interior de los predios de la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña. Brindando el apoyo a 80 beneficiarios los cuales son estudiantes activos de diferentes carreras de la UFPSO;

adicional a esto la fundación es auto sostenible, ya que por medio de proyectos agrícolas y pecuarios se ayuda en cierto modo para cubrir algunos gastos para su funcionamiento.

Pero hoy en día se está presentando una gran problemática con respecto a la captación del recurso hídrico, ya que no cuenta con el suministro de agua potable prestada por la empresa ESPO S.A para el Municipio de Ocaña, lo que incurre a que la fundación deba buscar de algún modo el medio más rápido para adquirir este recurso, utilizando métodos convencionales los cuales no son los óptimos para poder abastecerse al 100% y menos para mejorar la calidad de la misma agua. Esto lo hace desde una cuenca hídrica cercana, la cual está localizada a 40 min de la misma fundación, pero al ser este un método no muy conveniente para la necesidad que se tiene de poder contar con agua apta para consumo humano y que a su vez se emplee para las actividades agrícolas que se desarrollan, sumándose a ello la no captación del caudal suficiente para abastecer a los beneficiarios de esta gran labor ni a sus proyectos agrícolas; de igual manera la calidad del agua se ve afectada por la falta de tratamiento del recurso hídrico atrayendo enfermedades graves para la salud de los beneficiarios y los animales que contemplan los proyectos pecuarios de la FOAP.

Cabe resaltar que el agua, recurso abundante en el continente americano, pero mal distribuido y de calidad cada vez más pobre, puede transmitir una gran cantidad de enfermedades peligrosas y hasta mortales, entre ellas las enfermedades diarreicas agudas (EDA), que constituyen uno de los principales problemas de salud en la población infantil. Las EDA representan la primera causa de muerte en niños de 1 a 5 años de edad, en quienes ocasionan 3,2 millones de defunciones anuales en el mundo. (Unidad Nacional de Análisis y Tendencias en Salud, 2000).

La vigilancia y el control de la calidad microbiológica del agua para consumo humano deben ser actividades rutinarias y de primordial importancia. Se reconoce que los mayores riesgos de enfermedades causadas por microorganismos patógenos están relacionados con la ingestión de agua contaminada con heces humanas o de animales. Sin embargo, esos riesgos no pueden eliminarse por completo porque esas enfermedades también pueden difundirse por contacto personal, aerosoles y alimentos. La importancia de la vigilancia y el control de la calidad del agua para consumo humano es que la inocuidad del agua abastecida reducirá la posibilidad de difusión de las enfermedades por las vías antes indicadas, al facilitar prácticas de higiene personal y doméstica.

El riesgo que representa a la salud la presencia de sustancias químicas es distinto al que suponen los contaminantes microbiológicos porque, por lo general, estos últimos tienen efectos más agudos. De otra parte, son pocas las sustancias químicas que, en las concentraciones que normalmente pueden detectarse en el agua contaminada, causan problemas a la salud con efectos inmediatos, ya que normalmente éstos se manifiestan tras largos períodos de exposición, por lo que las sustancias químicas que revisten especial importancia están representadas por los contaminantes acumulativos. Por eso se afirma que la vigilancia y el control de los contaminantes químicos tienen importancia secundaria cuando el agua está contaminada por microorganismos. [Guía para la vigilancia y control de la calidad del agua para consumo humano, Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos, Lima, 2002]

De acuerdo a lo anterior, se propone el diseño del sistema de acueducto, así como su debida planta de tratamiento con el fin de garantizar el correcto funcionamiento durante su periodo de vida útil, según lo establecido en resolución 330 del reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2017; permitiendo que la fundación pueda seguir creciendo y ayudando a más beneficiarios.

1.2. Formulación del problema.

¿Contar con una propuesta de diseño del sistema de acueducto convencional mejorara el abastecimiento y la calidad del agua para la fundación Oasis de Amor y Paz O.N.G- Centro Estudiantil Universitario Semillas y garantizara a sus beneficiarios contar con agua apta para su consumo directo y para el desarrollo de sus actividades agropecuarias?

1.3. Objetivos de investigación

1.3.1 Objetivo general. Proponer el Diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación Oasis de Amor y Paz O.N.G- Centro Estudiantil Universitario Semillas, en el Municipio de Ocaña Norte de Santander.

1.3.2 Objetivos específicos. Determinar las condiciones topográficas de la zona en estudio, mediante el empleo de equipos topográficos que garanticen localizar las coordenadas de cada uno de los componentes del sistema y el trazado de la red.

Identificar la condición actual de la calidad del agua de la fuente, mediante la realización de los ensayos fisicoquímicos y microbiológicos a la fuente de abastecimiento.

Modelar la línea de conducción mediante el empleo del software libre EPANET 2.0 para los sistemas de distribución de agua potable, con el fin de obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías.

Proponer el diseño de cada uno de los componentes que constituyen el sistema de acueducto, incluido la planta de tratamiento en base a la calidad del agua de la fuente.

Elaborar el presupuesto general del sistema de acueducto planteado, dirigido al FOAP-Centro estudiantil universitario semillas, con el fin de dar a conocer el costo total de los elementos del sistema.

1.4. Justificación

Los conocimientos adquiridos durante todo el programa de ingeniería civil de la universidad francisco de paula Santander Ocaña, nos motiva a resolver los problemas que se presentan en la comunidad, mejorando de cierto modo la calidad de vida de sus habitantes. Integrando los componentes sociales, técnicos y económicos que permitan obtener mejores resultados en el desempeño profesional de sus estudiantes.

Actualmente los miembros de la Fundación oasis de amor y paz-centro de estudio universitario semillas, no cuentan con el suministro de agua potable el cual es necesario para satisfacer sus necesidades básicas. Cabe destacar que la fundación por ser una empresa sin ánimos de lucros no tiene los recursos para realizar un buen diseño que ayude a corregir esta problemática.

La FOAP solo se logra sostener por donaciones hechas desde Italia u otros países y con esto brinda el apoyo a 80 beneficiarios los cuales son jóvenes de escaso recurso que no cuentan con el dinero suficiente para pagar un alojamiento y son estudiantes activos de diferentes carreras de la UFPSO. Adicional a esto la fundación es auto sostenible y maneja una gran variedad de cultivos y proyectos pecuarios como cerdos, pollos, peces, etc.; para estos últimos también se requiere el tratamiento del agua para mejorar sus producciones y evitar posibles enfermedades, por ello también se contempla dentro del diseño las redes de distribución tanto para los proyectos pecuarios como los agrícolas, teniendo en cuenta sus tanques de almacenamientos.

También se destaca La falta de tratamiento del recurso hídrico, pues según la información tomada, la fuente recibe descargas de aguas residuales domésticas y de la presencia de ganado aguas arriba de la captación. Lo cual acarrea la presencia de enfermedades. Así también la deficiencia en la capacidad de la infraestructura instalada hace que el caudal captado no sea el suficiente para atender la demanda actual y futura, lo que implica obligatoriamente a establecer racionamiento afectando la normalidad de las actividades dentro de la FOAP.

Por todo lo anterior es de carácter urgente y prioritario la ejecución de este proyecto para solucionar el problema de distribución de agua potable en la FOAP debido al alto grado de falencias en la parte técnica; ya que sus habitantes en muchas ocasiones deben hacer mantenimientos continuos al sistema provisional con el que cuentan, ya que por las precipitaciones presentes en la zona, se ha obstaculizado el flujo continuo del preciado líquido y debido a esta gran necesidad se hace necesario realizar un diseño que garantice el caudal óptimo, así como la buena calidad del agua, según lo establecido en resolución 330 del reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2017. De esta manera se contribuye de cierto modo a que la fundación pueda seguir creciendo y ayudando a más joven para que puedan cumplir sus sueños de seguir estudiando.

1.5. Delimitaciones

1.5.1 Delimitación Operativa. En el diseño del sistema de acueducto se debe contemplar los estudios topográficos que abarquen la zona de estudio desde el afluente hídrico y las condiciones actuales de la calidad del agua de la fuente con el apoyo de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, así mismo se ubicaran y diseñaran los componentes que integran el sistema de acueducto convencional con sus respectivo presupuesto, planteado en beneficio de la fundación oasis de amor y paz O.N.G-Centro estudiantil universitario semillas, del municipio de Ocaña (Norte de Santander), igualmente se utilizará el software libre Epanet de la FAO, para simular hidráulicamente las redes del sistema.

1.5.2 Delimitación Conceptual. El proyecto se encuentra enfocado en el estudio y diseño del sistema de acueducto convencional para la fundación Oasis de Amor y Paz O.N.G- Centro Estudiantil Universitario Semillas que consta de los siguientes componentes: obra de captación, línea de aducción, desarenador, línea de conducción, tanque de almacenamiento, red de distribución y planta de tratamiento.

1.5.3 Delimitación Geográfica. La fundación se encuentra localizada en la vereda la Rinconada, y a 1 km al interior de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, limitando con la vereda las Liscas y con coordenadas: $8^{\circ}14'51''\text{N}$; $73^{\circ}19'05''\text{W}$. El estudio está limitado al sistema de acueducto de la fundación.



Figura 1 FOAP-Centro de estudio universitario semillas.

Fuente: Google Earth-Editada

1.5.4 Delimitación temporal. Esta investigación se llevará a cabo en un periodo de 4 meses, iniciando en el mes de junio del 2018.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1. Antecedentes, bibliografía e investigación.

2.1.1. Internacional. Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara de Barcelona, municipio bolívar, estado Anzoátegui, utilizando el software altercad. (Romero, 2010)

Propuesta a factibilidad de un proyecto de agua potable y saneamiento en la comunidad El Chile, ubicada en el departamento de Matagalpa Municipio de Waslala, Nicaragua. (vida, 2011)

Estudios y diseños del sistema de agua potable del barrio san Vicente, parroquia Nambacola, Cantón Gonzanamá. (Alvarado, 2013)

2.1.2. Nacional. Diseño del sistema de acueducto en la vereda Perdiguiz del municipio de Macanal, Boyacá, utilizando modelación matemática. (Colmenares & Sáenz, 2015)

Diseño acueducto Vereda el Retiro municipio de Santa María, Boyacá. (Roa, 2008)

Diseño de acueducto para la vereda la Mina ubicada en la zona rural del municipio de Miranda Cauca. (Sarria, 2016)

2.1.3. Regional. Propuesta de diseño del sistema de acueducto para la vereda el Mortiño del municipio de Ocaña norte de Santander. (Bayona & Jácome, 2013).

Diseño del sistema de acueducto de la vereda el Arado municipio de Abrego. (Quintero & Quintero, 2016)

Diseño del sistema de acueducto de la vereda el Limón del municipio de Ocaña (Pedrosa & Quintero, 2016).

2.2. Marco histórico.

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

El poderoso Imperio Romano desarrolló muchos acueductos a partir del año 312 a.C. con fuentes de aguas subterráneas como Aqua Appia bautizado, luego, como la Vía Apia, en honor a Apio Claudio, el emperador. En el año 145 a.C., el pretor Marcio construyó el primer acueducto que transportaba agua a nivel del suelo, con 90 km de longitud, llamado Aqua Marcia. En el año

70 a.C. ya existían más de 10 sistemas que suministraban 135.000 m³ de agua al día, lo que obligó a designar como superintendente de aguas de Roma, a Sextos Julios Frontinus.

Durante sus invasiones a diferentes zonas de Europa como Francia, España, Turquía y Alemania, los romanos construyeron varios acueductos. En esta última región, el acueducto de Eifel, el más grande conocido de esa época (80 años d.C.), de 130 km de largo (incluidos los ramales) desde la zona alemana de Eifel, hasta Colonia después de su caída, los acueductos del área de su jurisdicción dejaron de funcionar. Entre el año 500 y 1500 d.C., hubo muy poco desarrollo en este campo, específicamente en el tratamiento y purificación que, en la mayoría de los casos, se hacía con aireación.

En Latinoamérica, las culturas indígenas aztecas, en México; mayas, en Guatemala; e Incas en Perú y Bolivia, crearon verdaderas obras de ingeniería para abastecer a sus poblaciones. Un ejemplo nacional es el acueducto de Guayabo, Turrialba, construido hace más de 1.000 años y declarado Patrimonio de la Ingeniería por la (Ingenieros, 2009)

Los acueductos indígenas fueron destruidos durante la conquista española. Por esta razón, en la época de la Colonia, en Latinoamérica, se presentaron grandes epidemias debido a problemas de higiene.

El agua potable. En 1804, John Gill desarrolló, en Escocia, el primer suministro de agua potable filtrada trasladada a Glasgow. En 1806, en París, se comenzó a operar la mayor planta potabilizadora de la época, con un sedimentador y un filtro de arena y carbón, con 12 y 6 horas

de tiempo de retención, respectivamente. En 1827 el inglés James Simpton construyó un filtro “lento” de arena muy efectivo para potabilizar el agua. No obstante, el mayor desarrollo en plantas potabilizadoras se dio después de 1854, con el descubrimiento de John Snow de que el agua contaminada del pozo en Golden Square (Londres), era la causa del brote del cólera.

En el siglo XX, después del descubrimiento de Pasteur y Koch, tanto en Europa, América como en otros continentes, se realizaron importantes obras de ingeniería para potabilizar y trasladar el agua a grandes ciudades. Actualmente, existen megaplantas potabilizadoras como la de Cutzamala, en México, que abastece más de 10 millones de habitantes.

En Costa Rica, el primer acueducto moderno se inauguró en 1868, en San José. El inicio del análisis microbiológico y físico-químico del agua para consumo humano los realizó el Dr. Clodomiro Picado y su asistente, Francisco Sancho, en las aguas de Tres Ríos y San José en 1915, solo 5 años antes del inicio de la construcción de la primera planta potabilizadora, que estuvo a cargo de la Municipalidad de San José.

Si repasamos la historia, no cabe duda de que la salud de los seres humanos siempre es concordante con la administración y operación de un buen acueducto, la disposición adecuada de excretas y la educación de la población (nacion, 2014)

En Colombia el primer acueducto fue construido en Bogotá en 1886 el municipio firmó un contrato con la compañía del señor Ramón B. Jimeno. Se trataba de un sistema de tuberías de hierro fundido que suministraban agua a domicilio mediante plumas o acometidas. El agua

proveniente de los ríos San Agustín y San Francisco empezó a distribuirse en 1888 sin mayor tratamiento, pues sólo se contaba para ello con cajas desarenadoras. Para prestar el servicio, la compañía de acueducto de Bogotá construyó dos estanques, uno de 4 millones de litros en el barrio Egipto, y otro de trece millones en la quinta de Bolívar. Pero los estanques y las fuentes de abastecimiento del acueducto del señor Jimeno, así como los grandes tramos del sistema de distribución, acrecentaban su caudal tanto en invierno como en verano con excrementos humanos y animales, distribuyendo así los gérmenes del tifo y la disentería que por esa época azotaron la población.

"Resulta sorprendente que la mortalidad debida al Acueducto de Bogotá no hubiera sido mayor. Todo permite pensar que los sufridos habitantes de esta capital habían desarrollado potentes barreras inmunológicas para defenderse del asedio mortal de las bacterias que a diario les llegaban por conducto de las tuberías de don Ramón B. Jimeno".

Acceso al primer Acueducto de Bogotá, que funcionó entre 1888 y 1914 en manos de particulares.

Además, el sistema no cubría la demanda del grueso de la población, pues aún se mantenían los pequeños acueductos barriales independientes, que operaban por medio del sistema de concesión privada. (Martinez, 1976)

El primero de julio 1935 comienzan los trabajos para la construcción del acueducto de Ocaña. La parte técnica corrió a cargo de la firma Nacional de Ingeniería, de Medellín, bajo la

responsabilidad del ingeniero Severiano Cadavid. El Álbum de la República de Colombia destaca así los trabajos: "Las obras de este acueducto comprenden: la captación de las aguas del río tejo por el sistema de represa, su conducción por medio de una tubería de concreto de cerca de dos kilómetros de largo, hasta el tanque de distribución. En el trayecto de la tubería se construyeron varias cámaras de quiebre de presión... "La esterilización de esta agua superficiales se efectuará precipitando primero con alumbre las materias en estado coloidal y sedimentando el coágulo; luego se filtrarán en filtros rápidos de arena y finalmente se tratarán por el sistema del cloro aminas".

El acueducto de la ciudad de Ocaña supero varios obstáculos y demoras hasta lograr constituirse y brindar un servicio óptimo a la comunidad, sin embargo las zonas del norte de la ciudad sufrían constantemente de racionamientos por falta de abastecimiento lo que trajo como resultado la Asociación de Amigos Usuarios del Acueducto Independiente de Ocaña (ADAMIUAIN), constituida legalmente el 18 de Julio de 1985, integrada por varios dirigentes del sector conocido como la ciudadela norte quienes comenzaron con la idea de crear un acueducto comunitario que abarcara toda la zona norte y brindara el servicio de manera constante y eficaz. La responsabilidad de esta asociación comprendía el diseño, las negociaciones, la administración de la construcción, el desarrollo y el mantenimiento de un acueducto privado. Con este fin se consiguió el permiso del gobierno para que 719.632 dólares EEUU, provenientes del presupuesto nacional, y 1.000.000 de pesos, procedentes de la municipalidad, fuesen asignados al proyecto. Además, cada socio contribuyó con 10.000 pesos, para la financiación del mismo.

El acueducto fue inaugurado el 14 de noviembre de 1987 y tras la posterior ampliación de las redes de abastecimiento, finalizada ocho meses más tarde, se consiguió dar cobertura a toda el área. Este proyecto benefició a 1.072 familias de la comunidad, entre ellas 15 familias de Pueblo Nuevo, en la actualidad, abastecen a más de 1.190 hogares, que representan una población cercana a los 5.000 habitantes entre los que se cuentan los 450 socios fundadores.

2.3. Marco Teórico.

Proveer una adecuada cantidad de agua ha sido un asunto que ha inquietado desde los principios de la civilización. Aun en las antiguas ciudades, los abastecimientos locales eran con frecuencia inadecuados y los acueductos eran construidos para transportar agua desde fuentes lejanas. Tales sistemas de abastecimientos no distribuían agua a las residencias individuales, sino que las llevaban hasta unos pocos lugares centrales desde donde los ciudadanos podían llevarla hasta sus hogares. Hasta mediados del siglo XVII no se disponían de tuberías que pudieran soportar altas presiones. Se utilizaban tuberías hechas de madera, arcilla o plomo, pero generalmente estaban ubicadas de acuerdo con la línea de gradiente hidráulico. El desarrollo de la tubería de hierro fundido y la reducción gradual de sus costos, junto con el desarrollo y mejoramiento de las bombas de vapor, hicieron posible que pequeñas comunidades pudieran crear abastecimientos públicos de agua que permitieron llevarla a cada residencia. El agua, bien sea sacada de la superficie o de fuentes subterráneas, deben ser transportadas a la comunidad y distribuida a los usuarios.

El transporte desde la fuente al punto de tratamiento puede ser proveído por acueductos, tuberías o canales abiertos, pero una vez ha ido tratada, el agua es distribuida mediante conductos cerrados presurizados.

El término acueducto se refiere usualmente a conductos construidos de mampostería y hechos con la pendiente hidráulica. Tales estructuras son operadas a presión atmosférica y, a menos que la pendiente hidráulica disponible sea muy grande, tienden a ser mayores y más costosas que las tuberías operadas bajo presión. Entre las ventajas de los acueductos están la posibilidad de construcción con materiales locales disponibles, más duración que los conductos de metal y menor pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo. Entre las ventajas están la necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente y la posibilidad de interferencia con el drenaje local. Las fuentes de agua superficiales están sujetas a grandes variaciones en flujo, calidad y temperatura, las estructuras de captación deben estar diseñadas para que el flujo requerido pueda ser usado a pesar de estas fluctuaciones naturales.

Para localizar las captaciones se debe considerar con anticipación variaciones en el nivel del agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio-temporales en la calidad del agua, y cantidad de desechos flotantes

Para la captación de aguas en ríos, existen dos casos:

- Si la cantidad de agua por utilizar es muy pequeña, basta tomar directamente construyendo a unos dos metros de la orilla del río una caja o tanque que tenga su base a un metro más por debajo que el nivel mínimo de las aguas en estiaje y épocas de máxima sequía. El orificio de entrada según su diámetro podrá tener un colador o una compuerta que permita regular la entrada de agua, según las necesidades del servicio; cuando el agua deba elevarse, en sus orillas se instalarán las bombas de elevación. - Si el agua no se toma directamente del río sino de excavaciones hechas en terrenos aledaños, constituidos por materiales de acarreo que constituyen excelentes capas filtrantes, se excavan pozos en estos terrenos donde se encontrará agua abundante a poca profundidad, con la ventaja de que ha sufrido una filtración por consiguiente es de mayor pureza que la que corre por el río. - Cuando se trate de grandes abastecimientos de agua, es necesario recurrir al embalse de aguas para construir un gran recipiente de alimentación, instalado la toma en el interior del embalse, de modo que la carga de agua tenga una altura suficiente que asegure, en todo caso, la entrada de volumen previsto de líquido a la tubería de toma. (Terence, 2001).

Con el fin de hacer un acueducto es necesario saber cómo opera en general el sistema de acueducto y qué elementos principales lo conforman; además, es importante tener un conocimiento detallado del sistema de tratamiento de agua (caudal medio producido y su variación a lo largo del día, calidad de agua, etc.) y del sistema de almacenamiento, de volumen y ubicación debe ser suficiente para compensar las variaciones horarias de la demanda de agua. (RAS, resolución 330, 2017)

2.4. Marco conceptual

2.4.1. Sistema de acueducto

2.4.1.1. Acueducto. Es un canal artificial construido para transportar agua y abastecer a una población. Puede ser un canal abierto o cerrado, un túnel o una tubería, o puede ser un puente que eleve el canal sobre un valle o un río. (Chow)

2.4.1.2. La microcuenca. Es el área geográfica mínima por la cual el agua se desplaza a través de drenajes con una salida principal llamada nacimiento o desagüe. Cuando este desagüe o río desemboca en otros cuerpos de agua mayores, como un lago, otro río, una ciénaga, o desemboca en el mar, hablamos de una cuenca. La cantidad de agua de una microcuenca depende de la presencia o no de vegetación y la conservación de los suelos. Los suelos pueden contaminarse con agroquímicos, aguas residuales y basuras, entre otros. (RAS, resolución 330, 2017)

2.4.1.3. La captación. La captación es el segundo componente. La constituyen las obras o estructuras que permiten tomar el agua de la fuente en forma controlada. En fuentes superficiales las captaciones se denominan “bocatomas” y en aguas subterráneas “pozos” o aljibes. Una vez que se toma el agua mediante las obras de captación, éstas son llevadas al desarenador y después hasta la planta de tratamiento si la hay.

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

2.4.1.5. El desarenador. El desarenador es el cuarto componente del sistema de acueducto. Son tanques cuya función es separar las arenas y elementos sólidos que lleva el agua en su recorrido. No todos los acueductos cuentan con este componente (RAS, resolución 330, 2017)

2.4.1.6. La planta de tratamiento. En el sistema de acueducto, el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento. Esta es el sexto componente del sistema de acueducto. (CHOW, Ven Te. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Gil). La utilización de los métodos de desinfección casera es muy importante cuando no se tiene un sistema de acueducto, o cuando el acueducto no tiene planta de tratamiento. Tratando el agua prevenimos muchas enfermedades.

2.4.1.7. Los tanques de almacenamiento. Después del proceso de potabilización el agua se debe guardar en los tanques de almacenamiento. Esto permite que tengamos reservas de agua. Debido a que el consumo de la población no es constante, sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo. (GILES, 2013)

2.4.1.8. Red de distribución. El sistema de un acueducto está constituido por diversos subsistemas, el último de los cuales es la red de distribución. Esta se define como el conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables. La unión entre el tanque de

almacenamiento y la red de distribución se hace mediante una conducción denominada línea matriz, la cual transporta el agua al punto o a los puntos de entrada de la red. (Ibíd., p. 35)

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

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

2.4.2 Usos del agua. Dentro del estudio de optimización del sistema de acueducto, el reglamento técnico de acueducto y saneamiento básico estipula factores de diseño que son de obligatorio cumplimiento, en el que destacamos como uno de los parámetros principales el estudio de demanda para lo cual debe hacerse un análisis detallado de la dotación desagregada por usos y por zonas del Municipio.

2.4.2.1. Uso Residencial. Se debe analizar detenidamente la dotación de uso residencial teniendo en cuenta las siguientes disposiciones:

En general el consumo total de uso residencial aumenta con el tiempo. El uso eficiente y ahorro del agua, o la que reemplace, sobre la tecnología de bajo consumo y la reglamentación que exista al respecto, considerando el uso de micromedidores de caudal, reguladores de caudal, reguladores de presión o cualquier otro tipo de accesorio que implique una reducción en el consumo. La utilización de aparatos de bajo consumo, con el fin de determinar el posible ahorro y el efecto de estos instrumentos en la dotación neta. La deducción de la dotación de uso residencial, para el diseño de los sistemas de acueducto con base en mediciones directas hechas en la localidad. El tamaño de la población, las condiciones socioeconómicas, el clima, la cobertura de medidores, los aspectos sanitarios y demás factores que se estimen convenientes. El riego de jardines.

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

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

2.4.2.4. Uso Escolar. En caso de que en el Municipio objeto de la construcción de un nuevo sistema de acueducto o de la ampliación del sistema existente se localice una concentración escolar importante que implique la permanencia durante el día de una población adicional, se debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características del establecimiento de educación (RAS, Resolución 2115 2007, 2000)

2.5. Marco legal

2.5.1 Normas técnicas colombianas (etc.)

NTC 1500 Código Colombiano de Fontanería.

NTC 1260 Plásticos. Tubos de Policloruro de Vinilo - PVC - Rígido para Ventilación y Aguas Lluvias.

NTC 2587 Tuberías de Hierro dúctil. Acoples y Accesorios para Líneas de Tubería a Presión.

NTC 3410 Plásticos. Accesorios de Polietileno Tipo Campana para Tubos de Polietileno, Tipo IPS y CTS, con Diámetro Exterior Controlado

2.5.2. Normas técnicas internacionales.

1. Norma's Technical AWWA AWWA C 104 Cement Mortar Lining for Ductile Iron Pipe and Fittings for Water AWWA C 105 Polyethylene Encasement for Ductile Iron Pipe Systems AWWA C 110 Ductile Iron and Grey Iron Fittings.

2. Normas Técnicas ASTM ASTM A 126 Standard Specification for Gray Iron Castings for Valves, Flanges, and Pipe Fittings ASTM A 370 Mechanical Testing of Steel Products. ASTM A 589 Seamless and Welded Carbon Steel Water-Well Pipe.

2.5.3. Leyes y decretos.

- Decreto 302 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico y su Decreto Modificatorio 229 de 2000.

- Ley 09 de 1979, por la cual se expide el Código Sanitario.

- Ley 99 de 1993, por la cual se crea el Ministerio del Medio Ambiente.

- Ley 142 de 1994, por la cual se establece la regulación de los Servicios Públicos Domiciliarios.

- Ley 373 de 1997, sobre ahorro y uso eficiente del agua.

- Ley 388 de 1997, sobre Planes de Ordenamiento Territorial.

- Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo resistente NSR98.

- Ley 689 de 2001.

- Resolución 151 de 2001 de la Comisión de Regulación de Agua Potable.

- Resolución 8321 del 4 de agosto de 1983, del Ministerio de Salud Pública.

- Resolución 330 del reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2017.

- Artículo 144 de la Ley 142 de 1994.

- Artículo 145 de la Ley 142 de 1994.

- Artículo 17 del Decreto 302 de 2000, Resolución No. 138-00 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA.

- Artículo 43 de la Ley 99 de 1993.

- Decreto Nacional 1575 de 2007, de los Ministerios de Vivienda y Medio Ambiente y de Salud y Protección Social, por el cual se expiden las normas técnicas de calidad del agua potable.

- Decreto 302 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico y su Decreto Modificatorio 229 de 2000.

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación a utilizar para la realización de este proyecto es la descriptiva, la cual consiste en especificar las propiedades, las características y los perfiles de procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, se miden, evalúan o recolectan datos sobre diversos conceptos (variables), aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar.

Es así cómo se realizó la aplicación de técnica de los elementos básicos para el diseño de un acueducto convencional para la FOAP-Centro de estudios universitario semillas.

3.2. Población y muestra

3.2.1 Población. La población enmarcada dentro de este proyecto contempla a los estudiantes beneficiarios y demás miembros de la fundación, así como también los demás usos tales como los proyectos agrícolas y pecuarios.

Actualmente, residen 80 habitantes en la FOAP- CEUS del cual se tomará un 20 % para el estudio de la misma la cual equivale a 16 persona. Teniendo en cuenta que estas se beneficiaran con la posible construcción del acueducto propuesto en el trabajo de grado.

3.2.2 Muestra. Debido a que el proyecto de investigación tiene como base de estudio la FOAP-CEUS, se tomará como muestra toda la población que será beneficiada con el estudio, así también se proyectará más beneficiarios, teniendo en cuenta que la fundación seguirá creciendo. Todo esto servirá como base para la realización de los diferentes diseños.

3.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Información

Las técnicas empleadas se hacen mediante fuentes de información primarias, ya que los datos se obtendrán directamente de la realidad y se adaptara al diseño del sistema de acueducto a las condiciones del terreno actual.

Las técnicas utilizadas serán:

3.3.1 La observación. Mediante el trabajo de campo se realizará la observación de la zona de estudio, con el cual se podrá identificar cada parámetro que se debe tener en cuenta en el diseño, así como la captación y el perfil del terreno para la posterior instalación de los elementos que contempla el proyecto.

3.3.2 La entrevista. Se recaudará la información necesaria acerca de la problemática que se viene presentando por la falta de un sistema de acueducto, y la deficiencia en la potabilización del agua, así como también los usos finales que se le dará al recurso hídrico y otros datos necesarios para el diseño del proyecto.

3.3.3 Otras. Para la recolección de datos e información se utilizará algunos instrumentos como: Levantamientos topográficos (Carteras de Campo), mediciones de caudales y aforación de la cuenca, realización de los ensayos fisicoquímicos y microbiológicos a la fuente de abastecimiento, proyección futura de la población, modelado de la distribución de la red mediante el software libre EPANET 2.0 y otros criterios contemplados en el RAS 2017.

3.4. Procesamiento y Análisis de Información.

La información recaudada se evaluará y se analizará, de forma ordenada y con objetivos precisos, de tal manera que tenga la finalidad de ser base a la construcción de conocimiento a personas que utilicen este proyecto como guía para la realización de futuros diseños de sistemas de acueductos convencionales y así puedan seguir beneficiando a más poblaciones vulnerables y que no cuenten con este beneficio.

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

Los procedimientos utilizados para el análisis de la información recolectada son de carácter cualitativo y cuantitativo.

3.4.1 Análisis cualitativo. Busca describir e interpretar la información obtenida, las encuestas, el trazado de las redes, las características del lugar para la construcción de la

bocatoma, desarenador, planta de tratamiento y del afluyente que servirá como abastecimiento de agua para el sistema de acueducto.

3.4.2 Análisis cuantitativo. Para el diseño del sistema se utilizará el reglamento de agua potable y saneamiento básico, el cual proveerá las especificaciones para el óptimo funcionamiento del sistema y por medio de este análisis se comprobarán los resultados obtenidos como caudales, presiones y determinación del tiempo de recorrido del fluido por el sistema en el simulador de software EPANET que dará un estimativo del comportamiento de este.

Capítulo 4. Presentación de los resultados

El proyecto en cuestión parte de una serie de procesos, en los que se involucra la investigación de campo de la zona de estudio, esto con el fin de conocer, recopilar y evaluar los diferentes aspectos, necesarios al momento de realiza el diseño del acueducto convencional. Tales como el estado de la infraestructura existente, la topografía de la zona, la calidad de agua, entre otros.

Con base a la información obtenida anteriormente se realizará un trabajo de oficina que busque definir una alternativa común para optimizar los sistemas de abastecimiento de agua potable, en donde se elaboren diseños que sirvan de base para la implementación del plan de mejoramiento.

4.1. Antecedentes

4.1.1 Nivel de complejidad. Una vez identificada la necesidad de servir a la población rural de una zona con un sistema de acueducto, el paso a seguir es la definición del nivel de complejidad del proyecto de acuerdo con los artículos 11 y 12 de la Resolución 1096 de 2000, la cual corresponde a la estipulada en el título A del RAS.

4.1.1.1 Por Población. La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en la tabla A.3.1. (RAS, resolución 330, 2017)

Tabla 1

Asignación del nivel de complejidad.

| Nivel de complejidad | Población en la zona urbana (habitantes) | Capacidad económica de los usuarios |
|-----------------------------|---|--|
| Bajo | < 2500 | Baja |
| Medio | 2501 a 12500 | Baja |
| Medio alto | 12501 a 60000 | Media |
| Alto | >60000 | Alta |

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, (RAS).

De acuerdo con la población proyectada para la Fundación Oasis de Amor y Paz- CEUS la cual es < 2500 hab. Se obtiene que el nivel de complejidad es bajo, y su capacidad económica es baja.

4.1.2 Priorización del proyecto. Para la aplicación de este Reglamento, la tabla A.5.1 define los límites mínimos de cobertura de algunos parámetros utilizados en el proceso de priorización. Esto se contempla en el título A del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, (RAS).

Se entenderá por cobertura la relación entre la población que cuenta con el servicio público en cuestión y la población total.

Para el proyecto en cuestión y teniendo en cuenta el nivel de complejidad se obtiene un nivel de prioridad medio.

Tabla 2

VARIABLES LÍMITES PARA EL PROCESO DE PRIORIZACIÓN.

| Parámetro | Símbolo | Bajo | Medio | Medio alto | Alto |
|--|---------|------|-------|------------|------|
| Cobertura mínima de agua potable | Cob.AP | 95% | 90% | 90% | 85% |
| Rezago máximo entre cobertura de alcantarillado respecto al agua potable | AP-AL | 10% | 10% | 15% | 15% |
| Cobertura mínima de recolección de desechos sólidos | Cob RDS | 95% | 85% | 85% | 8% |

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, (RAS).

4.1.3 Alcance y actividades complementarias. Para el proyecto en cuestión debe presentarse con actividades complementarias destinadas a mejorar la eficiencia del servicio y a cumplir con las disposiciones contempladas en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, (RAS) y otras autoridades competentes del sector.

Es así como dependiendo del nivel de complejidad (bajo), se establece en la tabla A.5.2 del RAS las actividades que serán necesarias en cada caso.

Tabla 3

Parámetros para el desarrollo de cada sistema.

| Parámetro | | Bajo | Medio | Medio alto | Alto |
|--|---------|------|-------|------------|------|
| Cobertura mínima de agua potable | Cob.AP | 95% | 90% | 90% | 85% |
| Rezago máximo entre cobertura de alcantarillado respecto al agua potable | AP-AL | 10% | 10% | 15% | 15% |
| Cobertura mínima de recolección de desechos sólidos | Cob RDS | 95% | 85% | 85% | 8% |

Continuación de la tabla 3

| | | | | | |
|--|---------------|------|------|------|------|
| Porcentaje mínimo de conexiones erradas sanitario/pluvial | Ce Plu/San | 0% | 5% | 10% | 10% |
| Porcentaje mínimo normal de conexiones erradas sanitario/pluvial | Ce San/Plu | 0% | 5% | 10% | 10% |
| Cobertura mínima de micro medición | Mic | 100% | 100% | 100% | 100% |
| Cobertura mínima de macro medición | MAC | 100% | 100% | 100% | 100% |
| Perdidas máximas en aducción | Per Adu | 5% | 5% | 5% | 5% |
| Pérdidas máximas totales | Per Total | 30% | 30% | 30% | 30% |

Fuente: Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable, (RAS).

4.2. Información preliminar

4.2.1. Ubicación geográfica. La fundación se encuentra localizada en la vereda la Rinconada, y a 1 km al interior de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, limitando con la vereda las Liscas y con coordenadas: 8°14'51"N; 73°19'05"W.

4.2.2. Reseña histórica. La fundación oasis de amor y paz- CEUS, fue fundada por el padre Rito Álvarez en el año 2013 en Ocaña a 25 km del Centro Oasis de Paz y a un km dentro de la universidad francisco de paula Santander Ocaña, donde están alojados los jóvenes de la FOAP ONG provenientes de la región, la cual fue creada con el único objetivo de brindar un espacio adecuado para los jóvenes y contribuir con la formación superior de cada uno de ellos. Ahí se desarrollan proyectos productivos que ayudan al auto sostenimiento del centro, entre los cuales se encuentra: proyecto avícola, proyecto porcino y proyecto agrícola.

Inicio aproximadamente con 8 jóvenes quienes poco a poco hicieron crecer el proyecto. Actualmente cuenta con 52 estudiantes alojados y 8 empleados quienes son cabeza líder en las labores o actividades realizadas en la organización.

Cabe resaltar que la fundación por ser una entidad sin ánimos de lucros no cuenta con la generación de recursos propios, y por ello depende de donaciones hechas, pero no obstante los entes encargados de brindar el suministro del recurso hídrico a toda la población o comunidades que hacen parte o conforman el territorio nacional y en este caso la alcaldía municipal de Ocaña no está cumpliendo con este derecho debido a la débil planificación económica, la falta de visión de estudios prospectivos en materia socioeconómica y el desequilibrio en las relaciones político – administrativas no han permitido tomar decisiones propias encaminadas a la ejecución de macroproyectos que den un desarrollo y mejoramiento de la calidad de vida de la población ocañera. (PBOT, 2015)

4.2.3 Vías de acceso y medios de transporte. La fundación se encuentra ubicada en el Municipio de Ocaña Norte de Santander por la vía que va desde Acolsure hasta la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, luego se accede por la vía interna de la universidad la cual no se encuentra pavimentada y a un km de esta se localizan las instalaciones de la fundación. Todo esto se puede realizar con cualquier medio de transporte terrestre ya que la vía de acceso a la fundación está en buenas condiciones.

A partir de este punto se debe continuar a pie por un camino de herradura por lo menos por 40 minutos hasta llegar a la zona donde se proyectará el diseño.



Figura 2 vías de acceso y medio de transporte.

Fuente: Google earth-editada.

4.2.4 Relieve y topografía. El territorio del departamento de Norte de Santander se caracteriza por un relieve montañoso, aunque se pueden distinguir dos grandes unidades fisiográficas, una montañosa y una plana. La montañosa corresponde a la cordillera Oriental, cuya parte meridional, en límites con el departamento de Santander, forma el nudo de Santurban, del cual se desprenden dos grandes ramales, uno que sigue hacia el norte para formar la serranía de los Motilones y otro hacia el noreste, que se interna en la República de Venezuela. Para la vereda la rincónada en la cual está ubicada la fundación corresponde a una zona montañosa. ((PBOT), 2010)

El municipio de Ocaña se encuentra localizado en la Cordillera Oriental, al Sur de la Serranía del Perijá, al Oeste de la Capital del Departamento Norte de Santander, San José de Cúcuta. La mayor parte de su territorio se encuentra sobre topografía de pendiente muy inclinada

a abrupta, el cual a su vez presenta su red hidrografía drenando hacia las Grandes Cuencas del Río Magdalena y del Río Catatumbo.

El municipio de Ocaña está ubicado en la región occidental del departamento, cartográficamente se localiza en las

Coordenadas Geográficas según Meridiano de Greewinch

Longitud Oeste 73° 21'

Latitud Norte 8° 14'

y Coordenadas Planas, según Conforme de Gauss con origen en Bogotá

X = 1'376.590 a X = 1'423.070

Y = 1'060.620 a Y = 1'091.100.

((PBOT), 2010)

En cuanto a la topografía, debido a q son terrenos montañosos se maneja variabilidad en las curvas de nivel, es así que Ocaña se encuentra a una altura de 1202 msnm y para la zona de estudios se considera una altura de 1216 msnm.



Figura 3 Niveles de topografía Norte de Santander.

Fuente: topographic-map.com

4.2.5 Geología y suelos. La Geología regional Ocaña se encuentra ubicada conforme a la Carta Cronoestratigráfica de Colombia (CCC, Ingeominas 2005) en el terreno Santander. Existen dos formaciones geológicas que afloran en esta región, la primera y más representativa es de carácter sedimentario, y es conocida como la Formación Algodonal (Tpa), la cual está definida en la CCC, como de ambiente continental aluvio-fluvial, constituida por conglomerados con fragmentos de roca y cuarzo de color amarillo y gris, con intercalaciones de areniscas arcillosas de color verde y gris y arcillolitas gris verdosa y amarillenta. La edad de la formación es incierta, pero se estima del Cenozoico tardío, específicamente del Plioceno. La otra Formación, de carácter ígneo es conocida como el Complejo intrusivo – extrusivo (Jci), hace parte del complejo ígneo metamórfico denominado “Macizo Santander” e incluye rocas ígneas del juratriásico (entre 144 y 245 MA). Constituido por una fase intrusiva cuya composición predominante es

cuarzo – monzonita, pórfidos riolíticos, diques básicos de diabasas y basalto; también incluye material piroclástico con presencia de toba, brechas y aglomerados. (colombiano, 1980)

La geología para esta zona corresponde a la Formación Silgará (pDs) la cual aflora como un cuerpo con extensión e importancia regional al oriente de Abrego y la playa. En la zona de Ocaña aflora como pequeños techos pendientes sobre rocas ígneas del complejo intrusivo-extrusivo. Está conformada por filitas verdes y rojizas, filitas calcáreas y esquistos. (Asesorías Municipales, 1994)

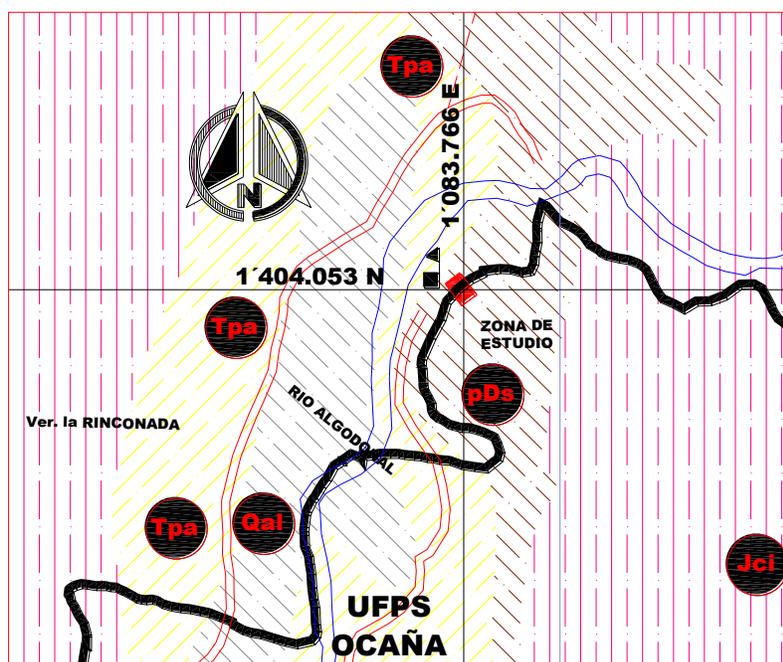


Figura 4 Geología de la zona de estudios.

Fuente: Plan básico de Ordenamiento Territorial de Ocaña, N.S (PBOT)

El tipo de suelo para la zona de estudio se determinó tomando como referencia un estudio de suelo que correspondía al talud aledaño a la Facultad de Ciencias Agrarias, en la Universidad

Francisco de Paula Santander del municipio de Ocaña, esto se hace con base a que la universidad se encuentra aledaña a la zona de estudios lo que ayuda a que se maneje el mismo tipo de suelo.

Es así que la clasificación de los suelos encontrados corresponde a suelos, Arenas Limosas con presencia de gravas de tamaño máximo de ½” (SM).

4.2.6 Hidrología y climatología. Ocaña cuenta con diversas cuencas en las que se derivan ríos y quebradas. Es así como la principal fuente superficial del recurso hídrico que suministra a la función es la quebrada “la quebradita”, la cual tiene su nacimiento a una hora en camino de herradura desde las instalaciones físicas de la cede.

4.2.6.1. Cuencas y Subcuencas Hidrográficas. La hidrografía se convierte en una característica relevante a la hora de estudiar el Municipio de Ocaña ya que ésta influye en los aspectos culturales, habitacionales y demográficos de la región.

Los sistemas hídricos del municipio de Ocaña pertenecen a dos grandes Cuencas. El sistema hídrico ubicado en el centro, nor-orientado y orientado del municipio pertenecen a la gran Cuenca del Río Catatumbo y el sistema hídrico ubicado en el sur, occidente y nor.-occidente pertenecen a la gran Cuenca del Río Magdalena.

En la tabla 8.29 se muestra la clasificación propuesta por CORPONOR para las cuencas hidrográficas del departamento Norte de Santander.

Tabla 4

Clasificación de las grandes cuencas, cuencas mayores, cuencas y subcuencas.

| GRAN CUENCA | CUENCA MAYOR | CUENCA | SUBCUENCA | AREA | |
|-----------------------------|-------------------|---------------------|------------------------|------------------------------|---------------|
| | | | | CUENCA (Km ²) | % |
| K. RIO CATATUMBO | K.1 RIO CATATUMBO | K.1.0 Río Catatumbo | -0- | 49,50 | 7,89 |
| | | K.1.1 Río Algodonal | -0- | 126,12 | 20,09 |
| | | K.1.3 Río Tejo | K.1.3.1 Río Limón | 170,56 | 27,17 |
| B. RIO MAGDALENA | B.1 RIO MAGDALENA | B1.1 Q. El Carmen | -0- | 21,35 | 3,40 |
| | | B1.2 Q. La Yegüera | -0- | 21,32 | 3,40 |
| | B.2 RIO LEBRIJA | B2.6 Q. Torcoroma | B.2.4.1 Q. Agua Blanca | 62,44 | 9,95 |
| | | B2.4 Q. La Jabonera | B.2.4.4 Q. Torcoromita | 107,19 | 17,08 |
| | | | B.2.4.2 Q. El Loro | 69,24 | 11,03 |
| | | | | | |
| 2 | 3 | 7 | 4 | 627,72 | 100,00 |

Fuente: CORPONOR 2001

- Cuenca Río Catatumbo

El Río Catatumbo se forma a partir de la confluencia de los ríos Tejo y Algodonal, en la vereda El Puente, a una altura cercana a los 1.000 m.s.n.m. La cuenca tiene un área de 49.50 Km² que representa el 7.89% de la superficie municipal. Se localiza al nororiente y comprende

parcialmente los corregimientos de El Puente, Las Chircas, Cerro de Las Flores, Quebrada de la Esperanza y Portachuelo.

Su corriente principal, el Río Catatumbo, recorre una longitud de 14,6 Km en el sentido suroccidente – nororiente y presenta una pendiente promedio de 3.4%.

- Cuenca Río Algodonal

La cuenca del Río Algodonal ocupa la parte centro oriente del municipio de Ocaña, específicamente los corregimientos de La Ermita, Las Liscas, Buenavista y Portachuelo. Se forma en el municipio de Ábrego con la unión de los ríos Frío y Oroque. Su corriente principal el Río algodonal tiene una longitud de 26,8 km, y su orientación se da en el sentido sur – norte, con una pendiente promedio de 1,30%.

La cuenca tiene un área de 126,12 Km², que representa el 27,17% del municipio de Ocaña.

- Cuenca Río Tejo

La cuenca del río Tejo ocupa la parte centro del municipio de Ocaña, en los corregimientos de Agua de la Virgen, Buenavista, corregimiento de Venadillo, corregimiento de Llano de los Trigos y toda el área urbana de Ocaña. Su corriente principal el Río Tejo nace en la Cuchilla de Cimitarigua a una altitud de 2200 m.s.n.m. La orientación de la corriente se da en el sentido suroccidente – nororiente buscando en su desembocadura al río Algodonal.

La cuenca ocupa un área de 170,56 Km², que representa el 27.17 del total de la superficie municipal.

- Subcuenca Río Limón

Según la clasificación de Corponor, haciendo parte integral de esta cuenca se encuentra la subcuenca del Río Limón, que ocupa la parte norte del municipio, en los corregimientos de quebrada la Esperanza, La Floresta y Aguas Claras. Su corriente principal el río Limón nace en el municipio de González departemanto del Casar y discurre en le sentido noroeste – sureste. Desemboca en el río Tejo en la vereda El Salado del corregimiento de Llano de Los Trigos.

- Cuenca Quebrada El Carmen

La cuenca de la quebrada El Carmen se localiza en el norte del municipio, ocupando gran parte del corregimiento de Otaré. Tiene un área de 21,35 Km² que representa el 3,40% de la superficie municipal. Esta cuenca pertenece al sistema de la cuenca del río Magdalena.

- Cuenca Quebrada La Yeguera

Esta cuenca se localiza en su totalidad en el corregimiento El Palmar, hacia el noroccidente del municipio. La cuenca cuenta con un área de 21,32 Km² que corresponde al 3,40% del área municipal. desemboca al río Magdalena en el departamento del Cesar, municipio de Aguachica,

de este sistema nacen las quebradas que le suministran agua a algunas veredas del municipio de Aguachica.

- Cuenca Quebrada Torcoroma

La cuenca Quebrada Torcoroma hace parte de la cuenca mayor del río Lebrija. Se localiza hacia el suroccidente del municipio en el corregimiento de Mariquita. Cuenta con un área de 62,44 Km², que representan el 9.95% de la superficie territorial municipal.

- Subcuenca Quebrada Agua Blanca

Haciendo parte integral de esta cuenca se encuentra la subcuenca de la quebrada Agua Blanca. Su corriente principal quebrada Agua Blanca discurre en el sentido nororiente – suroccidente, buscando la quebrada Torcoroma en el municipio de san Martín, departamento del Cesar.

- Cuenca Quebrada La Jabonera

La quebrada La Jabonera, también conocida con el nombre de quebrada Guaduas. Cuenta con un área de 176.48 Km², que representan el 28.11% del territorio municipal. Esta cuenca hace parte de la Gran Cuenca del Río Lebrija y se localiza al occidente del municipio de Ocaña, ocupando los corregimientos de Pueblo Nuevo, Agua de la Virgen y Espíritu Santo.

- Subcuenca Quebrada Torcoromita

Esta subcuenca ocupa el norte de la cuenca, en el corregimiento de Pueblo Nuevo. Su corriente principal (Quebrada Torcoromita), tiene una orientación noreste – suroeste buscando la quebrada Guaduas, en el corregimiento de Los Ángeles, municipio de Río de oro Cesar.

- Subcuenca Quebrada El Loro

Esta subcuenca ocupa el sur de la cuenca, en el corregimiento de Agua de la Virgen y Espíritu Santo. Su corriente principal Quebrada El Loro, tiene una orientación este – oeste. La confluencia con a la quebrada Torcoromita forman la quebrada Guaduas.

La temperatura promedio de Ocaña es de 22 °C. Piso térmico templado, con una temperatura no menor a los 8 °C y no mayores a los 30 °C. Precipitaciones entre los 1.000 y 2.000 mm anuales, las lluvias durante el primer semestre son escasas. Los meses de lluvia son, agosto, septiembre, octubre y noviembre, este último es aprovechado para los cultivos semestrales. ((PBOT), 2010)

4.3. Estudio de población y demanda del sistema de acueducto.

4.3.1 Estimación de la población futura. El presente estudio se elaboró con base a la resolución 330 del 2017 del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S 2000, y el libro elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López cualla.

4.3.1.1 Registros históricos censales. De la fundación no existen información acerca de registros censales, por tanto, este proyecto se basa en la cantidad de habitantes registrada por la administración de la fundación desde su creación en el año 2013 como muestra la tabla 4.

Tabla 5

Registro habitantes CEUS

| Año | Población |
|------|-----------|
| 2013 | 20 |
| 2014 | 30 |
| 2015 | 42 |
| 2016 | 50 |
| 2017 | 57 |

Fuente: Autor

4.3.1.2 Crecimiento lineal. Si el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de ésta, el crecimiento es lineal. Si P es la población y T es el tiempo.

$$ka = \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci}$$

$$Pf = Puc + ka(Tf - Tuc) \text{ Hab}$$

Ka = pendiente de la recta

Puc = población del último censo

Pci = población del censo inicial

Tuc = año del último censo

Tci = año del censo inicial

Tf = año de la proyección

Pf = población proyectada

Tomando el rango de censo entre el último censo (2017) y el censo inicial (2013), se determina el incremento anual de población.

Tabla 6

Datos iniciales

| Datos | Valores |
|--------------|----------------|
| Puc | 57 |
| Pci | 20 |
| Tuc | 2017 |
| Tci | 2013 |

Fuente: Autor

$$Ka = \frac{57 - 20}{2017 - 2013}$$

$$Ka = 9,25$$

Luego para cada valor de k se proyecta la población a cada uno de los años proyectados hasta el periodo de diseño.

$$Pa = 57 + 9,25 * (2017 - 2013)$$

$$Pa = 66,25 \text{ hab.}$$

De manera similar se continúan los cálculos, mantenido constante el censo final y variando el censo inicial, comparando los valores de población para cada una de las tasas de crecimiento y promediando los resultados para obtener la proyección final.

Tabla 7

Proyección de población M. lineal.

| Método lineal | | Población Proyectada | | | | | |
|-----------------|------|----------------------|-------|--------|------|--------|-------|
| Pci | K | 2018 | 2023 | 2028 | 2033 | 2038 | 2043 |
| 2013 | 9,25 | 66,25 | 112,5 | 158,75 | 205 | 251,25 | 297,5 |
| 2014 | 9 | 66 | 111 | 156 | 201 | 246 | 291 |
| 2015 | 7,5 | 64,5 | 102 | 139,5 | 177 | 214,5 | 252 |
| 2016 | 7 | 64 | 99 | 134 | 169 | 204 | 239 |
| Promedio | 8,19 | 65 | 106 | 147 | 188 | 229 | 270 |

Fuente: Autor

4.3.1.3 Crecimiento geométrico. Si el aumento de la población es proporcional al tamaño de ésta, el patrón de crecimiento es el mismo que el interés compuesto. Teniendo en cuenta que R es la tasa de crecimiento anual.

$$R = \frac{Puc}{Pci} \left(\frac{1}{Tcu-Tci} \right) - 1$$

$$Pf = Puc (1 + R)^{Tf-Tuc}$$

Utilizando la ecuación correspondiente se aplica el mismo procedimiento anterior.

$$Ra = \left(\frac{57}{20} \right)^{\left(\frac{1}{2017-2013} \right)} - 1$$

$$Ra = 0,29931$$

$$Pf(2018) = 57 * (1 + 0,29931)^{(2018-2013)}$$

$$Pf(2018) = 74,1 \text{ hab.}$$

Tabla 8

Proyección población M. geométrico.

| Método Geométrico | | Población Proyectada | | | | | |
|-------------------|---------|----------------------|-------|--------|--------|---------|---------|
| Pci | r | 2018 | 2023 | 2028 | 2033 | 2038 | 2043 |
| 2013 | 0,29931 | 74,1 | 274,2 | 1015,5 | 3760,6 | 13925,5 | 51566,4 |
| 2014 | 0,23856 | 70,6 | 205,8 | 599,8 | 1748,1 | 5095,1 | 14850,4 |
| 2015 | 0,16496 | 66,4 | 142,5 | 305,7 | 656,0 | 1407,5 | 3020,0 |
| 2016 | 0,14000 | 65,0 | 125,1 | 240,9 | 463,8 | 893,1 | 1719,5 |
| Promedio | 0,2107 | 69 | 187 | 540 | 1657 | 5330 | 17789 |

Fuente: Autor

4.3.1.4 Crecimiento logarítmico. Si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, la población se proyecta a partir de la siguiente ecuación.

$$Kg = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

$$Pf = P_{ci} * e^{\bar{kg}(T_f - T_{ci})}$$

Donde el subíndice cp corresponde al censo posterior y el subíndice ca, al censo anterior.

$$Kg = \frac{\ln 30 - \ln 20}{2014 - 2013}$$

$$Kg = 0,40547$$

Tabla 9*Proyección población M. logarítmico.*

| Método logarítmico | |
|---------------------------|-----------|
| Pci | Kg |
| 2013 | 0,40547 |
| 2014 | 0,33647 |
| 2015 | 0,17435 |
| 2016 | 0,13103 |
| Promedio | 0,2618 |

Fuente: Autor

Tabla 10*Población Proyectada*

| Población Proyectada | |
|-----------------------------|-------|
| 2018 | 74 |
| 2023 | 274 |
| 2028 | 1016 |
| 2033 | 3761 |
| 2038 | 13925 |
| 2043 | 51566 |

Fuente: Autor

$$\bar{k}g = 0,2618; \quad Pf(2018) = 20 * e^{0,2618*(2018-2013)}$$

$$Pf(2018) = 74 \text{ hab.}$$

4.3.1.5 Proyección final. Tomando los resultados finales de los métodos aplicados se asume un promedio aritmético de las proyecciones para cada año.

Tabla 11*Proyección final de la población.*

| Año | Lineal | Geométrico | Logarítmico | Promedio |
|-------------|---------------|-------------------|--------------------|-----------------|
| 2018 | 65 | 69 | 74 | 69 |
| 2023 | 106 | 187 | 274 | 189 |
| 2028 | 147 | 540 | 1016 | 568 |
| 2033 | 188 | 1657 | 3761 | 1869 |
| 2038 | 229 | 5330 | 13925 | 6495 |
| 2043 | 270 | 17789 | 51566 | 23208 |

Fuente: Autor

Debido a las variaciones que se presentan en la proyección de población, se decide asumir el método lineal como criterio de diseño, ya que los demás dan valores muy irreales y a su vez el aumento de la población es constante e independiente del tamaño de esta, tal como se presenta en el siguiente gráfico.

Tabla 12

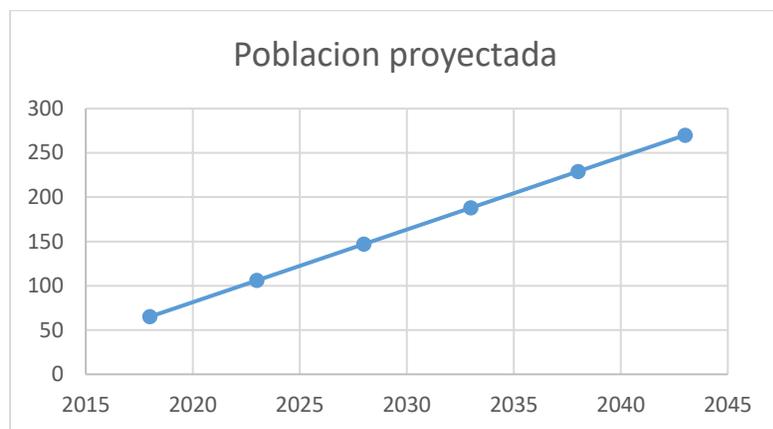
Población de diseño

| Año de proyección | Población proyectada |
|--------------------------|-----------------------------|
| 2018 | 65 |
| 2023 | 106 |
| 2028 | 147 |
| 2033 | 188 |
| 2038 | 229 |
| 2043 | 270 |

Fuente: Autor

Gráfico 1

Proyección de la población futura



Fuente: Autor

4.3.2 Consumo de agua. El presente estudio se elaboró con base a la resolución 330 del 2017 del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S 2000, y el libro elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Cualla.

Para el presente proyecto se estimará dos consumos brutos o totales, ya que el diseño se hará para un acueducto veredal, y en este se debe contemplar los uso agrícolas y pecuarios estipulados en título j del ras 2000 como también el consumo residencial. Para luego esto estimar un caudal de diseño según sea el caso.

4.3.2.1 Dotación neta. Es la cantidad de agua efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en una comunidad. En todos los casos se debe asumir una dotación que no supere la dotación máxima, de acuerdo a la altura promedio sobre el nivel del mar de la zona atendida, tal y como se establece en la tabla 7. Estipulada en la resolución 330 del 2017 del RAS 2000.

Tabla 13

Dotación neta máxima por habitante según la altura s.n.m.

| Altura promedio sobre el nivel del mar de la zona atendida | Dotación neta máxima (L/Hab.Día) |
|---|---|
| > 2000 m.s.n.m | 120 |
| 1000 - 2000 m.s.n.m | 130 |
| <1000 m.s.n.m | 140 |

Fuente: Resolución 330 del 2017, RAS 2000

Teniendo en cuenta que Ocaña se encuentra a una altura de 1202 m.s.n.m. y la zona de estudios a 1216 m.s.n.m. se considera una dotación neta máxima de 130 L/Hab*Dia. En este solo se considera el consumo residencial, ya que el consumo comercial, industrial y público es nulo para este caso. Y para las actividades agrícolas y pecuarias se determinará un caudal según el título j, que luego será sumado con el hallado para este.

4.3.2.2 Pérdidas de agua. Para el consumo total proyectado al periodo de diseño se debe tener en cuenta el incremento en el consumo neto y la disminución en el índice de pérdidas (%P). El porcentaje máximo según el RAS 2000 es de 25%.

4.3.2.3 Dotación bruta. El consumo total o dotación bruta se determina de la siguiente manera:

$$D_{bruta} = \frac{D_{neta}}{1 - \%P} = \frac{L}{Hab} * Dia$$

$$D_{bruta} = \frac{130}{1 - 0.25}$$

$$D_{bruta} = 174 \text{ L/Hab} * \text{Dia}$$

4.4 Caudal de diseño.

Con el fin de diseñar las diferentes estructuras hidráulicas del sistema de acueducto, es necesario calcular el caudal apropiado, por ello se deben combinar las necesidades de la población de diseño y los costos de la construcción del acueducto. es así como se determina los siguientes caudales.

4.4.1 Caudal medio diario (Qmd). Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación del caudal máximo diario y horario.

$$Q_{md} = \frac{D_{bruta} * Población}{86400} = \frac{l}{seg}$$

$$Q_{md} = \frac{174 * 270}{86400}$$

$$Q_{md} = 0.5438 \frac{l}{seg}$$

4.4.2 Caudal máximo diario (QMD). Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. Y se expresa de la siguiente manera.

$$Q_{MD} = K1 * Q_{md} = \frac{l}{seg}$$

Para poblaciones menores o iguales de 12500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor k1 será superior a 1.3 ni el factor k2 superior a 1.6. para este proyecto se asumirá K1=1.3 y K2=1.6.

$$QMD = 1.3 * 0.5438$$

$$QMD = 0.70694 \frac{l}{seg}$$

4.4.3 Caudal máximo horario (QMH). Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante una completo.

$$QMH = K2 * QMD = \frac{l}{seg}$$

$$QMH = 1.6 * 0.70694$$

$$QMH = 1.1311 \frac{l}{seg}$$

$$QMH = 3,072 \frac{l}{seg} \text{ (con el caudal consuntivo)}$$

4.4.4 Caudal consumo consuntivo. Corresponde a la demanda o consumo hecho por los cultivos y proyectos pecuarios los tiene la fundación.

Hallando el consumo (lt/s/ha) para los cultivos de la siguiente manera:

$$\text{consumo} \left(\frac{lt}{s} \right) = \frac{\text{cons. Etc (evapostraspiración)}}{\# \text{ horas riego} * \% \text{ de eficiencia}}$$

Donde el número de horas de riego corresponde a 12 h y se asume un % de eficiencia del 85%, dando los siguientes resultados:

Tabla 14

C. Consuntivo Cultivos.

| cultivo | Área(ha) | consumo Etc (mm/dia) | consumo(lt/s/ha) | Caudal (lt/s) |
|----------------|-----------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------|
| Maíz | 2 | 5,04 | 0,1373 | 0,2745 |
| Yuca | 0,5 | 5 | 0,1362 | 0,0681 |
| Pepino | 1,5 | 3,65 | 0,0994 | 0,1491 |
| Pimentón | 2 | 1,25 | 0,0340 | 0,0681 |
| Maracuyá | 0,5 | 2,79 | 0,0760 | 0,0380 |
| Plátano | 1,5 | 4,81 | 0,1310 | 0,1965 |
| Sacha inchi | 1 | 5 | 0,1362 | 0,1362 |
| Total | 9,0 | 27,54 | 0,7500 | 0,9304 |

Fuente: autor

Y para los proyectos pecuarios se asumen los correspondientes a la tabla 12 y el número de animales correspondientes:

Tabla 15

C. Consuntivo Animales.

| animales | # de animales | consumo(lt/dia*animal) | Caudal (lt/s) |
|-----------------|----------------------|-------------------------------|----------------------|
| cerdos | 30 | 40 | 0,01388889 |
| Pollos | 1200 | 0,29 | 0,00402778 |
| chivos | 13 | 5,7 | 0,00085764 |
| peces | 1500 | 15 | 0,26041667 |
| Total | 2743 | 60,99 | 0,27919097 |

Fuente: autor

Dando como resultado un **QConsumitivo= 1,2096 lt/s**

4.4.5 Caudales de diseño. Los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, según las variaciones diarias y horarias que puedan presentar, se establecen en la siguiente tabla, establecida en la resolución 330 del 2017 del RAS 2000.

Tabla 16

Caudales de diseño.

| Componente | Caudal de diseño |
|------------------------------|-------------------------|
| | hasta 2 veces |
| Captación fuente superficial | QMD |
| Captación fuente subterránea | QMD |
| Desarenador | QMD |
| Aducción | QMD |
| Conducción | QMD |
| Tanque | QMD |
| Red de distribución | QMD |

Fuente: Resolución 330 del 2017, RAS 2000

Es así que para el proyecto en cuestión el caudal de diseño corresponde al QMD+ el QConsumitivo lo que da como resultado un **Qd' = 1,92 Lt/s** y este luego se le hará las correcciones dependiendo sea el caso.

Lo que corresponde a este proyecto es:

Tabla 17

Caudales de diseño

| COMPONENTE | CAUDAL DE DISEÑO (lt/s) |
|------------------------------|--------------------------------|
| Captación fuente superficial | 3,84 |
| Desarenador | 1,92 |

Continuación de la tabla 17

| | |
|---------------------|-------|
| Aducción | 1,92 |
| Conducción | 1,92 |
| Tanque | 1,92 |
| Red de distribución | 3,072 |

Fuente: Autor

4.5 Propuesta de diseño de un sistema de acueducto.

Para poder establecer los criterios necesarios en el diseño de cada uno de los elementos estructurales y constructivos del acueducto, es necesario determinar primero la elección de la fuente de agua la cual es superficial en este proyecto, para ello se debe cumplir requisitos mínimos de cantidad, calidad y localización. (Lopez Cualla, 2003)

4.5.1 Levantamiento topográfico. Para determinar los niveles y pendientes adecuados del terreno fue necesario realizar estudios topográficos en la zona donde se ejecutará el proyecto. Este se realizó con la colaboración del laboratorio de topografía y la extensión a la comunidad adscritos al departamento ingeniería civil de la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, para lo cual se asignó a los ingenieros Jeison Stiven Sepúlveda Sánchez, Agustín Macgregor y Jonathan Becerra Carrascal.

Previamente el día 2 de Julio de 2018, se hizo una visita al lugar donde se plantea realizar el proyecto en conjunto con el ingeniero Jonathan Becerra Carrascal como integrante del grupo de extensión a la comunidad, y el especialista Francisco Alfonzo Duran Castro en su condición de director del Proyecto, donde se pudo constatar que la zona de estudio presenta una

topografía bastante quebrada y el tramo de la posible línea de conducción desarenador – planta de tratamiento compacta es bastante extenso.

Para la elaboración del plano se tomaron las coordenadas obtenidas en los cálculos y se graficaron en un programa de dibujo; en este caso Auto CAD v. 2012.

A continuación, se muestra los planos en planta de la zona de estudios y la zona donde quedaran localizados los tanques.

Así mismo se tomaron los puntos correspondientes a la línea de conducción por medio del GPS, para luego ser sobrepuesta en Google EARTH pro, tal como se muestra en la figura 10.

Tabla 18

Coordenadas GPS, línea de conducción

| Abscisa | Rasante | Clave | Pendiente | Δ o Σ |
|---------|---------|---------|-----------|---------------------|
| 1,83 | 1288 | 1285,49 | 7 | 15,7 |
| 1,8 | 1280 | 1279 | 22,7 | 6,6 |
| 1,78 | 1279 | 1278 | 16,1 | 3,3 |
| 1,77 | 1276 | 1276 | 19,4 | 11,2 |
| 1,75 | 1277 | 1276 | 8,2 | 7,7 |
| 1,72 | 1281 | 1278 | 0,5 | 12 |
| 1,69 | 1276 | 1276 | 12,5 | 11,4 |
| 1,68 | 1275 | 1275 | 23,9 | 16 |
| 1,67 | 1274 | 1274 | -7,9 | 3,4 |
| 1,66 | 1274 | 1274 | 4,5 | 2,2 |
| 1,66 | 1273 | 1273 | 6,7 | 5,4 |
| 1,65 | 1274 | 1273 | -12,1 | 2,9 |
| 1,64 | 1275 | 1273 | 9,2 | 0,2 |
| 1,63 | 1273 | 1273 | 9 | 8,6 |

Continuación de la tabla 18

| | | | | |
|-------|------|------|-------|------|
| 1,62 | 1273 | 1273 | -0,4 | 3,1 |
| 1,61 | 1273 | 1273 | 3,5 | 6,4 |
| 1,6 | 1273 | 1273 | -9,9 | 6,5 |
| 1,58 | 1273 | 1273 | 3,4 | 2,2 |
| 1,57 | 1272 | 1273 | -1,2 | 8,3 |
| 1,52 | 1276 | 1273 | 9,5 | 3,7 |
| 1,49 | 1274 | 1271 | 5,8 | 16,5 |
| 1,46 | 1267 | 1266 | 22,3 | 12,3 |
| 1,42 | 1263 | 1262 | 10 | 7,6 |
| 1,41 | 1262 | 1262 | 2,4 | 4 |
| 1,4 | 1261 | 1261 | 6,4 | 3,3 |
| 1,39 | 1261 | 1261 | 3,1 | 10,8 |
| 1,27 | 1251 | 1261 | -13,9 | 7,8 |
| 1,24 | 1259 | 1261 | -21,7 | 7,2 |
| 1,21 | 1263 | 1260 | -14,5 | 13,7 |
| 1,18 | 1257 | 1256 | 28,2 | 21 |
| 1,15 | 1250 | 1249 | 7,2 | 4,7 |
| 1,13 | 1250 | 1249 | 2,5 | 5,4 |
| 1,08 | 1242 | 1242 | 7,9 | 4,6 |
| 1,07 | 1243 | 1242 | 3,3 | 0,9 |
| 1,04 | 1242 | 1242 | -2,4 | 22 |
| 1 | 1238 | 1238 | 24,4 | 23,5 |
| 0,933 | 1225 | 1234 | 0,9 | 0,1 |
| 0,922 | 1224 | 1234 | 1 | 1,4 |
| 0,873 | 1230 | 1230 | -2,4 | 1,5 |
| 0,823 | 1228 | 1230 | -3,9 | 16,4 |
| 0,78 | 1236 | 1233 | -20,3 | 6 |
| 0,755 | 1237 | 1237 | -14,3 | 12,3 |
| 0,727 | 1240 | 1237 | 2 | 3,8 |
| 0,713 | 1240 | 1237 | 5,8 | 7,9 |
| 0,693 | 1236 | 1236 | 13,7 | 11,8 |
| 0,62 | 1228 | 1236 | 1,9 | 2,5 |
| 0,6 | 1228 | 1236 | -4,4 | 1,9 |
| 0,486 | 1237 | 1236 | -2,5 | 12,4 |
| 0,414 | 1231 | 1231 | 14,9 | 10,2 |
| 0,37 | 1223 | 1231 | 4,7 | 10,5 |
| 0,343 | 1224 | 1231 | -15,2 | 4 |
| 0,304 | 1228 | 1231 | -19,2 | 11,9 |
| 0,271 | 1234 | 1233 | -7,3 | 5,1 |
| 0,207 | 1236 | 1233 | -2,2 | 11,9 |
| 0,118 | 1225 | 1225 | 14,1 | 2,8 |

Continuación de la tabla 18

| | | | | |
|---------|------|------|------|-----|
| 0,0493 | 1213 | 1213 | 11,3 | 9,5 |
| 0,0266 | 1210 | 1210 | -1,8 | 6,3 |
| 0,00759 | 1211 | 1210 | -8,1 | 0 |
| 0 | 1212 | 1210 | -8,1 | |

Fuente: Autor

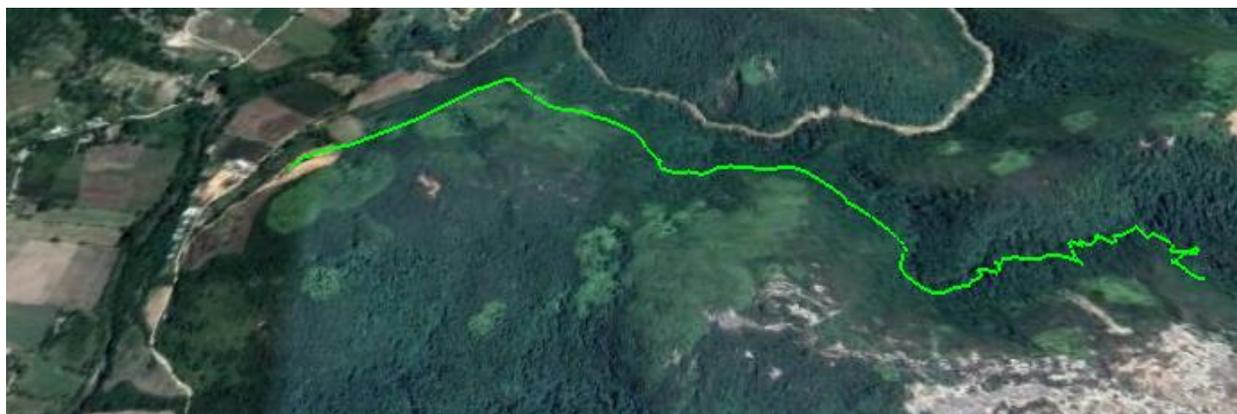


Figura 5 Trazado línea de conducción.

Fuente: Autor

4.5.2 Evaluación de la cantidad del agua. Teniendo localizada la fuente de abastecimiento, el paso a seguir es determinar el caudal real de la fuente, En todo caso esta debe garantizar un caudal superior al caudal de diseño en cualquier época del año.



Figura 6 Fuente de abastecimiento

Fuente: Autor

Es así como para determinar dicho caudal se llevaron a cabo mediciones directas en campo. Para ello se determinó por el método volumen tiempo, debido a que el canal no presenta secciones y tramos más o menos constantes y rectos.

Con ayuda de un recipiente uniforme el cual tenía un área circular de 0.6157 m^2 , y una altura de 0.35m , dando como resultado un volumen de 0.02155 m^3 o 21.55 lts . De igual manera se determinó el tiempo en el cual se llenaba por completo el recipiente, tomando 3 lugares distintos del río como muestra, arrojando los siguientes resultados.

Tabla 19

Tiempos muestra 1

| 1 lugar | |
|--------------|------------|
| # de muestra | Tiempos(s) |
| 1 | 5,57 |

Continuación de la tabla 19

| | |
|-----------------|-------------|
| 2 | 4,58 |
| 3 | 4,97 |
| 4 | 5,37 |
| 5 | 5,1 |
| Promedio | 5,07 |

Fuente: Autor

Tabla 20

Tiempos muestra 2

| 2 lugar | |
|---------------------|-------------------|
| # de muestra | Tiempos(s) |
| 1 | 3,46 |
| 2 | 4,18 |
| 3 | 4,97 |
| 4 | 3,6 |
| 5 | 4,05 |
| Promedio | 4,052 |

Fuente: Autor

Tabla 21

Tiempos muestra 3

| 3 lugar | |
|---------------------|-------------------|
| # de muestra | Tiempos(s) |
| 1 | 4,18 |
| 2 | 4,97 |
| 3 | 5,1 |
| 4 | 4,9 |
| 5 | 4,97 |
| Promedio | 4,824 |

Fuente: Autor

Con los valores obtenidos de tiempos en las diferentes muestras se determina un tiempo total el cual es un promedio de los 3 tiempos finales y ya con este y el volumen se determina el caudal correspondiente mediante la siguiente expresión:

$$Q(Lt/seg) = V/T$$

Dando como resultado:

Tabla 22

Caudal de aforo

| | |
|--------------------------|-------------|
| Tiempo total(s) | 4,79 |
| Volumen total(m3) | 0,02155 |
| Volumen total(Lt) | 21,55 |
| Q(m3/s) | 0,00449504 |
| Q(Lt/s) | 4,4950352 |

Fuente: Autor

4.5.3 Evaluación de la calidad del agua. El agua se considera apta para el consumo humano (agua potable) si satisface los requisitos físicos, químicos y bacteriológicos mínimos exigidos en el decreto 2105 de 1983, de manera que no conlleve a riesgos para la salud humana. (Lopez Cualla, 2003)

Además, la fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y los muestreos deben realizarse de acuerdo con la normatividad vigente (Normas NTC-ISO 5667). En

la tabla 17 se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos, y el grado de tratamiento asociado.

Tabla 23

Calidad de la fuente de abastecimiento.

| Parámetros | análisis según | | Nivel de calidad de acuerdo al grado de polución | | | |
|--|-------------------|----------------------|--|-------------------|----------------------|--------------------------|
| | Norma técnica NTC | Standard method ASTM | 1. Fuente aceptable | 2. Fuente regular | 3. Fuente deficiente | 3. Fuente muy deficiente |
| DBO 5 días | 3630 | | | | | |
| Promedio mensual ml/l | | | < 1.5 | 1.5 - 2.5 | 2.5 - 4 | >=4 |
| máximo diario mg/l | | | 1 - 3 | 3 - 4 | 4 - 6 | > 6 |
| Coliformes totales (NMP/100 ml) | | | | | | |
| Promedio mensual | | D-3870 | 0 - 50 | 500 - 5000 | 500 - 5000 | >5000 |
| Oxígeno disuelto mg/l | 4705 | D-888 | >=4 | >=4 | >=4 | < 4 |
| PH promedio | 3651 | D 1293 | 6.0 - 8.5 | 5,0 - 9,0 | 3.8 - 10.5 | |
| Turbiedad (UNT) | 4707 | D 1889 | < 2 | 2 - 40 | 40 -150 | >=150 |
| Color verdadero (UPC) | | | < 10 | 10 - 20 | 20 - 40 | >= 40 |
| Gusto y olor | | D 1292 | Inofensivo | Inofensivo | Inofensivo | Inofensivo |
| Cloruros (mg/L - Cl) | | D 512 | < 50 | 50 - 150 | 150 - 200 | 300 |
| Fluoruros (mg/l - F) | | D 1179 | < 1.2 | < 1.2 | < 1.2 | > 1.7 |

Fuente: RAS

Los análisis obtenidos de la muestra de agua el cual fue tomado de la fuente de abastecimiento reflejan los siguientes resultados:

Tabla 24

Resultados muestra análisis de agua de la fundación CEUS.

| Parámetros | unidad | Valor punto | Valor permitido |
|------------|--------|-------------|-----------------|
| Ph | Ph | 7,21 | 6.5 – 9.0 |

Continuación de la tabla 24

| | | | |
|--------------------|----------------------|-------|-----|
| Oxígeno disuelto | mg/L O ₂ | 7,7 | 4.0 |
| S.s.t | mg/L | 90 | 200 |
| color aparente | Uptc | 184 | 15 |
| turbiedad | Unt | 35 | 2 |
| Cloro | mg/L | 0 | 50 |
| Nitritos | mg/l NO ₂ | 0,059 | 0,1 |
| Nitratos | mg/L N-NO | 14,08 | 10 |
| Hierro | mg/L | 0,67 | 0.3 |
| Sulfato | mg/L | 5 | 250 |
| Coliformes Totales | Ufc/100 ml | 12 | 0 |
| Escherichia coli | Ufc/100 ml | >300 | 0 |

Fuente: Autor.

4.5.3.1 Potencial de hidrogeno. El pH es el análisis más común que los científicos le hacen al agua para saber su calidad. pH quiere decir “potencial de hidrógeno” y los niveles son distintos en los diferentes tipos de agua. Para los peces y otros organismos acuáticos es importante que se mantenga el pH de los arroyos. Mantenerlo en el agua potable es importante para que los caños no se corroan. Actualmente, en todo el mundo hay preocupación por los efectos dañinos del ácido en el agua de la lluvia. Por lo tanto, entender cómo el pH afecta las fuentes del agua es un área de estudio importante. (H. Ayuntamiento de Culiacan, 2016)

El valor para el potencial de hidrógeno pH del agua para consumo humano, deberá estar comprendido entre 6,5 y 9,0. Los análisis hechos a la fuente de abastecimiento muestran que este se encuentra en niveles óptimos 7.21 pH lo cual indica que este parámetro está dentro del nivel de fuente aceptable estipulado por el R.A.S. 2000.

4.5.3.2 Turbiedad. La turbidez es la dificultad del agua, para transmitir la luz debido a materiales insolubles en suspensión, coloidales o muy finos, que se presentan principalmente en

aguas superficiales. Son difíciles de decantar y filtrar, y pueden dar lugar a la formación de depósitos en las conducciones de agua, equipos de proceso, etc. Además, interfiere con la mayoría de los procesos a que se pueda destinar el agua. La turbidez nos da una noción de la apariencia del agua y sirve para tener una idea acerca de la eficiencia de su tratamiento. (barrera, 2017)

El valor de la turbiedad deberá ser inferior a ≤ 2 UNT”. Según lo establecido por el R.A.S. Es así como para los análisis de la fuente arrojó resultados de 35 UNT. En este caso la turbidez del agua no entra entre los rangos exigidos, pero si se compara con los valores de la tabla 17 para caracterizar la fuente vemos que esta se encuentra dentro del parámetro “fuente regular”, pero este se puede corregir en desarenador y en la planta de tratamiento mejorando así la calidad del agua.

4.5.3.3 Color aparente. Es el color que presenta el agua en el momento de su recolección sin haber pasado por un filtro de 0.45 micras. El R.A.S estipula un valor límite para el color, en la tabla 17 se cita un valor máximo de ≤ 15 (UPC)”. Lo que se encontró en los análisis realizados es preocupante, el color presenta en época de invierno es de 184 UPC, parámetro que sobrepasa lo estipulado por el R.A.S. para el uso en el diseño del sistema, haciendo referencia este valor a la presencia de sustancias orgánicas disueltas o coloidales, de origen vegetal y, a sustancias minerales (sales de hierro, manganeso) en altas cantidades.

4.5.3.4 Hierro total. La presencia de hierro es un problema de calidad del agua muy común, El hierro también incrementa la proliferación de bacterias ferruginosas, que obtienen su

energía de la oxidación del hierro ferroso a férrico y que, en su actividad, depositan una capa viscosa en las tuberías y pueden aparecer como turbidez y coloración en el agua. (ESPINOZA, 2006).

Los resultados obtenidos en el análisis son de 0.67 mg/l, que en comparación a lo establecido en RAS 2000, el cual estipula un valor máximo en hierros totales de 0.3 mg/l, la fuente no sería aceptable, sino regular.

4.5.3.5 Nitritos. Nitritos representan la forma intermedia, detestable y tóxica del nitrógeno. La fuente que contenga nitritos puede considerarse sospechosa de una contaminación reciente de materia fecal de animales por lo que se le considera un parámetro eficiente para la medición de la contaminación del agua. La fuente presenta niveles óptimos de nitritos ubicados en 0,059 mg/l los cuales están por debajo del valor máximo establecido por el RAS el cual está comprendido en un valor máximo de 0.1 mg/l.

4.5.3.6 Nitratos. La existencia de éstos en aguas superficiales sin aporte de aguas industriales se debe a la descomposición de materia orgánica tanto vegetal como animal y al aporte del agua lluvia, si se encuentran en cantidad excesiva inducen el crecimiento desmesurado de algas y otros organismos provocando la eutrofización de las aguas. Los resultados obtenidos en los ensayos arrojan valores de nitratos de 14,08 mg/L, el cual da por encima del valor aceptable el cual es de 10 mg/l, establecido por el RAS.

4.5.3.7 Coliformes totales. Bacterias Gram Negativas en forma bacilar que fermentan la lactosa a temperatura de 35 a 37°C, produciendo ácido y gas (CO₂) en un plazo de 24 a 48 horas. Se clasifican como aerobias o anaerobias facultativas, son oxidasa negativa, no forman esporas y presentan actividad enzimática de la β galactosidasa. Es un indicador de contaminación microbiológica del agua para consumo humano. Para ello esta debe ser de 0 UFC, Esto según lo establecido por la resolución 2115 del 2007.

Los resultados obtenidos en los análisis son preocupantes >300 UFC, Estos valores nos muestran las altas cargas contaminantes de tipo microbiológico, que indica la presencia de materia fecal en el líquido y que hacen exigente el sistema de tratamiento, para lograr removerlas y reducir las a los valores admisibles.

4.5.3.8 Escherichia coli. Bacilo aerobio Gram Negativo no esporulado que se caracteriza por tener enzimas específicas como la β galactosidasa y β glucoronidasa. Es el indicador microbiológico preciso de contaminación fecal en el agua para consumo humano. (RAS, Resolución 2115 2007, 2000) Los datos obtenidos en el análisis son de 12 UFC, lo que indica que obligatoriamente se debe realizar la planta de tratamiento para de esta manera mejorar la calidad del agua.

4.5.3.9 Sulfatos. pueden actuar como laxantes cuando se ingieren en cantidades elevadas que superan la capacidad del intestino para absorberlos. El agua con concentraciones superiores a 1600 mg/litro de sulfatos produce diarrea en animales durante la primera semana. (BALEARIS, 2018).

Según el RAS el valor máximo aceptable de sulfato es de 250 mg/l y el resultado del análisis de la muestra arrojó un valor de 5 mg/l, lo que indica que es un valor óptimo.

4.5.3.10 Oxígeno disuelto. El análisis de oxígeno disuelto mide la cantidad de oxígeno gaseoso disuelto (O₂) en una solución acuosa. El oxígeno se introduce en el agua mediante difusión desde el aire que rodea la mezcla, por aeración (movimiento rápido) y como un producto de desecho de la fotosíntesis.

El oxígeno disuelto adecuado se necesita para una buena calidad del agua. El oxígeno es un elemento necesario para todas las formas de vida. Los procesos de purificación naturales de la corriente requieren niveles de oxígeno adecuados para facilitar las formas de vida aeróbicas. (Milacron, 2004).

Es así como el dato obtenido en el análisis de la muestra de agua arroja un valor de 7.7 mg/l O₂ superior al requisito mínimo establecido por el ras el cual debe ser ≥ 4 mg/l O₂.

4.5.3.11 sólidos suspendidos totales. La cantidad de sólidos suspendidos en filtro puede formar una costra que impide el paso del agua, limitar el tamaño de muestra de tal manera que se obtengan como máximo 200 mg de residuo. Para este caso se obtuvo 90 mg/l cumpliendo con la normativa. (RODIER, 1981)

4.6. Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto.

Todos los diseños se realizaron según lo estipula en la resolución 330 del 2017 del RAS 2000 y bajo la guía del libro ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, de Ricardo Alfredo López Cualla. Segunda edición.

4.6.1 Diseño obras de captación. El termino genérico utilizado para las obras de captación, derivación o toma en ríos es “Bocatoma”. Por medio de esta estructura se puede derivar el caudal de diseño.

Las obras de captación deben localizarse en zonas donde el suelo sea estable y resistente a la erosión, procurando que la captación se haga en un sector recto del cauce. (Lopez Cualla, 2003).

Existen muchos tipos de bocatomas y para el proyecto en cuestión se decidió asumir la bocatoma de fondo de acuerdo con la naturaleza del cauce y a la topografía del terreno.

4.6.2 Diseño de la bocatoma de fondo. Este tipo de bocatoma se utiliza en ríos relativamente pequeños o quebradas, en donde la profundidad del cauce no es muy grande. En esta el agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez se dirige en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o superior al ancho del río. (Lopez Cualla, 2003).

Este tipo de bocatomas constan de lo siguiente:

Una presa para canalizar el agua, colocada de manera normal a la corriente.

Solado o enrocado superior e inferior, ubicado aguas arriba y debajo de la presa, con el fin de protegerla de erosión.

Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar el río.

Una rejilla colocada sobre la presa cubriendo la canaleta de aducción.

Una canal de aducción colocada dentro de la presa y debajo de la rejilla.

Una cámara de recolección de agua situada al final de la canaleta.

Un vertedero de excesos dentro de la cámara de recolección, para arrojar al río los excesos de agua que no transporten por la tubería de conducción.

Para lo cual se deberá contemplar unos parámetros de diseño, mostrados a continuación:

Tabla 25

Parámetros de diseño bocatoma

| Parámetros | |
|----------------------|------|
| Nivel de Complejidad | bajo |

Continuación de la tabla 25

| | |
|---------------------------------------|---------|
| Periodo de diseño (años) | 25 |
| Población de diseño (Hab) | 270 |
| Caudal de diseño (m ³ /s) | 0,00384 |
| Ancho de río (m) | 1,67 |
| Caudal verano | 0,00450 |
| Caudal Medio río (m ³ /s) | 0,014 |
| Caudal Máximo río (m ³ /s) | 0,086 |

Fuente: Autor.

4.6.2.1. Diseño de la presa. Para ello se determina el ancho de la presa depende del ancho total de la estructura de captación (Numeral B.4.4.5.4 – norma RAS 2000). Se asume un ancho: L_p : 0.7 m Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño es:

$$H = \frac{Q_{\text{diseño}}^{\frac{2}{3}}}{1.84 \times L_p} \text{ (m)}$$

$$H = \left(\frac{0.00384}{1.84 * 0.75} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.020 \text{ m}$$

Luego se corrige la longitud de acuerdo con las contracciones, las cuales corresponden a dos contracciones laterales del vertedero, de la siguiente forma:

$$Lp' = Lp - 0.2 * H \text{ (m)}$$

$$Lp' = 0.75 - 0.2 * 0.020$$

$$Lp' = 0.75 \text{ m}$$

La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla debe cumplir con la relación:

$$0.3 \text{ m/s} < V_r < 0.6 \text{ m/s.}$$

Velocidad del río sobre la presa será:

$$V = \frac{Q_{\text{diseño}}}{L_p' \times H} \text{ (m/seg)}$$

$$V = \frac{0.00384}{0.75 * 0.020}$$

$$V = 0.26 \frac{m}{s}$$

Teniendo en cuenta que la velocidad no está cumpliendo, se debe reducir el ancho de la presa, pero en este caso se decide optar por el ancho establecido de 0.7m, debido que el ancho mínimo de la rejilla debe ser de 0.7 m. además la velocidad que se está generando con esta dimensión es muy cercana a la requerida.

Tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 26

Diseño de la presa.

| Diseño de la presa | | | | |
|---------------------------------------|------------|--------------|------------------|--|
| Detalle | Und | Rest. | Condición | |
| Ancho de la presa (L) | mts | 0,75 | Criterio diseño | |
| Lamina de H2O (H) | mts | 0,020 | | |
| Corrección de longitud (L') | mts | 0,75 | | |
| Velocidad del río sobre la presa (Vr) | m/s | 0,26 | No cumple | |

Fuente: Autor.

4.6.2.2 Diseño de la rejilla y el canal de aducción. La rejilla se debe colocar sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla y por lo tanto la del canal de aducción, pueden ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta. El ancho mínimo de la rejilla es de 0.40 m y la longitud mínima debe ser de 0.70 m. Las dimensiones son con el objeto de facilitar las labores de limpieza y mantenimiento de la estructura. (Lopez Cualla, 2003).

Así mismo el canal de aducción recibe el agua a través de la rejilla y entrega el cámara de recolección y tendrá una pendiente entre 1% y 14%, con el fin de dar una velocidad mínima adecuada. (Lopez Cualla, 2003)

Para todo lo anterior se empieza determinando el ancho del canal de aducción por medio de las siguientes expresiones:

X_s : Alcance filo superior.

$$X_s = 0,36 * Vr^{\frac{2}{3}} + 0,6 * H^{\frac{4}{7}} (m)$$

$$X_s = 0,36 * 0.26^{\frac{2}{3}} + 0,6 * 0.020^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.021 m$$

X_i : Alcance filo inferior.

$$X_i = 0,18 * Vr^{\frac{4}{7}} + 0,74 * H^{\frac{3}{4}} (m)$$

$$X_i = 0.18 * 0.26^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0.020^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.122 \text{ m}$$

B: ancho del canal de aducción.

$$B = X_s + 0.1$$

$$B = 0.021 + 0.1$$

$$B = 0.3 \text{ m}$$

Luego se prosigue a calcular la longitud de la rejilla y el número de orificios, para ello se adoptan varillas de ½” con un área (b) de 0.0127 m, con un espaciamiento (a) de 5 cm y una velocidad entre varillas (Vb) de 0.2 m/s, la cual es la máxima exigida por el RAS 2000. Y se determinan las siguientes condiciones:

An: Área neta.

$$An = \frac{Qd}{K * Vb} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$An = \frac{0.00384}{0.9 * 0.2}$$

$$An = 0.0127 \text{ m}^2$$

Para lo cual se estable un K=0.9

Lr: Longitud de la rejilla

$$Lr = An * \frac{a + b}{a * B} \text{ (m)}$$

$$Lr = 0.18 * \frac{0.05 + 0.0127}{0.05 * 0.3}$$

$$Lr = 0.75 \text{ m}$$

Como la longitud de la rejilla da menor a 0,75 m la cual es la longitud mínima dispuesta por el RAS 2000. Se decide asumir el valor de 0,75 m como criterio de diseño.

An*: Nueva área neta.

$$An * = \frac{Lr * a * B}{a + b} \text{ (m}^2\text{)}$$

$$An * = \frac{0.75 * 0.05 * 0.3}{0.05 + 0.0127}$$

$$An * = 0.167 \text{ m}^2$$

N: Número de orificios.

$$N = \frac{An *}{a * B}$$

$$N = \frac{0.167}{0.05 * 0.3}$$

$$N = 12$$

Luego se calculan las condiciones finales para la rejilla.

An: Área neta Final.

$$An = N * a * B \text{ (m)}$$

$$An = 12 * 0.05 * 0.3$$

$$An = 0.18 \text{ m}^2$$

Vb: Velocidad entre varillas final.

$$Vb = \frac{Qd}{K * An} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$Vb = \frac{0.00384}{0.9 * 0.18}$$

$$Vb = 0.024 \frac{m}{s}$$

Lr: Longitud de la rejilla final.

$$Lr = An * \frac{a + b}{a * B} (m)$$

$$Lr = 0.18 * \frac{0.05 + 0.0127}{0.05 * 0.3}$$

$$Lr = 0.7524 \text{ m}$$

Luego se calcula los niveles de agua en el canal de aducción. Para ello se debe contemplar los siguientes parámetros:

Tabla 27

Parámetros Para el nivel de agua en el canal de aducción.

| | | | |
|------------------|-----|------|---------|
| Espesor (e) | mts | 0,3 | >0,3 |
| Pendiente (i) | % | 4% | 1%-4% |
| Borde libre (Bl) | mts | 0,15 | Bl>0,15 |

Fuente: Autor.

Así mismo se procede a determinar las diferentes alturas o niveles.

$h_e = h_c$: Nivel aguas abajo.

$$h_e = \left(\frac{Qd^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}} (m)$$

$$h_e = \left(\frac{0.00384^2}{9.81 * 0.3^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_e = 0.0256 m$$

h_o : nivel aguas arriba.

$$h_o = \left(2 * h_e^2 + \left(h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i * L_c (m)$$

donde, L_c : longitud del canal. Se determina de la siguiente manera:

$$L_c = L_r + e (m)$$

$$L_c = 0.7524 + 0.3$$

$$L_c = 1.052 m$$

Entonces;

$$h_o = \left(2 * 0.0256^2 + \left(0.0256 - \frac{4\% * 1.052}{3} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 4\% * 1.052$$

$$h_o = 0.010 m$$

luego se determina las alturas totales del muro en H_o y H_e , mediante las siguientes expresiones:

$$H_o = h_o + Bl \text{ (m)}$$

$$H_o = 0.010 + 0.15$$

$$H_o = 0.16 \text{ m}$$

$$H_e = H_o + i * Lc \text{ (m)}$$

$$H_e = 0.16 + 4\% * 1.052$$

$$H_e = 0.202 \text{ m}$$

Luego se determina la velocidad del agua al final del canal, la cual no debe superar los 3 m/s, ni ser menor a 0.3 m/s.

$$V_e = \frac{Qd}{B * h_e} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$V_e = \frac{0.00385}{0.3 * 0.0256}$$

$$V_e = 0.5 \frac{m}{s}$$

4.6.2.3 Diseño de la cámara de recolección. Generalmente es cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzado cuyo espesor puede ser mayor de 30 cm y su altura igual a la de los muros laterales. En su interior se encuentra un vertedero de excesos lateral, que entrega el

agua a una tubería de excesos que regresa el agua al cauce. Hay que dejar una tapa en la placa superior y una escalera para el acceso del personal de mantenimiento. (Lopez Cualla, 2003).

Para esto se calcula el ancho de la cámara mediante las siguientes ecuaciones:

Xs: Alcance filo superior.

$$Xs = 0,36 * Ve^{\frac{2}{3}} + 0,6 * he^{\frac{4}{7}} (m)$$

$$Xs = 0,36 * 0,5^{\frac{2}{3}} + 0,6 * 0,0256^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.301 m$$

Xi: Alcance filo inferior.

$$Xi = 0,18 * Ve^{\frac{4}{7}} + 0,74 * he^{\frac{3}{4}} (m)$$

$$Xi = 0.18 * 0,5^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0,0256^{\frac{4}{7}}$$

$$Xi = 0.169 m$$

Bc: ancho de la cámara de recolección.

$$Bc = Xs + 0.3$$

$$Bc = 0.301 + 0.3$$

$$Bc = 0.601 m$$

Como el ancho da menor 1,5 m el cual es el valor mínimo determinado por el RAS 2000.

Se debe asumir 1,5 m como criterio de diseño.

4.6.2.4 Calculo de la altura de los muros de contención. Tomando el caudal máximo del rio de 0.085 m³/s, la altura de la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

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

$$H' = \left(\frac{0.085}{1.84 * 0.75} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H' = 0.16 m$$

Dejando un borde libre de 0.3m, entonces la altura de los muros será de 0,5 m.

4.6.2.4 Calculo del caudal de excesos. Tomando el caudal medio del rio de 0.014 m³/s, la altura de la lámina de agua en la garganta será:

$$H = \left(\frac{Q_{med}}{1.84L} \right)^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H = \left(\frac{0.014}{1.84 * 0.75} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.047 m$$

Luego se procede a determinar el caudal captado y el caudal de exceso de la siguiente manera:

$$Q_{captado} = C_d * A_n \sqrt{2 * g * H} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$$Q_{captado} = 0.3 * 0.18 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.047}$$

$$Q_{captado} = 0.052 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseño} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$$Q_{exceso} = 0.052 - 0.0348$$

$$Q_{exceso} = 0.048 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las condiciones en el vertedero serán:

Hexc: Altura de excesos en la cámara de recolección.

$$Hexc = \left(\frac{Q_{exceso}}{1.84 * Bc} \right)^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$Hexc = \left(\frac{0.048}{1.84 * 1.50} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Hexc = 0.067 \text{ m}$$

Vexc: Velocidad de excesos.

$$Vexc = \frac{Q_{exc}}{Hexc * Bc} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$Vexc = \frac{0.048}{0.067 * 1.50}$$

$$Vexc = 0.48 \text{ m/s}$$

Nuevamente se aplican las ecuaciones de alcance de chorro para calcular la posición del puro de la cámara de salida, utilizando los valores obtenidos de exceso.

X_s : Alcance filo superior.

$$X_s = 0,36 * V_{exc}^{\frac{2}{3}} + 0,6 * h_{exc}^{\frac{4}{7}} (m)$$

$$X_s = 0,36 * 0,48^{\frac{2}{3}} + 0,6 * 0,0677^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,35 m$$

$$X_s \text{ final} = X_s + 0,3 (m)$$

$$X_s \text{ final} = 0,35 + 0,3$$

$$X_s = 0,65 m$$

4.6.2.5 Calculo de la tubería de exceso. Para esta se debe contar con el perfil del rio, ya que esta se inicia desde el fondo de la cámara de recolección hasta 30 cm por encima del nivel máximo del rio y generalmente resulta ser una conducción a flujo libre.

Para el proyecto en cuestión se determina una longitud de la tubería de aproximadamente 3.09 m determinados por la topografía de la zona, igualmente con esta se determina las cotas de entrada y salida.

Tabla 28

Cotas tubería de exceso.

| Tubería de excesos | |
|---------------------------|---------|
| Cota de entrada | 1287,02 |
| Cota de río en la entrega | 1284,82 |
| Cota de salida | 1285,02 |

Fuente: Autor.

Con las cotas y la longitud de la tubería se procede a determinar la pendiente que tendrá la tubería.

$$i = \frac{\text{cota de entrada} - \text{cota de entrega al rio}}{\text{longitud de la tubería}}$$

$$i = \frac{1287.02 - 1284.82}{3.09}$$

$$i = 0.71203$$

Aplicando la ecuación de Hazen- Williams, se obtiene el diámetro de la tubería de exceso.

$$D = \left(\frac{Q_{exc}}{0.2785 * C * j^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} (m)$$

$$D = 0.081685 m = 5 \frac{1}{2}''$$

4.6.2.6 Calculo de Cotas. Para ello se halla la cota del fondo del rio en la captación por medio de los planos topográficos y desde este se determinan las demás cotas, aplicando los ajustes correspondientes y de esta forma se obtiene la siguiente tabla.

Tabla 29

Calculo de cotas para la bocatoma

| Calculo de cotas | |
|-----------------------------------|---------|
| Fondo de rio en la captación | 1287,91 |
| Lamina sobre la presa | |
| Diseño | 1287,93 |
| Máxima | 1288,06 |
| Promedio | 1287,95 |
| Corona de los muros de contención | 1288,41 |
| Canal de aducción | |
| Fondo aguas arriba | 1287,75 |
| Fondo aguas abajo | 1287,71 |
| Lamina aguas arriba | 1287,76 |

Continuación de la tabla 29

| | |
|---------------------------------|---------|
| Lamina aguas abajo | 1287,73 |
| Cámara de recolección | |
| Lámina de agua | 1287,56 |
| Cresta del vertedero de excesos | 1287,49 |
| cabeza supuesta (h) | 0,47 |
| Fondo | 1287,02 |
| Tubería de excesos | |
| Cota de entrada | 1287,02 |
| Cota de rio en la entrega | 1284,82 |
| Cota de salida | 1285,02 |

Fuente: Autor.

4.6.3. Diseño de la línea de aducción, bocatoma-desarenador. El desarenador debe ubicarse lo más cercano posible a la bocatoma, esto con el fin de evitar una larga conducción de agua no tratada que puede presentar problemas con la obstrucción por material sedimentable. Generalmente, esta aducción está comprendida entre 50 y 300 metros. (Lopez Cualla, 2003).

Las condiciones de diseño son las siguientes:

Tabla 30

Parámetros de diseño línea de aducción

| Parámetros | |
|--------------------------------------|---------|
| Nivel de Complejidad | bajo |
| Periodo de diseño (años) | 25 |
| Población de diseño (Hab) | 270 |
| Caudal de diseño (m ³ /s) | 0,00192 |
| Longitud línea de aducción | 24,2 |
| coef. Rugosidad (n) | 0,009 |
| cota de fondo cámara de recolección | 1287,02 |
| cota lámina de agua | 1287,56 |
| cota llegada desarenador | 1285,97 |

Fuente: Autor.

Con los datos anteriores se procede a calcular la pendiente de la tubería y el diámetro correspondiente en la ecuación de Manning.

S: Pendiente de la tubería.

$$S = \frac{\text{Cota de fondo} - \text{Cota de llegada al desarenador}}{\text{Longitud línea de de aducción}}$$

$$S = \frac{1287.01 - 1285.97}{24.2}$$

$$S = 0.04$$

D: Diámetro de la tubería de aducción.

$$D = 1.548 * \left(\frac{n * Qd}{\frac{1}{S^2}} \right)^{\frac{3}{8}} (m)$$

$$D = 1.548 * \left(\frac{0.009 * 0.00192}{0.04^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.046m = 1.80"$$

Se recomienda que la línea de aducción tenga un diámetro mínimo de 4", lo que equivale a 0,1016 m, el cual se tomara como el nuevo diámetro. Ya con este se determina las condiciones de flujo lleno, para lo cual se determina las siguientes condiciones.

Qo: Caudal lleno.

$$Q_o = 0.312 * \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

$$Q_o = 0.312 * \frac{0.1016^{\frac{8}{3}} * 0.04^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$Q_o = 0.0162 \frac{m^3}{s}$$

Vo: Velocidad llena.

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$V_o = 0.0162 * \frac{4}{\pi * 0.1016^2}$$

$$V_o = 2 \frac{m}{s}$$

Ro: Radio hidráulico.

$$R_o = \frac{A_o}{P_o} (m)$$

$$R_o = \frac{\pi * 0.1016^2}{4 * \pi * 0.1016}$$

$$R_o = 0.0254 m$$

Luego se determina la relación Qd/Qo.

$$\frac{Q_d}{Q_o} = \frac{0.00192}{0.0157}$$

$$\frac{Q_d}{Q_o} = 0.12$$

Con el valor de Q_d/Q_o , se entra en la tabla 8.2 de relaciones hidráulicas para conductos circulares y se obtiene:

Relacion V_r/V_{lleno} .

$$\frac{V_r}{V_{lleno}} = 0.57$$

Relación y/D .

$$\frac{y}{D} = 0.27$$

Con el dato anterior se determina la velocidad real V_r y Y , mediante las siguientes ecuaciones:

$$V_r = 0.57 * V_{lleno} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$V_r = 0.57 * 1.94$$

$$V_r = 1.14 \frac{m}{s}$$

$$y = 0.27 * D \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$y = 0.27 * 0.1016$$

$$y = 0.027 \text{ m}$$

4.6.3.1. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma. En el diseño de la bocatoma se adoptó una profundidad igual a 0.47 cm. desde la lámina de agua en la cámara de recolección de la bocatoma hasta el fondo de la cámara. Esta profundidad debe ser:

$$d + 1.5 * \frac{V^2}{2 * g} \text{ (m)}$$

$$0.027 + 1.5 * \frac{1.10^2}{2 * 9.81} = 0,15 \text{ m}$$

Ahora con el dato real de la profundidad desde la lámina de agua hasta el fondo de la cámara se procede a determinar la nueva cota de salida de la bocatoma, la cual será la diferencia entre la cota de lámina de agua y la profundidad de verificación de cota de salida; (1287,56-0,15= 1287,41).

Luego con la nueva cuota se vuelve a calcular la pendiente S, el diámetro D, y con este último se comprueba el caudal lleno, el volumen lleno y los demás cálculos necesarios para verificar el cumplimiento de la cota de salida, tal como se muestra en la tabla 31.

Tabla 31

Verificación cota de salida.

| | | | |
|---------------------------------------|------|--------|--------|
| Pendiente bocatoma al desarenador (s) | | 0,059 | |
| Diámetro tubería | mts | 0,043 | 1,69 |
| Diámetro tubería comercial (D) | in | 4 | 0,1016 |
| Caudal lleno (Qlleno) | m3/s | 0,0190 | |
| Velocidad lleno (Vlleno) | m/s | 2,34 | Cumple |

Continuación de la tabla 31

| | | |
|------------------------------------|-------------------|-------|
| Relación Qd/Qlleno | | 0,10 |
| Relación Vr/Vlleno | | 0,54 |
| Vr | m/s | 1,26 |
| Relación y/D | | 0,248 |
| y | mts | 0,025 |
| Verificación cota de salida | | 0,15 |
| caudal de exceso (Qexceso) | m ³ /s | 0,017 |

Fuente: Autor.

4.6.3.2. Calculo de cotas. Las diferentes cotas y condiciones hidráulicas definitivas de la línea de aducción serán:

Tabla 32

Cotas línea de aducción

| Calculo de cotas | |
|---|---------|
| Cota batea a la salida de la bocatoma | 1287,39 |
| Cota clave a la salida de la bocatoma | 1287,49 |
| Cota batea a la llegada al desarenador | 1285,94 |
| Cota clave a la llegada al desarenador | 1286,05 |
| Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador | 1285,97 |

Fuente: Autor.

4.6.4. Diseño del desarenador. Un desarenador convencional es un tanque construido con el fin de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas.

Como se indicó anteriormente, El desarenador debe ubicarse lo más cercano posible a la bocatoma, esto con el fin de evitar una larga conducción de agua no tratada que puede presentar

problemas con la obstrucción por material sedimentable. Generalmente, esta aducción está comprendida entre 50 y 300 metros. (Lopez Cualla, 2003).

Las condiciones de diseño del desarenador son las siguiente:

Tabla 33

Parámetros de diseño desarenador

| Condiciones de la tubería de entrada | |
|--|---------|
| Caudal de diseño (Qd) | 0,0019 |
| Velocidad real (Vr) | 1,2638 |
| Diámetro (D) | 0,1016 |
| Caudal lleno (Qlleno) | 0,0190 |
| Velocidad lleno (Vlleno) | 2,3404 |
| y | 0,0252 |
| Condiciones diseño desarenador | |
| remoción de partículas (d) mm | 0,05 |
| Grado de remoción | 75% |
| Temperatura (°c) | 18 |
| Viscosidad cinemática (μ) | 0,01059 |
| Grado del desarenador (n) | 1 |
| Relación longitud ancho (L/B) | 3:1 |
| Peso específico de la partícula de arena (ρs) | 2,65 |
| Peso específico del fluido (ρh2O) | 1 |
| Cota de la lámina en la entrada al desarenador | 1285,97 |
| tubería pvc (c) | 150 |

Fuente: Autor

4.6.4.1. Calculo de los parámetros de sedimentación. Para ello se determina inicialmente la velocidad de sedimento de la partícula, mediante la siguiente expresión:

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

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

$$V_s = 0.212 \text{ cm/s}$$

Luego de la tabla 9.3 se obtiene para $n=1$ y remoción del 75%, el número de Hansen (V_s/V_o o Θ/t), el cual da una relación de 3,0 y suponiendo la profundidad útil de sedimentación, H , igual a 1.5m, el tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0.05 mm en llegar al fondo sería de:

$$t = \frac{H}{V_s} (\text{seg})$$

$$t = \frac{150}{0.212}$$

$$t = 707 \text{ seg}$$

Y el periodo de retención hidráulico será de:

$$\theta = 3 * t (\text{seg})$$

$$\theta = 3 * 707$$

$$\theta = 2119.77 \text{ seg} = 0.59 \text{ horas}$$

Teniendo en cuenta que el periodo de relación hidráulica está dentro de los parámetros establecido en el RAS 2000, en el cual debe estar comprendida entre 0.5 hr y 4 hr, se procede a determinar el volumen del tanque.

$$V = \theta * Qd (\text{m}^3)$$

$$V = 2119.77 * 0.00192$$

$$V = 4.07 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque es:

$$As = \frac{V}{H} (\text{m}^2)$$

$$As = \frac{4.07}{1.50}$$

$$As = 2.71 \text{ m}^2$$

De donde las dimensiones del tanque serán para L: B=5:1

$$B = \sqrt{\frac{As}{4}} (\text{m})$$

$$B = 0.75 \text{ m}$$

$$L = 4 * B (\text{m})$$

$$L = 3.75 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque será de:

$$q = \frac{Qd}{As} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * d} \right)$$

$$q = \frac{0.00192}{2.71}$$

$$q = 58.98 \text{ m}^3/\text{m}^2 * d$$

Valor que se encuentra comprendido entre 15 y 80 m³/m²*d. teniendo en cuenta que esta es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica $V_o=0.0683$ cm/s. Sabiendo esto se procede a calcular el diámetro de la partícula d_o .

$$d_o = \sqrt{(V_o * 18 * \mu) / (g * (\rho_2 - \rho))} \text{ (cm)}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0.071 * 18 * 0.01059}{981 * 1.65}}$$

$$d_o = 0.002835 \text{ cm}$$

También se demostró anteriormente que la relación de tiempo es igual a la relación de velocidades, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.1212}{0.0683} = 3.11$$

Luego se procede a calcular la velocidad horizontal del desarendor V_h .

$$V_h = \frac{Qd}{W} = \frac{V_o * L}{H} \left(\frac{\text{cm}}{\text{s}} \right)$$

$$V_h = \frac{0.0683 * 375}{150}$$

$$V_h = 0.171 \text{ cm/s}$$

Luego se procede a determinar la velocidad horizontal máxima y la velocidad de re-suspensión máxima.

$$V_{hmax} = 20 * V_s \left(\frac{cm}{s} \right)$$

$$V_{hmax} = 20 * 0.171$$

$$V_{hmax} = 4,246 \frac{cm}{s}$$

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d} \left(\frac{cm}{s} \right)$$

$$V_r = 9.29 \frac{cm}{s}$$

4.6.4.2. Calculo de los elementos del desarenador. Inicialmente se debe determinar los parámetros del vertedero de salida tales como su altura vertical H_v , su velocidad vertical V_v , para luego poder aplicar en rigor la ecuación del alcance horizontal de la vena vertiente y finalmente hallar la longitud de dicho vertedero.

$$H_v = \left(\frac{Qd}{1.84 * B} \right)^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H_v = 0.012 m$$

$$V_v = \frac{Qd}{B * H_v} \left(\frac{m}{s} \right)$$

$$V_v = 0.20 m/s$$

Debido a que la velocidad vertical dio menor a la exigida por el RAS ($V_v=0,3 m/s$), se recalculo B, pero al ver que no había cambios en este, se decide adoptar esta velocidad.

Tabla 34

Nuevo valor de B, para determinar Vv mínima

| Dimensiones tanque | | | |
|--|-------------------------------------|-------------|--------------|
| lado según relación L/B | mts | 3 | |
| ancho según relación L/B | mts | 1 | |
| Ancho del tanque (B) | mts | 0,95 | |
| Longitud tanque (L) | mts | 2,85 | |
| Nuevo As | m ² | 2,71 | |
| Carga hidráulica superficial tanque (q) | m ³ /m ² *día | 61,27 | Cumple |
| Diámetro de la partícula (d _o) | cm | 0,002890 | |
| Relación $\Theta/t = V_s/V_o$ | | 2,99 | |
| Velocidad horizontal del desarenador (V _h) | cm/s | 0,135 | Cumple |
| Velocidad horizontal máxima (V _{hmax}) | cm/s | 4,246 | Cumple |
| Velocidad de resuspensión (V _r) | cm/s | 9,29 | |
| Calculo de los elementos del desarenador | | | |
| Vertedero de salida | | | |
| Altura del vertedero (H _v) | mts | 0,011 | |
| Velocidad de vertedero (V _v) | m/s | 0,20 | Recalcular B |

Fuente: Autor

$$X_s = 0.36Vv^{\frac{2}{3}} + 0.60Hv^{\frac{4}{7}} (m)$$

$$X_s = 0.172 m$$

$$Lv = X_s + Bl$$

$$Lv = 0.172 + 0.1$$

$$Lv = 0.25m$$

Luego se procede a determinar las profundidades, distancias y pendientes para la pantalla de salida, la pantalla de entrada, el almacenamiento de lodos; tal y como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 35

Parámetros Pantalla de salida, entrada y Almacenamiento de lodos.

| Pantalla de salida | | | Formulas |
|--|-----|--------|---------------|
| Profundidad (Pps) | mts | 0,75 | H/2 |
| Distancia al vertedero de salida | mts | 0,19 | 15Hv |
| Pantalla de entrada | | | |
| Profundidad (Ppe) | mts | 0,75 | H/2 |
| Distancia a la cámara de aquietamiento | mts | 0,94 | L/4 |
| Almacenamiento de lodos | | | |
| Relación longitud Prof. lodos | | 10 | 10:1 Adoptada |
| Profundidad máxima | mts | 0,38 | L/10 |
| Profundidad máxima adoptada (PM) | mts | 1,18 | 1,5 Asumida |
| Profundidad mínima adoptada (Pm) | mts | 0,8 | 0,75 Asumida |
| Dist. Pto. de salida a la cámara de aquietamiento (L/3) | mts | 1,25 | L/3 |
| Distancia al punto de salida al vertedero de salida (2L/3) | mts | 2,50 | 2L/3 |
| Pendiente transversal | % | 50,00% | (PM-Pm)/B |
| Pendiente longitudinal en l/3 | % | 30,00% | L/3 |
| Pendiente longitudinal en 2l/3 | % | 15,00% | 2L/3 |

Fuente: Autor

La velocidad máxima da menor a la exigida por el RAS la cual es de 0,75 m/s, por ende, se asume la profundidad máxima PM y la mínima Pm, teniendo en cuenta los criterios de diseño.

Luego se determina los parámetros de la cámara de aquietamiento tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 36*Parámetros Cámara de quietamiento*

| Cámara de quietamiento | | | | |
|--|------|---------|-------------|----------------------------------|
| Profundidad (Pf) | mts | 0,5 | | H/3 |
| Ancho (Aa) | mts | 0,25 | | B/3 |
| Largo (Le) | mts | 1 | >=1 | Adoptado |
| Calculo del rebose en la cámara de quietamiento | | | | |
| Caudal Excesos (Qexc) | m3/s | 0,0171 | | Qlleno-Qd |
| Altura de excesos (He) | mts | 0,0441 | | $(Qexc/1,84Le)^{(2/3)}$ |
| Velocidad de excesos (Ve) | m/s | 0,39 | | $Qexc/Hv*Le$ |
| Xs | mts | 0,29187 | | $0,36*Ve^{(2/3)}+0,6*He^{(4/7)}$ |
| Lr | mts | 0,39187 | | Xs+Bl |
| longitud final | mts | 0,39187 | Mayor valor | $((B-Ancho)/2)$ o Lr |

Fuente: Autor

4.6.4.2. Perfil Hidráulico. Se establece para las condiciones de funcionamiento con un módulo que trabaja con el caudal máximo diario y se consideran pérdidas por ampliación de sección y por el paso debajo de la pantalla; tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 37*Pérdidas en el perfil hidráulico*

| Perfil hidráulico | | | | |
|---|-----|---------|------------|-----------------------|
| Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento | | | | |
| Velocidad real de la aducción (Vr) | m/s | 1,26 | | Vr |
| Velocidad cámara de quietamiento (V2) | m/s | 0,0154 | | $Vr/Aa*Pf$ |
| Pérdidas (hm) | mts | 0,008 | K=0,1 | $K(Vr^2-V2^2)/2g$ |
| Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación | | | | |
| Velocidad cámara de quietamiento | m/s | 0,0154 | | V2 |
| Velocidad horizontal del desarenador (Vh) | m/s | 0,00171 | | Vh |
| Pérdidas (hm) | mts | 0,000 | despreciar | $K(Vh^2-V2^2)/2g$ |
| Pérdidas a las pantallas inicial y final | | | | |
| Área de orificios (Ao) | m2 | 0,55 | | B(Pps-Hv) |
| Pérdidas (H) | mts | 0,000 | despreciar | $(1/2g)*(Qd/Cd*Ao)^2$ |

Fuente: Autor

Teniendo en cuenta que las pérdidas en la entrada de la zona de sedimentación y perdidas a las pantallas inicial y final dan muy pequeña, casi nulas, se opta por despreciarlas.

4.6.4.3. Calculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado. Debido a la magnitud de los caudales, la tubería de excesos resulta siempre en un diámetro mínimo, igual a 6". Y teniendo en cuenta el funcionamiento hidráulico de la tubería de lavado se debe contemplar el tiempo de vaciado del tanque como un criterio importante para la selección del diámetro.

Teniendo en cuenta lo anterior se procede a determinar los parámetros y criterios de diseño de la tubería de excesos y de lavado tal como se muestra a continuación.

Tabla 38

Parámetros Tubería de excesos y lavado.

| Calculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado | | | | |
|---|------------|--------------|--------|--|
| Tubería de exceso. | in | 0,6 | >0,6 | Asumido |
| Tubería de lavado | | | | |
| Cota de entrega del desagüe de lavado | | 1284,6 | | |
| Cota de lámina de agua sobre la tubería | | 1285,962 | | cota entrega- Σ hm |
| Diámetro nominal (D) | in | 6 | 0,1524 | Asumido |
| longitud de la conducción | mts | 70 | | |
| Altura disponible (H) | mts | 1,362 | | cota entrega- cota de lamina |
| Perdidas en la conducción | | | | |
| Entrega normal | mts | 2,74 | | Perdidas por accesorios |
| Válvula de compuerta | mts | 1,07 | | Perdidas por accesorios |
| Codo radio corto | mts | 4,88 | | Perdidas por accesorios |
| Te cambio dirección | mts | 10 | | Perdidas por accesorios |
| Tubería | mts | 70 | | |
| Longitud equivalente total (L.E.) | mts | 88,69 | | Σperdidas en conducción |

Continuación de la tabla 38

| | | | | |
|--|-------------------|--------------|------|---|
| Calculo de las perdidas (J) | m/m | 0,015 | | H/L.E. |
| Calculo de caudal inicial (Qinicial) | m ³ /s | 0,031 | | $0,2785C \cdot D^{(2,63)} \cdot J^{(0,54)}$ |
| Velocidad (v) | m/s | 1,70 | | $Q_{inicial} \cdot 4 / \pi D^2$ |
| Altura cinética (V ² /2g) | mts | 0,148 | | V ² /2g |
| Calculo tiempo de vaciado del desarenador | | | | |
| Coefficiente de carga (Cd) | | 0,330 | | $Q_d / A_o (2gH)^{1/2}$ |
| Tiempo de vaciado (tvaciado) | seg | 246,34 | 0,07 | $2A_s / (Cd \cdot A_o \cdot (2g)^{1/2})$ |

Fuente: Autor

4.6.4.3. Calculo de cotas. Las diferentes cotas y condiciones hidráulicas definitivas del desarenador serán:

Tabla 39*Cotas Desarenador.*

| Calculo de cotas | |
|--|---------|
| Cota batea de la tubería de entrada | 1285,94 |
| Cota lámina de agua en tubería de entrada | 1285,97 |
| Cota lámina de agua en cámara de aquietamiento | 1285,96 |
| Cota de la cresta del vertedero cámara de aquiet. | 1285,92 |
| Cota fondo de la cámara de aquietamiento | 1285,46 |
| Cota lámina de agua en zona de sedimentación | 1285,96 |
| Cota de la corona de los muros del desarenador | 1286,26 |
| Cota inferior de pantallas de entrada y salida | 1285,21 |
| Cota fondo de profundidad útil de sedimentación | 1284,46 |
| Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador | 1283,66 |
| Cota placa fondo en punto de desagüe | 1283,29 |
| Cota batea de la tubería de lavado | 1283,29 |
| Cota clave de la tubería de lavado | 1283,44 |
| Cota cresta del vertedero de salida | 1285,95 |
| Cota lámina de agua de la cámara de recolección | 1285,80 |
| Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta) | 1285,50 |

Fuente: Autor

4.6.5. Diseño de la línea de conducción Desarenador-Tanque de almacenamiento.

Es el tramo de tubería que transporta de agua ya sea tratada o potable entre el desarenador y la planta de tratamiento o directamente al tanque de almacenamiento, la cual se realiza a presión teniendo las condiciones topográficas que favorecen este tipo de flujo hidráulico. El caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario si existe almacenamiento.

Las condiciones de la tubería son las siguientes:

Tabla 40

Condiciones de la tubería de entrada

| Condiciones de la tubería de entrada | |
|---|---------------------------|
| Caudal de diseño (Qd) | 0,0019 |
| Coeficiente de rugosidad (C) | 150 |
| Cota lámina de agua de la cámara de recolección | 1285,80 |
| Cota de descarga en el tanque de almacenamiento | 1228,54 |
| Periodo de diseño (años) | 25 |
| Clase de tubería | RDE 32,5, tipo 1, grado 1 |
| Presión de trabajo | 88 |

Fuente: Autor

En la siguiente tabla se presentan las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento. Y la suma total es igual a 2031.11.

Tabla 41

Cotas del perfil

| Abscisa | Rasante | Clave | Pendiente | Δ o Σ |
|----------------|----------------|--------------|------------------|--|
| 1,83 | 1288 | 1285.50 | 7 | 15,7 |
| 1,8 | 1280 | 1279 | 22,7 | 6,6 |

Continuación de la tabla 40

| | | | | |
|-------|------|------|-------|------|
| 1,78 | 1279 | 1278 | 16,1 | 3,3 |
| 1,77 | 1276 | 1276 | 19,4 | 11,2 |
| 1,75 | 1277 | 1276 | 8,2 | 7,7 |
| 1,72 | 1281 | 1278 | 0,5 | 12 |
| 1,69 | 1276 | 1276 | 12,5 | 11,4 |
| 1,68 | 1275 | 1275 | 23,9 | 16 |
| 1,67 | 1274 | 1274 | -7,9 | 3,4 |
| 1,66 | 1274 | 1274 | 4,5 | 2,2 |
| 1,66 | 1273 | 1273 | 6,7 | 5,4 |
| 1,65 | 1274 | 1273 | -12,1 | 2,9 |
| 1,64 | 1275 | 1273 | 9,2 | 0,2 |
| 1,63 | 1273 | 1273 | 9 | 8,6 |
| 1,62 | 1273 | 1273 | -0,4 | 3,1 |
| 1,61 | 1273 | 1273 | 3,5 | 6,4 |
| 1,6 | 1273 | 1273 | -9,9 | 6,5 |
| 1,58 | 1273 | 1273 | 3,4 | 2,2 |
| 1,57 | 1272 | 1273 | -1,2 | 8,3 |
| 1,52 | 1276 | 1273 | 9,5 | 3,7 |
| 1,49 | 1274 | 1271 | 5,8 | 16,5 |
| 1,46 | 1267 | 1266 | 22,3 | 12,3 |
| 1,42 | 1263 | 1262 | 10 | 7,6 |
| 1,41 | 1262 | 1262 | 2,4 | 4 |
| 1,4 | 1261 | 1261 | 6,4 | 3,3 |
| 1,39 | 1261 | 1261 | 3,1 | 10,8 |
| 1,27 | 1251 | 1261 | -13,9 | 7,8 |
| 1,24 | 1259 | 1261 | -21,7 | 7,2 |
| 1,21 | 1263 | 1260 | -14,5 | 13,7 |
| 1,18 | 1257 | 1256 | 28,2 | 21 |
| 1,15 | 1250 | 1249 | 7,2 | 4,7 |
| 1,13 | 1250 | 1249 | 2,5 | 5,4 |
| 1,08 | 1242 | 1242 | 7,9 | 4,6 |
| 1,07 | 1243 | 1242 | 3,3 | 0,9 |
| 1,04 | 1242 | 1242 | -2,4 | 22 |
| 1 | 1238 | 1238 | 24,4 | 23,5 |
| 0,933 | 1225 | 1234 | 0,9 | 0,1 |
| 0,922 | 1224 | 1234 | 1 | 1,4 |
| 0,873 | 1230 | 1230 | -2,4 | 1,5 |
| 0,823 | 1228 | 1230 | -3,9 | 16,4 |
| 0,78 | 1236 | 1233 | -20,3 | 6 |
| 0,755 | 1237 | 1237 | -14,3 | 12,3 |
| 0,727 | 1240 | 1237 | 2 | 3,8 |

Continuación de la tabla 41

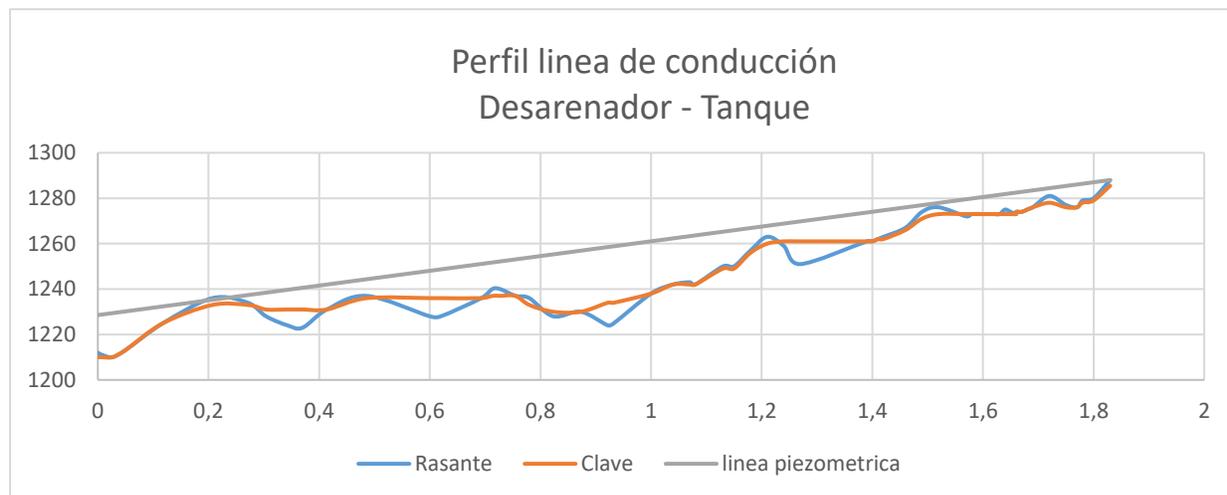
| | | | | |
|---------|------|------|-------|------|
| 0,713 | 1240 | 1237 | 5,8 | 7,9 |
| 0,693 | 1236 | 1236 | 13,7 | 11,8 |
| 0,62 | 1228 | 1236 | 1,9 | 2,5 |
| 0,6 | 1228 | 1236 | -4,4 | 1,9 |
| 0,486 | 1237 | 1236 | -2,5 | 12,4 |
| 0,414 | 1231 | 1231 | 14,9 | 10,2 |
| 0,37 | 1223 | 1231 | 4,7 | 10,5 |
| 0,343 | 1224 | 1231 | -15,2 | 4 |
| 0,304 | 1228 | 1231 | -19,2 | 11,9 |
| 0,271 | 1234 | 1233 | -7,3 | 5,1 |
| 0,207 | 1236 | 1233 | -2,2 | 11,9 |
| 0,118 | 1225 | 1225 | 14,1 | 2,8 |
| 0,0493 | 1213 | 1213 | 11,3 | 9,5 |
| 0,0266 | 1210 | 1210 | -1,8 | 6,3 |
| 0,00759 | 1211 | 1210 | -8,1 | 0 |
| 0 | 1212 | 1210 | -8,1 | |

Fuente: Autor

Posterior a esto, se diseña el perfil vertical.

Gráfico 2

Perfil line de conducción



Fuente: Autor

Con base a esto se procede a determinar los parámetros y criterios necesarios para el diseño de la línea de conducción.

4.6.5.1. Calculo del diámetro. El diseño de la tubería se hace utilizando la ecuación de Hazen-Williams.

$$Q = 0.2785CD^{2.63} * J^{0.54}$$

Tal como se muestra en el siguiente gráfico:

Tabla 42

Calculo diámetro línea de conducción.

| Calculo del diámetro | | | |
|---------------------------------|-----|---------|---|
| Detalle | Und | Rest. | Condición |
| Carga hidráulica disponible (H) | mts | 57,259 | Cota lamina-cota de descarga |
| Longitud real de la tubería (L) | mts | 2031,11 | |
| Perdida de carga unitaria (J) | m/m | 0,0282 | H/L |
| Diámetro (D) | mts | 0,047 | 1,837 $(Qd/0,2785CJ^{0,54})^{(1/2,63)}$ |

Fuente: Autor

Luego se deberá escoger 2 diámetros que estén dentro de los parámetros dados y que sean comerciales, para luego determinar las pérdidas y la longitud que le corresponde a cada uno tal como se muestra en la tabla 41.

Tabla 43*Perdidas diámetros asumidos*

| Perdidas diámetros asumidos | | | | |
|------------------------------------|-----|---------|-------------------|----------------------------------|
| Diámetro 1 | in | 1 | 0,0254 | |
| Perdida de carga unitaria (J) | m/m | 0,5450 | Contemplar | $(Qd/0,2785C*D^{2,63})^{1/0,54}$ |
| Continuación de la tabla 43 | | | | |
| Velocidad | m/s | 3,7892 | | Q/A |
| Altura cinética ($V1^2/2g$) | mts | 0,7318 | | $V1^2/2g$ |
| Diámetro 1 | in | 2 | 0,0508 | |
| Perdida de carga unitaria (J) | m/m | 0,0186 | Contemplar | $(Qd/0,2785C*D^{2,63})^{1/0,54}$ |
| Velocidad | m/s | 0,9473 | Cumple | Q/A |
| Altura cinética ($V2^2/2g$) | mts | 0,0457 | | $V2^2/2g$ |
| longitudes de los diámetros | | | | |
| Longitud 1 | mts | 36,88 | | $(H-j2L)/(j1-j2)$ |
| Longitud 2 | mts | 1994,23 | | L-L1 |
| Salida al desarenador | mts | 1,123 | 1,15 | $D1+1,5*V1^2/2g$ |

Fuente: Autor

4.6.5.2. Calculo de las pérdidas de energía. En este se tuvo en cuenta las pérdidas por accesorios determinadas por el perfil topográfico de la línea de conducción. Tal como se muestra a continuación.

Perdidas por codos. Se debe seleccionar el codo necesario para el cambio de dirección de cada alineamiento, con diferencia o suma de pendientes calculadas. Codo de 90° y codo de 22.5°, y según el criterio de la tabla 10.9 (Lopez Cualla, 2003), se determinan codos de 11 ¼” para pendientes superiores a 14, y se determina de la siguiente manera.

$$hm = 7.6 \times \frac{v^2}{2 \times g}$$

Perdidas por válvulas de control. Teniendo en cuenta las recomendaciones para la colocación de válvulas de control, se han instalado válvulas a la salida del desarenador y a la entrada del tanque. Así mismo se distribuyeron válvulas de ventosa con el fin de expulsar y admitir aire en los puntos altos de la conducción con sus respectivas válvulas de corte (globo) y pasos laterales.

$$hm = 20 \times \frac{V^2}{2 \times g}$$

Perdidas por la te. Se ha dispuesto válvulas de purgas para los puntos más bajos del perfil, y de paso lateral en la salida del desarenador.

$$\frac{\sum nKV^2}{2g}$$

También se consideraron otras pérdidas; por reducción gradual, por entrada normal al tubo y por salida.

A continuación, se muestra un resumen de las pérdidas por accesorios.

Tabla 44

Perdidas por accesorio

| Perdidas por accesorios | | | | |
|--------------------------------|------|--------|-------|---------------------------------|
| Perdidas por codos | | | | |
| Codo 90 | unid | 1 | 90 | Según perfil |
| Codo 22,5 | unid | 1 | 22,5 | Según perfil |
| Codo 11,25 | | 2 | 11,05 | Según perfil |
| Perdidas (hm) | mts | 0,0252 | | $0,25V^2/2g*\sum nV(\Theta/90)$ |

Continuación de la tabla 44

| Perdidas por válvulas de control | | | | |
|---|------------|-------------|---|-------------------|
| Válvula de compuerta (abierta) | unid | 3 | 2 | Según perfil |
| Válvula de compuerta (abierta) | unid | 1 | 1 | Según perfil |
| Ventosa | unid | 3 | | Según perfil |
| Válvula de corte (de Globo) | unid | 3 | | Según perfil |
| Coeficiente de pérdidas (K) | | 0,25 | | |
| | | 0,6 | | |
| | | 10 | | |
| Perdidas (hm) | mts | 0,437 | | $\Sigma nKV^2/2g$ |
| Perdidas por la te | | | | |
| De paso directo(purga) | unid | 4 | 2 | Según perfil |
| De paso lateral (salida desarenador) | unid | 4 | 2 | Según perfil |
| Coeficiente de pérdidas (K) | | 0,6 | | Según perfil |
| | | 1,3 | | Según perfil |
| Perdidas (hm) | mts | 0,348 | | $\Sigma nKV^2/2g$ |
| Perdidas por entrada del tanque a la tubería | | | | |
| Coeficiente de perdidas (K) | | 0,5 | | |
| Perdidas (hm) | mts | 0,023 | | $KV^2/2g$ |
| Perdidas por reducción gradual (de 2" a 1") | | | | |
| Relación diámetros D1/D2 | | 2 | | |
| Coeficiente de perdidas (K) | | 0,16 | | |
| Perdidas (hm) | mts | 0,117 | | $KV^2/2g$ |
| Perdidas por salida (1") | | | | |
| Perdidas (hm) | mts | 0,732 | | $1 \cdot V^2/2g$ |
| Pérdidas totales por accesorios (Σhm) | mts | 1,68 | | Σhm |

Fuente: Autor

Ya habiendo determinado las pérdidas se procede a determinar las longitudes correspondientes y a verificar las cotas piezométricas en cada uno de los tramos de tubería.

Tabla 45*Longitudes equivalentes y verificación de cotas piezométricas.*

| Longitudes definitivas para cada diámetro | | | |
|--|------------|----------------|----------------|
| Carga hidráulica disponible (Htotal) | mts | 55,578 | H- Σhm |
| Longitud real de la tubería (L) | mts | 2031,11 | L |

Continuación de la tabla 45

| | | | | |
|--------------------------------------|------------|----------------|----------------------|-------------------------------|
| Perdida de carga unitaria (J) | m/m | 0,0274 | | |
| Diámetro (D) | mts | 0,047 | 1,85 | htotal/L |
| | | | trabajar con 1" y 2" | |
| Longitud 1 | mts | 105,58 | | (H-j2L)/(j1-j2) |
| Longitud 2 | mts | 1925,53 | | L-L1 |
| Verificación | | | | |
| Tramo en 2" | | | | |
| Cota piezométrica al inicio | | 1285,80 | | Cota lámina de agua (Cla) |
| Cota piezométrica final | | 1249,15 | | Cla-J2L2-Σhm2 |
| Tramo en 1" | | | | |
| Cota piezométrica al inicio | | 1249,15 | | cota piez. final anter. (Cpf) |
| Cota piezométrica final | | 1189,74 | | Cpf-J1L1-Σhm1 |

Fuente: Autor

4.6.5.3. Comprobación del golpe de ariete. Debido a la magnitud e importancia de la conducción es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería.

El golpe de ariete es el efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes del conducto forzado, al modificarse de manera instantánea el movimiento de los fluidos, como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula. (Lopez Cualla, 2003)

Para este proyecto en cuestión se hizo la comprobación sobre el punto más crítico el cual es a la llega del tanque con cota de 1210. Tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 46*Comprobación golpe de ariete.*

| Comprobación golpe de ariete | |
|--|---------|
| Cota de comprobación | 1210,00 |
| Relación de módulos de elasticidad (K) | 18 |
| Distancia real al desarenador (L) | 1830 |

Continuación de la tabla 46

| | | |
|---|---------|----------------------|
| Diámetro (D1) | 25,4 | |
| Espesor de la pared | 2,46 | |
| Velocidad | 3,79 | |
| Celeridad de la onda (C) | 646,97 | $9900/v(48,3+k*D/e)$ |
| Fase de la tubería (T) | 5,657 | 2L/C |
| Sobreexpresión máxima (ha) | 249,897 | CV/g |
| Presión estática sobre la válvula (Pe) | 75,80 | cota de comp. -Cla |
| presión total sobre la válvula | 325,70 | Ha +Pe |
| Presión disponible para golpe de ariete | 12,20 | Pt-Pe |
| Tiempo de maniobra | 5,66 | 2LV/gha |

Fuente: Autor

4.6.6. Diseño Puente colgante para agua potable. De acuerdo los criterios constructivos, se localizan los puentes en las siguientes zonas:

Tabla 47*Localización de puentes colgantes*

| Abscisa | Rasante | Clave | Pendiente | Longitud tubería |
|---------|---------|-------|-------------|------------------|
| 1,58 | 1273 | 1273 | | |
| 1,57 | 1272 | 1273 | 0 | 60 |
| 1,52 | 1276 | 1273 | | |
| 1,39 | 1261 | 1261 | | |
| 1,27 | 1251 | 1261 | 0,005555556 | 180 |
| 1,24 | 1259 | 1261 | | |
| 1,21 | 1263 | 1260 | | |
| 1 | 1238 | 1238 | | |
| 0,933 | 1225 | 1234 | 0,062992126 | 127 |
| 0,922 | 1224 | 1234 | | |
| 0,873 | 1230 | 1230 | | |
| 0,823 | 1228 | 1230 | -0,03225806 | 93 |
| 0,78 | 1236 | 1233 | | |
| 0,693 | 1236 | 1236 | | |
| 0,62 | 1228 | 1236 | 0 | 207 |
| 0,6 | 1228 | 1236 | | |
| 0,486 | 1237 | 1236 | | |
| 0,414 | 1231 | 1231 | -0,01398601 | 143 |
| 0,37 | 1223 | 1231 | | |

Continuación de la tabla 47

| | | |
|-------|------|------|
| 0,343 | 1224 | 1231 |
| 0,304 | 1228 | 1231 |
| 0,271 | 1234 | 1233 |

Fuente: Autor

Ya localizada la tubería, se procede a diseñar los puentes mediante La hoja de diseño "Abridge" la cual es una herramienta propia de la ONG Agua Para La Vida de Nicaragua y forma parte de sus tres grandes herramientas para el diseño de sistemas de agua potable por gravedad, basado en el curso NEW BRIDGE NOTES, de Gilles Corcos (en inglés), cabe resaltar que su licencia es gratuita y fue publicada por el ingeniero Francisco Romero en la página de la fundación. https://es.aplv.org/technical_resources.

Todos los diseños son anexados al final de trabajo junto con las cantidades de materiales y datos constructivos.

4.6.7. Planta Purificadora de agua Potable. Luego de haber contemplado la línea de conducción se debe prever un tanque de almacenamiento el cual será de 10000 Lt, con paso directo a la planta de tratamiento y la excedente ira directamente a un reservorio recubierto por una geomembrana la cual evitará filtración de agua, esto con el fin de almacenar el agua necesaria para los cultivos y otros usos que no requieran tratamiento.

Las plantas de tratamiento de agua potable se especializan en la filtración y desinfección por radiación ultravioleta, por consiguiente, poseen bajo consumo de insumos químicos.

Estas plantas de purificación de agua incorporan procesos convencionales y más desarrollados. Especialmente ionización, lámparas ultravioletas, floculación, cloración y filtración con diferentes granulometrías de lechos filtrantes. Asegurando, que el agua sea hasta un 100% pura y apta para el consumo, cumpliendo con el DECRETO 1575 DE 2007 del MINISTERIO DE AMBIENTE.

4.6.7.1. *Proceso de microfiltración.* es la separación de partículas a través de poros de una membrana determina, hasta un punto donde son eliminados los sólidos disueltos, la turbidez y los microorganismos.

4.6.7.2. *Proceso de ultrafiltración.* se lleva a cabo para separar partículas y microorganismos de ciertos tamaños del agua, el tamaño de los poros es generalmente 103-106 Daltons. la ultrafiltración puede utilizar membranas espirales que utilizan la separación de flujo cruzado, membranas de fibra hueca, o desde el exterior, en el uso de un vacío para purificar el agua.

4.6.7.3. *Proceso de ionización.* concepto que es utilizado en el medio de la química, proceso en el cual el líquido recibe descargas eléctricas donde elimina microorganismos vivientes. La ionización es un proceso químico o físico mediante el cual producen iones, estos son átomos o moléculas cargadas eléctricamente debido al exceso o falta de electrones respecto a un átomo o molécula neutra. Este proceso se fundamenta en un sistema electrolítico que genera iones de elementos conocidos como KDF (kinetic Degradation Fluxion) usando reacciones oxidación-reducción redox, empleando unas placas electrolíticas compuestas de cobre-plata-zinc. En este

proceso se elimina compuestos como el hierro, ácido sulfhídrico, metales pesados, mercurio, plomo, entre otros, disminuyendo el olor característico que emanan los compuestos que contienen partículas de azufre. (serrano, s.f.)

4.6.7.4. Descripción técnica y ventajas. De acuerdo a las especificaciones físico-químicas del agua y el caudal a manejar se decide implementar una Plantas de Tratamiento de Agua Potable fabricadas en Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio, PRFV material inerte, altamente resistente a abrasiones, exposiciones al sol y al medio ambiente en general; son plantas de fácil manejo e instalación, tienen un rendimiento óptimo, son de gran durabilidad, de fácil transporte y reubicación, reducen costos en obras por peso y volumen. Además, garantizamos la calidad del Agua a tratar para consumo humano de acuerdo a la Resolución 2115 del 22 de Junio de 2007.

4.6.7.5. Proceso del agua a tratar El proceso básico para el tratamiento de Agua, es el siguiente:

- **Torre de aireación** En este proceso el agua cruda se Airea y pasa por relleno plástico PALL RING en el cual quedan detenidas las partículas de hierro presentes en el agua. Realizando así el proceso de oxidación de hierro.

Tabla 48
Especificaciones torre de aireación

| Cantidad | unidad |
|----------------|--------|
| No. Bandejas | 5 un |
| Largos bandeja | 1,0 m |

Continuación de la tabla 48

| | |
|------------------|---------------------|
| Ancho bandeja | 1,0 m |
| Alto bandeja | 0,2 m |
| Altura total | 2,4 m |
| Material | Poliéster reforzado |
| Lecho absorbente | Carbón coke |

Fuente: Autor.

• **Sistema de aforo.** En este proceso el agua cruda se mezcla con el producto químico mediante un sistema de agitación hidráulica.

Tabla 49

Especificaciones sistema de aforo.

| Cantidad | unidad |
|-----------|--|
| Largos | 1,5 m |
| Ancho | 0,5 m |
| Alto | 0,5 m |
| Vertedero | Triangular 90° |
| Medición | Rejilla aforada |
| ∅ entrada | 1 1/2" |
| ∅ salida | 4" |
| Material | Poliéster reforzado con fibra de vidrio |

Fuente: Autor.

• **Sistema de floculación.** Es un compartimiento de aquietamiento de flujo ascendente, el cual por medio del químico acelera la formación de partículas de flocs.

• **Sistema de sedimentación acelerada** En este proceso las partículas pesadas quedan atrapadas en un compartimiento conformado por un sistema de sedimentación (Paneles

Inclinados de Sedimentación tipo colmena), con el fin de acelerar la precipitación de las partículas (lodos, algas etc) y depurar el agua.

- **Sistema de filtración.** Es un sistema mediante el cual los lechos filtrantes (Grava, Arena y Antracita) se depositan en un compartimiento acoplado previamente con Boquillas ranuras fabricadas en polipropileno, para evitar el paso de arena al tanque de almacenamiento.

Tabla 50

Especificación Sistema de filtración.

| | |
|--------------|---|
| Diámetro | 2,8 m |
| Altura total | 2,35 m |
| Altura útil | 2,20 m |
| Material | Poliéster reforzado con fibra de vidrio |

FLOCULADOR

| | |
|-------------------|------------------------|
| Alto | 2,20 m |
| Ø de entrada | 2" |
| Ø de salida | 6" |
| Tipo de agitación | Hidráulica con vértice |
| Tipo de flujo | Ascendente |
| Volumen | 3,5 m ³ |

Fuente: Autor

Tabla 51

Continuación especificación Sistema de filtración.

| | |
|---------------------|--------|
| Tiempo de retención | 20 min |
|---------------------|--------|

SEDIMENTADOR

| | |
|-----------------------------|--|
| Alto | 2,20 m |
| Continuación de la tabla 51 | |
| Ø de entrada | 8" |
| Ø de salida | Rebose |
| carga superficial | 120 m ³ /día/m ² |

FILTRO

| | |
|------|--------|
| Alto | 2,20 m |
|------|--------|

Continuación de la tabla 51

| | |
|----------------------------|--|
| ∅ de entrada | Rebose del sedimentador |
| ∅ de salida | 4" |
| Altura lecho de filtración | 0,8 m grava, arena y antracita |
| Tipo de filtración | media |
| Carrera de filtración | 100 m ³ /dia/m ² |
| Tipo de flujo | Decendente |
| Tipo de lavado | Con bomba |
| Material | Polieter reforzado con fibra de bidrio |

Fuente: Autor

Todas estas especificaciones se hicieron con base a la cotización hecha por la empresa **SERFIBRAS S.A.S.** la cual se contemplará en el presupuesto final y estará anexada en este trabajo.

4.6.8. Diseño Tanque de almacenamiento. Debido a que el consumo de agua de la población no es constante, sino que, por el contrario, varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante, es necesaria la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas horarias.

La función básica del tanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro, de tal manera que en los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente (Lopez Cualla, 2003).

4.6.8.1. Cajas de válvulas de entrada y de salida. Todas las válvulas que formen parte de las estructuras de entrada y salida a los tanques de almacenamiento y/o compensación

deben colocarse dentro de cajas que deben construirse tan pronto el tanque de almacenamiento y/o compensación sea aceptado por la Persona Prestadora del Servicio Público de Agua Potable.

Las cajas deben cumplir con los siguientes requisitos:

Las cajas de válvulas deben ser de mampostería de ladrillo, de concreto reforzado o cualquier otro material aprobado por las personas prestadoras del servicio público de agua potable, y pueden ser rectangulares, cuadradas o cilíndricas.

El fondo de la caja debe ser de concreto con un espesor mínimo de 0.15 m.

Las cajas de las válvulas deben tener un sistema de drenaje dirigido al sistema de alcantarillado o a alguno de los cuerpos de agua del sistema de drenaje urbano del municipio. La distancia entre el fondo de la caja y la parte inferior del cuerpo de la válvula no debe ser inferior a 0.2 m. Esta condición no debe tenerse en cuenta para el caso de ventosas. En caso de que las válvulas de entrada y de salida estén por fuera de la instalación del tanque, las tapas de las cajas para las válvulas deben ser de concreto reforzado y su espesor debe calcularse considerando las cargas vivas que van a actuar sobre ellas; en todo caso no debe ser menor que 70 mm.

En caso contrario, las cajas pueden diseñarse sin cubierta. Alternativamente pueden utilizarse tapas metálicas en hierro gris. En el caso que las cajas contengan equipos de medición especiales, tanto para medición de caudales como para medición de presiones, o equipos de

comunicación y transmisión de datos, la tapa de la caja debe ser de seguridad. (RAS, Resolución 2115 2007, 2000)

Ya sabiendo lo anterior se debe contemplar unas condiciones de diseño, las cuales se presentan a continuación.

Tabla 52

Condiciones de diseño del tanque de almacenamiento.

| Condiciones del diseño | |
|--|---------|
| Caudal de diseño (Qd) | 0,00192 |
| Consumo diario | 165,89 |
| Población de diseño | 270 |
| Cota de descarga de la tubería en el tanque | 1285,80 |
| Cota de la lámina de agua en el tanque (N.A. máximo) | 1285,60 |

Fuente: Autor

4.6.8.2. Determinación del volumen para regulación de la demanda. Para este caso se determinó el volumen del tanque por el método de curva integral Y la solución analítica se presenta en la tabla 46.

Columna 1 = intervalos de tiempo.

Columna 2 = consumo horario.

Columna 3 = columna 2. Curva integral del consumo.

Columna 4 = $100\% / 24 =$ Suministro horario continuo.

Columna 5 = columna 4. Curva integral del suministro.

Columna 6 = columna 4- columna 2. Déficit horario.

Columna 7 = columna 6. Déficit acumulado.

Columna 8 = V_{n-1} columna 6. Volumen horario del agua en el tanque.

Tabla 53

Suministro por gravedad de 24 horas

| Hora (1) | C (%) (2) | Σ C (%) (3) | S (%) (4) | Σ S (%) (5) | Δ (S-C) (6) | $\Sigma \Delta$ (S-C) (7) | V (%) (8) |
|-------------|--------------|-----------------------|--------------|-----------------------|-----------------------|------------------------------|--------------|
| 0 - 1 | 1,0 | 1,0 | 4,17 | 4,17 | 3,17 | 3,17 | 11,67 |
| 1 - 2 | 1,0 | 2,0 | 4,17 | 8,33 | 3,17 | 6,33 | 14,83 |
| 2 - 3 | 1,0 | 3,0 | 4,17 | 12,50 | 3,17 | 9,50 | 18,00 |
| 3 - 4 | 1,0 | 4,0 | 4,17 | 16,67 | 3,17 | 12,67 | 21,17 |
| 4 - 5 | 5,0 | 9,0 | 4,17 | 20,83 | -0,83 | 11,83 | 20,33 |
| 5 - 6 | 4,0 | 13,0 | 4,17 | 25,00 | 0,17 | 12,00 | 20,50 |
| 6 - 7 | 3,0 | 16,0 | 4,17 | 29,17 | 1,17 | 13,17 | 21,67 |
| 7 - 8 | 5,0 | 21,0 | 4,17 | 33,33 | -0,83 | 12,33 | 20,83 |
| 8 - 9 | 4,0 | 25,0 | 4,17 | 37,50 | 0,17 | 12,50 | 21,00 |
| 9 - 10 | 6,0 | 31,0 | 4,17 | 41,67 | -1,83 | 10,67 | 19,17 |
| 10 - 11 | 6,0 | 37,0 | 4,17 | 45,83 | -1,83 | 8,83 | 17,33 |
| 11 - 12 | 8,0 | 45,0 | 4,17 | 50,00 | -3,83 | 5,00 | 13,50 |
| 12 - 13 | 7,0 | 52,0 | 4,17 | 54,17 | -2,83 | 2,17 | 10,67 |
| 13 - 14 | 8,0 | 60,0 | 4,17 | 58,33 | -3,83 | -1,67 | 6,83 |
| 14 - 15 | 7,0 | 67,0 | 4,17 | 62,50 | -2,83 | -4,50 | 4,00 |
| 15 - 16 | 5,0 | 72,0 | 4,17 | 66,67 | -0,83 | -5,33 | 3,17 |
| 16 - 17 | 4,0 | 76,0 | 4,17 | 70,83 | 0,17 | -5,17 | 3,33 |
| 17 - 18 | 5,0 | 81,0 | 4,17 | 75,00 | -0,83 | -6,00 | 2,50 |
| 18 - 19 | 6,0 | 87,0 | 4,17 | 79,17 | -1,83 | -7,83 | 0,67 |
| 19 - 20 | 4,0 | 91,0 | 4,17 | 83,33 | 0,17 | -7,67 | 0,83 |
| 20 - 21 | 5,0 | 96,0 | 4,17 | 87,50 | -0,83 | -8,50 | 0,00 |
| 21 - 22 | 2,0 | 98,0 | 4,17 | 91,67 | 2,17 | -6,33 | 2,17 |
| 22 - 23 | 1,0 | 99,0 | 4,17 | 95,83 | 3,17 | -3,17 | 5,33 |
| 23 - 24 | 1,0 | 100,0 | 4,17 | 100,00 | 3,17 | 0,00 | 8,50 |

Fuente: Autor

A continuación, se muestra la gráfica de la curva integral y la curva de consumo horario.

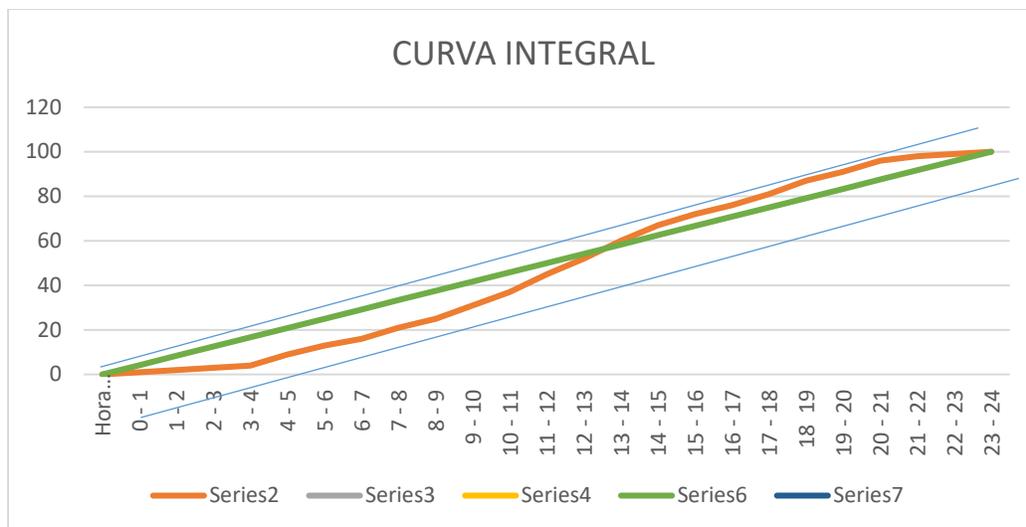


Figura 7 Calculo grafico del volumen del tanque inicial

Fuente: Autor



Figura 8 Curva de consumo horario

Fuente: Autor

4.6.8.3. Volumen del tanque. En este se considera el volumen para la regulación de demanda y el volumen de emergencia y se descarta el de incendio ya que no se tendrán en cuenta hidrantes en el sistema.

Tabla 54

Volumen para la regulación de la demanda doméstica.

| Volumen para la regulación de la demanda domestica | | | |
|---|------------|-----------------|------------------|
| Detalle | Und | Rest. | Condición |
| % consumo máximo diario | % | 0,22 | |
| Volumen del tanque | m3 | 43,79 | |
| Volumen para Emergencias | | | |
| Volumen de emergencias (Ve adicional) | m3 | 10,95 | |
| Volumen total del tanque | m3 | 54,74 | |
| Volumen total del tanque | lt | 54743,04 | |

Fuente: Autor

4.6.8.4. Predimensionamiento del tanque superficial. De acuerdo a la tabla 47 se trabajar el volumen total del tanque en unidades de cientos es decir que lo correspondiente al volumen (V_t) será de $0.5474 \cdot 10^2$ m3. Teniendo claro esto se procede a determinar las dimensiones del tanque por medio de las siguientes expresiones.

$$H = \frac{V_t}{3} (m)$$

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

Tabla 55

Predimensionamiento tanque

| Predimensionamiento del tanque superficial | | |
|---|-----|-------|
| Volumen en cientos de m3 (V) | | 0,547 |
| Constante de capacidad de almacenamiento (K) | | 2,0 |
| Profundidad del tanque (H) | mts | 2,182 |
| Lados del tanque (L) | mts | 5,01 |
| Área del tanque (A) | m2 | 25,08 |

Fuente: Autor

4.6.8.5. Cotas y niveles de agua en el tanque.

Tabla 56

Cota y niveles de agua tanque

| Cota y niveles de agua en el tanque | | |
|--|-----|---------|
| Altura del volumen de regulación | mts | 1,746 |
| Cota del nivel de agua máximo en el tanque | | 1285,60 |
| Cota del nivel de agua mínimo en el tanque | | 1283,85 |
| Cota fondo del tanque | | 1283,42 |
| Cota de la corona de muros | | 1285,90 |

Fuente: Autor

4.6.8.6. Tubería de desagüe.

Tabla 57

cotas y dimensiones de la tubería de desagüe.

| Tubería de desagüe | | | |
|---|-----|---------|--------|
| Cota de entrada del desagüe de lavado | | 1281,52 | |
| Cota de lámina de agua sobre la tubería | | 1285,60 | |
| Carga hidráulica disponible | | 4,08 | |
| Longitud del desagüe | mts | 45 | |
| Díámetro de tubería | in | 8 | 0,2032 |

Fuente: Autor

Con estos parámetros se determinan las pérdidas en la conducción y el tiempo de vaciado, tal como se muestra a continuación.

Tabla 58

Perdidas en la conducción.

| Perdidas en la conducción | | | |
|--|-------------------|---------|------|
| Entrada normal | mts | 2,74 | |
| Válvula de compuerta | mts | 1,07 | |
| Codo 90° | mts | 6,4 | |
| Te de paso directo | mts | 8,6 | |
| Salida | mts | 6 | |
| Tubería | mts | 45 | |
| Longitud equivalente total | mts | 69,81 | |
| Perdida de carga unitaria (J) | m/m | 0,0313 | |
| Caudal inicial (Q _{inicial}) | m ³ /s | 0,09729 | |
| Velocidad (V) | m/s | 3,000 | |
| Coeficiente de descarga del tanque (C) | | 0,458 | |
| Tiempo de vaciado | horas | 761,75 | 0,21 |

Fuente: Autor

4.6.9. Cloración. El agua que se encuentra en el planeta no es completamente apta para el consumo humano, debido a esto es necesario realizar una purificación, con la cual se eliminen organismos microscópicos que puedan afectar la salud de las personas.

Para conseguir esta purificación es necesario hacer cualquiera de los siguientes procedimientos:

1. Desinfección por rayos ultravioletas: se pasa el agua por debajo de lámparas de rayos ultravioleta, pero para que este método sea efectivo el agua debe tener poca turbiedad; por lo que no se puede realizar la desinfección posterior.

2. Desinfección por medio de ozono: este es un método muy efectivo, que consiste en una elevación del voltaje que, al ocasionar chispas y entrar estas en contacto con el oxígeno, produce el ozono.

3. Desinfección por medio de cloro: este es un método muy común, debido a que es bastante económico; además es fácil de hacer en casa. La cantidad necesaria para la desinfección del agua es de 1 a 2 mg/L; que se obtienen residuos de cloro del orden de 0.5 mg/L para prevenir la contaminación posterior. Para que el cloro actúe se debe dejar con el agua alrededor de 15 a 20 minutos.

Materiales necesarios para la cloración del agua:

-Hipoclorador tipo difusor: Es un dispositivo que permite la dispensación del cloro, está hecho de tubo PVC de diámetro 4 x 50 cm de largo. Tiene capacidad para 2 kg

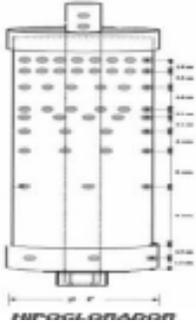


Figura 9 Hipoclorador tipo difusor.

Fuente: Autor.

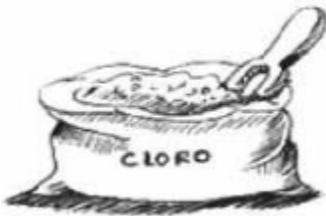


Figura 10 Cloro o hipoclorito de calcio al 33%

Fuente: Autor.

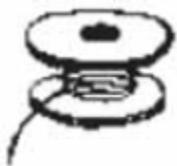


Figura 11 Hilo de Nylon.

Fuente: Autor.

4.6.9.1. Recomendaciones para clorificación.

Utilizar hipoclorito de calcio de 30-33%.

Según el RAS (C.8.2) recomienda que, para la purificación poco compleja, el uso de elementos como: cal clorada, hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio.

Colocar el hipoclorador en el tanque y esperar 30 minutos para el uso del agua.

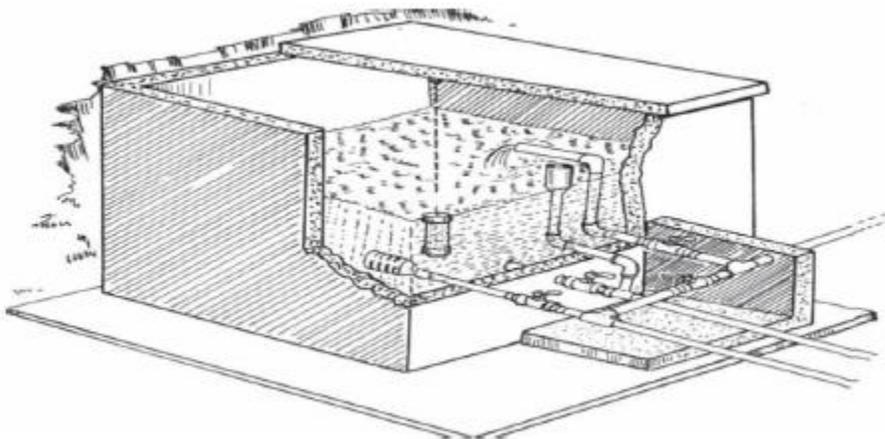


Figura 12 Hipoclorador en el tanque de almacenamiento.

Fuente: Autor.

Para ejercer una buena clorificación se debe tener en cuenta la cantidad de algas del agua, ya que dependiendo de esto se establece si se debe hacer una pre cloración o solo la poscloración; que se realiza siempre en la cloración.

4.6.10. Red de distribución. Son los mecanismos que se utilizan para poder realizar la distribución del agua adecuadamente y que pueda llegar a cubrir la necesidad proyectadas inicialmente. Esto permite que el suministro de agua sea suficiente para las todas las personas.

Esta red debe hacerse en lo posible en sectores público, sin que coincida con otros proyectos, tales como: los alcantarillados de aguas lluvia; puesto que coincidirían y complicarían el desarrollo del proyecto.

4.6.10.1. Trazado de la red. Para realizarla correctamente se debe tener en cuenta las características topográficas de todo el terreno en el que se va a realizar el proyecto. Igualmente se deben conocer las características geológicas y del suelo; también es necesario conocer las posibles amenazas, para poder seleccionar adecuadamente el terreno y que el proyecto sea favorable para la población.

4.6.10.2. Configuración hidráulica del sistema. Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas (de mayor a menor diámetro y en árbol); redes cerradas (redes en mallas) y redes mixtas (redes en parrillas). Es preferible usar el sistema de redes cerradas, debido a la distribución de caudales y presiones en la zona. Para las zonas rurales es mejor trabajar con redes abiertas por razones físicas y económicas.

4.6.10.3. Zonas de presión. lo principal es decidir cuál es el punto máximo de presión, ya que de ahí se definen las demás; en poblaciones con grandes desniveles aritméticos es necesario subdividirlas en varias zonas de presión, para que se pueda cumplir con los objetivos de producción. Se recomienda que la diferencia entre la cotas mínima y máxima sea de 45 a 40 metros.

4.6.10.4. Sectorización de la red. El lugar donde se realice el proyecto, es un porte fundamental del este, puesto que es necesario utilizar de manera eficaz los recursos naturales aprovechándolos al máximo sin dañarlos.

4.6.10.5. Especificaciones de diseño. Este proceso depende de la solvencia económica del lugar y de la población presente allí; se plantea para cuánto tiempo puede durar la obra, esto se da dependiendo de la facilitación que se le dé a la contratación de los diseños, licitación adjudicación y construcción del proyecto. Se identifican el caudal que se requiere a diario, por lo cual se debe establecer un diámetro de las tuberías para poder cumplir con el caudal establecido.

Las tuberías deben cumplir con una profundidad mínima de 1.0 m y tener unas velocidades entre 0.9 y 1.5 m/s, que permitan el flujo del caudal. También la distancia entre las tuberías de otros servicios públicos es fundamental, se debe respetar la distancia horizontal y vertical para que no se den cruzamientos.

Así mismo es de suma importancia la colocación de válvulas de corte, ya que en caso de una emergencia se pueda cortar el servicio por un sector y siga funcionando en otros; las válvulas de purga, se hacen en los puntos bajos de la red para descargar el sistema de alcantarillado; las válvulas de ventosa que se deben instalar en todos los puntos altos de la red para permitir la remoción del air; válvulas reguladoras de presión, regulan la presión del agua para que pase el caudal a través de ella; válvulas reguladoras de caudal, esta válvula limita el caudal a través de un valor máximo, también puede emplearse como válvula reguladora de presión aguas arriba;

válvulas de paso directo, permite el paso del agua y se colocan en las tuberías agua debajo de una bomba y válvulas de alivio, esta se abre cuando se supera una presión predeterminada. También se utilizan los hidratantes, que es un acceso utilizado para obtener un caudal de agua a la presión deseada, con el fin de atender un incendio.

4.7. Trazado y modelación de la línea de conducción para el sistema de distribución de agua potable (red de distribución) mediante el programa Epanet.

4.7.1. Descripción del programa utilizado. EPANET es un programa de computo que realiza simulaciones del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución de agua a presión.

EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua de cada tanque.

EPANET ha sido desarrollado por el laboratorio de Nacional de Investigación de Riesgos (NRMRL) de la agencia para la conservación de EEUU (USEPA). Su autor es Lewis Rossman, quien conjuga, muchos algoritmos para para visualiza resultados en varios formatos. (Zamora, 2017)

Para realizar el cálculo hidráulico el programa EPANET recibe datos como.

- Número de nudos de la red a evaluar
- Número de tramos de la red a evaluar

- Nudo inicial
- Nudo final
- Tramo entre nudos
- Longitud del tramo
- Diámetro del tramo
- Coeficiente de fricción de Darcy Weisbach
- Coeficiente de pérdidas menores
- Demanda base en los nudos
- Cota clave de cada nudo

Estos valores son ingresados en la barra principal de Epanet.

Después de hacer las iteraciones necesarias y ajustar los caudales en los tramos y el sentido de flujo de estos, el programa presenta los siguientes resultados.

- Caudal del tramo corregido
- Velocidad del tramo
- Pérdida en m/Km del tramo
- Caudal de salida en el nudo
- Presión de servicio en el nudo

4.7.2. Procedimiento de diseño. Como primer paso para el diseño, es indispensable conocer los caudales que se asignaran a los nudos de la red, esta distribución se puede calcular mediante

varios métodos, entre los cuales se encuentran el método de densidad de población el cual es el mas apropiado para el proyecto.

4.7.2.1. Método de Densidad Poblacional. Este método considera la población por área de influencia de cada nudo. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector del área del proyecto. El caudal por nudo será.

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde el caudal unitario poblacional se calcula por

$$Q_p = Q_t / P_t$$

Donde

Q_p = Caudal unitario poblacional (L/s/hab)

Q_t = Caudal total o caudal máximo horario para la totalidad de la población (L/s)

Q_i = Caudal en el nudo "i" (L/s).

P_t = Población total del proyecto (hab)

P_i = Población del área de influencia del nudo "i" (hab).

Entonces se obtiene:

$$Qp = \frac{1.11311}{270} = \frac{0.0041226 \frac{lt}{hab}}{seg}$$

$$Qi = 0.004126 * 57 = 0.235 \frac{Lt}{s}$$

Luego se procede a realizar el trazado de la red contemplando los nodos y los tanques que ya están dispuestos en la zona de estudio, teniendo en cuenta los parámetros de diseño.

Tabla 59

Parámetros Conducción Red de distribución

| Conducción red de distribución | | |
|--------------------------------|-------|-------|
| Periodo de diseño | años | 25,00 |
| Coefficiente de fricción | Pvc | 0,01 |
| Velocidad máxima (VM) | m/s | 6,00 |
| Velocidad mínima (Vm) | m/s | 0,5 |
| Caudal de diseño (QHM) | lts/s | 0,773 |
| Caudal en el nudo (Qi) | lts/s | 0,235 |

Fuente: Autor

4.7.3 Cálculos y presentación de resultados. Por medio de la modelación se obtuvieron las presiones, el esquema general de la red, la longitud real de la red, así como los diámetros a utilizar.

Tabla 60

Presiones en los nudos de la red.

| Estado de los nudos de la red | | | |
|-------------------------------|----------|------------|-------------|
| ID Nudo | Cota (m) | Altura (m) | Presión (m) |
| Conexión 5 | 1199 | 1201.19 | 2.19 |

Continuación de la tabla 60

| | | | |
|-------------|------|---------|------|
| Conexión 6 | 1198 | 1201.19 | 3.19 |
| Conexión 7 | 1199 | 1203.06 | 4.06 |
| Conexión 8 | 1197 | 1203.02 | 6.02 |
| Conexión 9 | 1201 | 1202.90 | 1.90 |
| Conexión 10 | 1199 | 1202.87 | 3.87 |
| Embalse 1 | 1211 | 1211.00 | 0.00 |
| Depósito 2 | 1207 | 1207.20 | 0.20 |
| Depósito 3 | 1201 | 1201.20 | 0.20 |
| Depósito 4 | 1203 | 1203.20 | 0.20 |

Fuente: Autor.

Tabla 61

Características de las tuberías.

| Tabla de Red - Líneas | | | | | | |
|-----------------------|--------------|---------------|----------------|----------------|-----------------|--------------------|
| ID Línea | Longitud (m) | Diámetro (mm) | Rugosidad (mm) | Caudal (Lts/s) | Velocidad (m/s) | Pérd. Unit. (m/Km) |
| Tubería 1 | 44.8 | 50.8 | 0.009 | 4.31 | 2.13 | 84.82 |
| Tubería 2 | 71.7 | 50.8 | 0.009 | 4.28 | 2.11 | 83.68 |
| Tubería 3 | 14.5 | 50.8 | 0.009 | 0.23 | 0.12 | 0.49 |
| Tubería 4 | 4.5 | 50.8 | 0.009 | 0.23 | 0.12 | 0.48 |
| Tubería 5 | 80.4 | 50.8 | 0.1 | 2.80 | 1.38 | 49.75 |
| Tubería 6 | 36.6 | 50.8 | 0.009 | 0.77 | 0.38 | 3.86 |
| Tubería 7 | 9 | 50.8 | 0.009 | 0.77 | 0.38 | 3.85 |
| Tubería 8 | 76.8 | 50.8 | 0.009 | 0.77 | 0.38 | 3.86 |
| Tubería 9 | 8 | 50.8 | 0.009 | 0.77 | 0.38 | 3.86 |

Fuente: Autor.

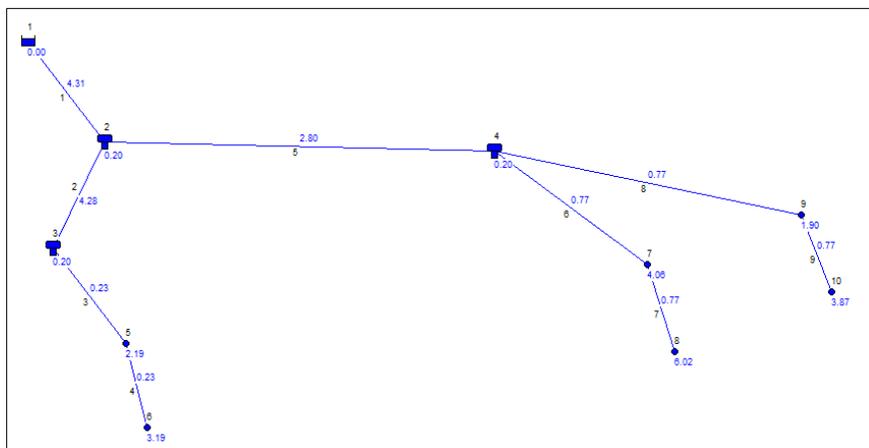


Figura 13 Trazado Red de distribución.

Fuente: Autor.

4.8 presupuesto general del proyecto

Tabla 62

Presupuesto Acueducto convencional para la fundación oasis de amor y paz-CEUS.

| CONSTRUCCION SISTEMA DE ACUEDUCTO FUNDACIÓN OASIS DE AMOR Y PAZ- CEUS, MUNICIPIO DE OCAÑA NORTE DE SANTANDER PRESUPUESTO GENERAL DE OBRA | | | | | |
|---|---|------------|-----------------|------------------------|---------------------|
| ITEM | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | VR UNITARIO | VR TOTAL |
| 1 | PRELIMINARES | | | | |
| 1.1.2 | localización y replanteo excavación manual incluye mano de obra y herramienta | ml | 2300 | \$ 1.629 | \$ 3.746.700 |
| 1.1.3 | menor adecuación de sitios para construcción de estructuras | m3 | 86,847 | \$ 30.793 | \$ 2.674.280 |
| 1.1.4 | hidráulicas | m3 | 42,913 | \$ 15.758,50 | \$ 676.245 |
| | subtotal | | | | \$ 7.097.224 |
| 2 | ACUEDUCTO | | | | |
| 2.1 | suministro, transporte instalación de tubería PVC para acueducto | | | | |
| 2.1.1 | red 56,3mm (4") | ml | 24,2 | \$ 49.431,33 | \$ 1.196.238,19 |
| 2.1.2 | red 25,4mm (1") | ml | 105,58 | \$ 3.713,67 | \$ 392.089,28 |

Continuación de la tabla 62

| | | | | | |
|------------|---|-----|---------|--------------------------------|-------------------------|
| 2.1.3 | red 50,8mm (2") | ml | 1925,53 | \$13.393,33 | \$ 25.789.258,71 |
| 2.1.4 | red 81,68 mm (5 1/2") desagüe | ml | 3,09 | \$ 97.000,50 | \$ 299.731,55 |
| 2.1.5 | red 15,24 mm (6") desagüe | ml | 3 | \$ 105.179,50 | \$ 315.538,50 |
| 2.1.6 | red 20,32mm (8") desagüe | ml | 4 | \$ 73.803,83 | \$ 295.215,32 |
| 2.1.7 | codo de 90° | und | 1 | \$8.957,00 | \$ 8.957,00 |
| 2.1.8 | codo de 22 1/2° | und | 1 | \$ 3.484,00 | \$ 3.484,00 |
| 2.1.9 | codo de 11 1/4° | und | 2 | \$ 48.830,00 | \$ 97.660,00 |
| 2.1.10 | codo radio corto | und | 1 | \$ 9.814,00 | \$ 9.814,00 |
| 2.1.11 | válvula de compuerta para 2" | und | 3 | \$ 461.400,00 | \$ 1.384.200,00 |
| 2.1.12 | válvula de compuerta para 1" | und | 1 | \$ 58.900,00 | \$ 58.900,00 |
| 2.1.13 | válvula de compuerta para 8" | und | 1 | \$1.830.000,00 | \$1.830.000,00 |
| 2.1.14 | válvula de compuerta para 6" | und | 1 | 1.634.100,00 | \$ 1.634.100,00 |
| 2.1.15 | ventosa para 2" | und | 3 | \$ 673.047,59 | \$ 2.019.142,77 |
| 2.1.16 | válvula de corte (globo) para 2" te de paso directo (purga) para 2" incluye accesorios, materiales, transporte, mano de | und | 3 | \$ 557.035,00 | \$1.671.105,00 |
| 2.1.17 | obra y herramienta. te de paso directo (purga) para 8" incluye accesorios, materiales, transporte, mano de | und | 4 | \$ 81.814,00 | \$ 327.256,00 |
| 2.1.18 | obra y herramienta. | und | 1 | \$ 727.799,41 | \$ 727.799,41 |
| 2.1.19 | te cambio de dirección | und | 1 | \$ 35.000,00 | \$ 35.000,00 |
| 2.1.20 | paso lateral | und | 4 | \$ 37.000,00 | \$148.000,00 |
| 2.1.21 | reducción gradual (2"-1") | und | 1 | \$ 55.000,00 | \$ 55.000,00 |
| | subtotal | | | | \$ 38.298.489,72 |
| 3 | | | | estructuras hidráulicas | |
| 3.1 | | | | bocatoma | |
| | suministro e instalación de rejilla marco metálico, incluye mano de obra, materiales, transporte de | | | | |
| 3.1.1 | equipo y herramienta menor concreto de 2500 psi para muros, empotramiento de rejilla y | und | 1 | \$ 209.858,61 | \$ 209.858,61 |
| 3.1.2 | cámara de recolección | m3 | 5,17 | \$ 309.192,19 | \$ 1.598.523,62 |
| | subtotal | | | | \$ 1.808.382,23 |
| 3.2 | | | | desarenador | |
| 3.2.1 | construcción de muro de pantalla deflectora al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. incluye materiales, transporte, | und | 1 | \$ 992.963,04 | \$ 992.963,04 |

Continuación tabla 62

| | | | | | |
|------------|--|-----|--------|-----------------|------------------------------|
| | mano de obra, equipo y herramienta menor. | | | | |
| | construcción de vertedero de salida a interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. incluye materiales, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor | und | 1 | \$ 671.482,36 | \$ 671.483,36 |
| 3.2.2 | construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi. incluye material, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor. | m3 | 4,36 | \$ 357.919,00 | \$ 357.923,36 |
| 3.2.3 | construcción de sobre piso pobre para pendiente interior de 2000 psi. incluye material, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor. | m3 | 0,4996 | \$ 498.479,27 | \$ 498.479,77 |
| 3.2.4 | construcción y suministro e instalación de tuberías y accesorios de pvc, rellenos, construcción de cajas de válvulas, transporte de materiales, mano de obra, equipo. | und | 1 | \$ 4.398.257,20 | \$ 4.398.258,20 |
| 3.2.5 | subtotal | | | | \$ 6.919.107,73 |
| 3.3 | | | | | planta de tratamiento |
| | plantas de tratamiento de agua potable fabricadas en poliéster reforzado con fibra de vidrio, prfv material inerte, altamente resistente a abrasiones, exposiciones al sol y al medio ambiente en general; son plantas de fácil manejo e instalación, tienen un rendimiento óptimo, son de gran durabilidad, de fácil transporte y reubicación, reducen costos en obras por peso y volumen. además, garantizamos la calidad del agua a tratar para consumo humano de acuerdo con la resolución 2115 del 22 de junio de 2007. incluido iva. | und | 1 | \$ 58.905.000 | \$ 58.905.000 |
| 3.3.1 | | | | | |

| | | | | |
|-----------------------|--|---------------------------|------|--------------------------|
| Continuación tabla 62 | | | | |
| | subtotal | | | \$ 58.905.000 |
| 3.4 | | tanque | | |
| | construcción de 2000 psi, para antepiso. incluye materiale, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor. | m3 | 5,02 | \$ 188.400,90 |
| | construcción de 2000 psi, para losa de piso y viga de amarre en tanque y caja de valvulas incluye materiale, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor. | m3 | 9,44 | \$ 367.573,20 |
| | concreto impermeabilizado de 3000 psi, para muros, columnas, vigas, etc. | m3 | 3,68 | \$ 367.573,20 |
| | suministro e instalacion de tubo de ventilacion de ø 3" | und | 1,00 | \$ 14.767,22 |
| | pañete impermeabilizado 1:3 interior del tanque | m3 | 3,85 | \$ 7.740,33 |
| | subtotal | | | \$ 5.812.931,35 |
| | | costo directo | | \$ 118.841.135,22 |
| | | administracion 15% | | \$ 17.826.170,28 |
| fuente: | autor de la investigacion | inprevistos 2% | | \$ 2.376.822,70 |
| | | utilidades 3% | | \$ 3.565.234,06 |
| | | costo total | | \$ 142.609.362,27 |

Fuente: Autor

Capítulo 5. Conclusión.

Se llevó a cabalidad los objetivos propuestos, cumpliendo con los requisitos propuestos en la exigido en el RAS 2000 y su resolución 330 del 2017.

Cabe resaltar que por medio de la topografía hecha en la zona se logró determinar la localización de cada uno de los componentes que harán parte de la estructura, obteniendo los planos de los perfiles y curvas de nivel, anexados en este proyecto. Todo esto se realizó con ayuda de centro de investigación GIGMA y los ingenieros Jeison Stiven Sepúlveda Sánchez, Agustín Macgregor y Jonathan Becerra Carrascal.

Los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos hechos a la fuente de abastecimiento indican que la esta requiere ser tratada, para mejorar la calidad de la misma y que con un funcionamiento correcto del desarenador y un buen proceso de desinfección por medio de la planta de tratamiento, la carga contaminante del afluente deberá ser eliminada hasta producir agua óptima para el consumo humano.

Gracias a la modelación de la línea de conducción del sistema de distribución (red de distribución) mediante EPANET 2.0, se obtuvieron diámetros adecuados para cumplir con las presiones (10-60 m.c.a) y la resistencia de la tubería (R.D.E 21) y así asegurar el caudal tanto los proyectos pecuarios, como para el consumo doméstico.

Los diseños de cada uno de los componentes que constituyen el sistema de acueducto, incluido la planta de tratamiento en base a la calidad del agua de la fuente cumplieron con los requisitos estipulados por la norma. Dando dimensiones coherentes con el caudal de la fuente.

En la elaboración del presupuesto se determinó el costo para cada uno de los componentes del sistema de acueducto incluyendo la mano obra y la herramienta menor, y los porcentajes de AIU (admiración, imprevistos y utilidad) con sus respectivos porcentajes. arrojando un valor de \$ 142.609.362,27.

Capítulo 6. Recomendaciones.

Se recomienda a los habitantes la Fundación hacer una limpieza periódica de las diferentes estructuras, entre ellas la bocatoma, desarenador y tanque de almacenamiento, además hacer revisiones en las líneas de aducción y conducción.

Según la normativo se debe contemplar excavaciones mínimas de 1m, pero en el proyecto se recomienda trabajar en cierta parte de la línea con las mismas cotas del terreno, esto con el fin de disminuir los costos de excavación, pero manteniendo las presiones adecuadas.

Aunque la dimensión del tanque sea grande, son las recomendadas para mantener la cantidad de agua suficiente y dar abastecimiento continuo, pero si se desea se puede remplazar por tanques de plástico que cumplan con las especificaciones de diseño.

En cuanto a la planta de tratamiento los costos son mayores y se recomienda evaluar la opción de la construcción de filtros que ayuden a mejorar la calidad del agua y así evitar los sobrecostos al momento de realizar la ejecución del proyecto.

REFERENCIAS

- (PBOT), P. B. (2010). *CAPITULO V, DIAGNOSTICO RURAL 2. OCAÑA.*
- Alvarado, P. (2013). *Estudios y diseños del sistema de agua potable del barrio san Vicente, parroquia Nambacola, Cantón Gonzanamá.*
- Asesorías Municipales, P. O. (1994). *Diagnóstico del territorio y los aspectos físicos Plan Integral de desarrollo .*
- BALEARS, G. I. (2018). *Salud ambiental-sulfato.* Obtenido de <https://www.caib.es/sites/salutambiental/es/sulfats-26202/>
- barrera, y. s. (2017). *Turbiedad del agua.* Obtenido de <http://turbiedaddelagua.blogspot.com/p/contexto.html>
- Bayona, & Jácome. (2013). *Propuesta de diseño del sistema de acueducto para la vereda el Mortiño del municipio de Ocaña norte de Santander.*
- Chow, V. T. (s.f.). *Hidraulica de canales.*
- Colmenares, & Sáenz. (2015). *Diseño del sistema de acueducto en la vereda Perdiguiz del municipio de Macanal, Boyacá, utilizando modelación matemática.*
- colombiano, S. g. (1980). *mapa geologico, plancha 76.*
- ESPINOZA, C. E. (2006). *QUÍMICA DEL HIERRO Y MANGANESO EN EL AGUA, MÉTODOS DE REMOCIÓN.*
- GILES, R. (2013). *Mecanica de los fluidos e hidraulica.* Mc Graw.
- H. Ayuntamiento de Culiacan. (20 de junio de 2016). *Descubre cómo afecta el pH al agua.* Obtenido de JAPAC: <http://japac.gob.mx/2016/06/20/descubre-como-afecta-el-ph-al-agua/>
- Ingenieros, A. A. (2009).

- Lopez Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. En R. A. Lopez Cualla, *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*.
- Martinez. (1976).
- Milacron. (2004). *¿Por qué es importante el oxígeno disuelto?* Obtenido de <http://www.cimcool.ca/uploads/downloads/Porqueesimportanteeloxigenodisuelto.pdf>
- nacion, L. (2014). *Historia del acueducto*. Obtenido de <https://www.nacion.com/opinion/foros/los-acueductos-en-la-historia/VCP24WTPKJFUHAQKXHH4XZ43PY/story/>
- PBOT. (2015). *Plan de desarrollo Ocaña*.
- Pedrosa, & Quintero. (2016). *Diseño del sistema de acueducto de la vereda el Limón del municipio de Ocaña*.
- Quintero, & Quintero. (2016). *Diseño del sistema de acueducto de la vereda el Arado municipio de Abrego*.
- RAS. (2000). *Resolucion 2115 2007*.
- RAS. (2017). *resolución 330*.
- Roa, J. (2008). *Diseño acueducto Vereda el Retiro municipio de Santa María, Boyacá*.
- RODIER. (1981). *Análisis de Aguas: aguas naturales, aguas residuales, agua de mar*. . Barcelona. Obtenido de http://www.drcalderonlabs.com/Metodos/Analisis_De_Aguas/Determinacion_de_SST.htm
- Romero, C. (2010). *Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara Barcelona*.
- Sarria, V. (2016). *Diseño de acueducto para la vereda la Mina ubicada en la zona rural del municipio de Miranda Cauca*. .

serrano, d. (s.f.). *Como funcionan las plantas purificadoras de agua*. Obtenido de Blog fibras y normas de colombia S.A.S.: <https://www.fibrasynormasdecolombia.com/terminos-definiciones/funcionan-las-plantas-purificadoras-agua/>

Terence, M. (2001). *Abastecimiento de agua y alcantarillado ingeniería ambiental*.

Unidad Nacional de Análisis y Tendencias en Salud, M. d. (2000). cuba.

vida, O. a. (2011). *Propuesta a factibilidad de un proyecto de agua potable y saneamiento en la comunidad El Chile,*.

Zamora, J. A. (2017). Curso modelado red de distribución.

Apéndice

APÉNDICE A. Planos topográficos.

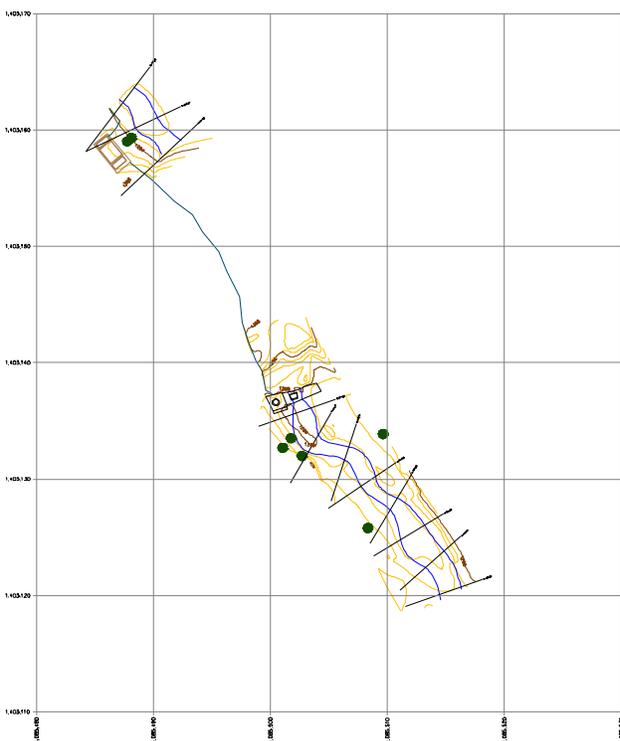


figura 14 Plano en Planta del área de estudio (Bocatoma)

Fuente: GIGMA-modificada



Figura 15 Plano perfil de la tubería Bocatoma – Desarenador (Bocatoma)

Fuente: GIGMA.

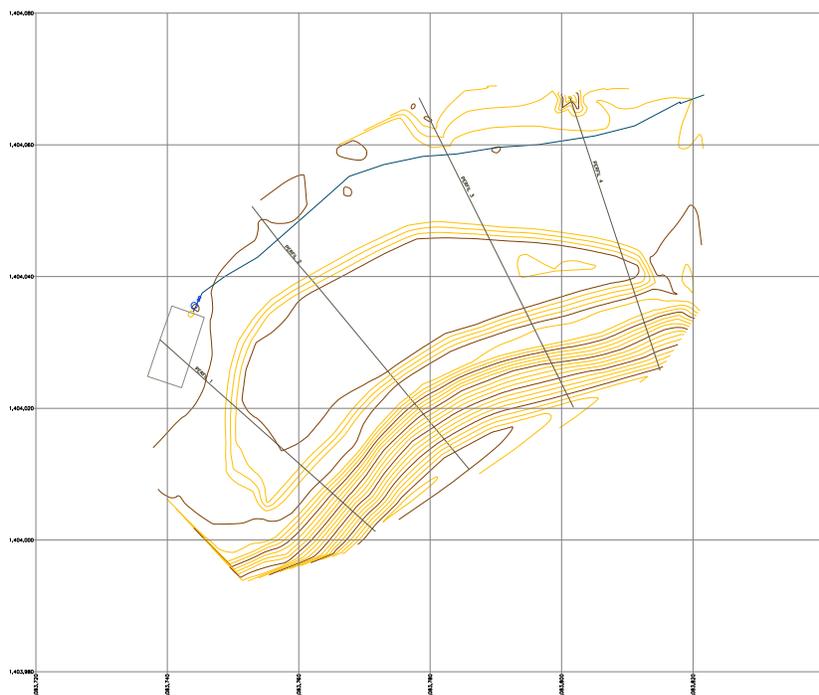


figura 16 Plano en Planta del área de estudio (Zona Tanques)

Fuente: GIGMA.

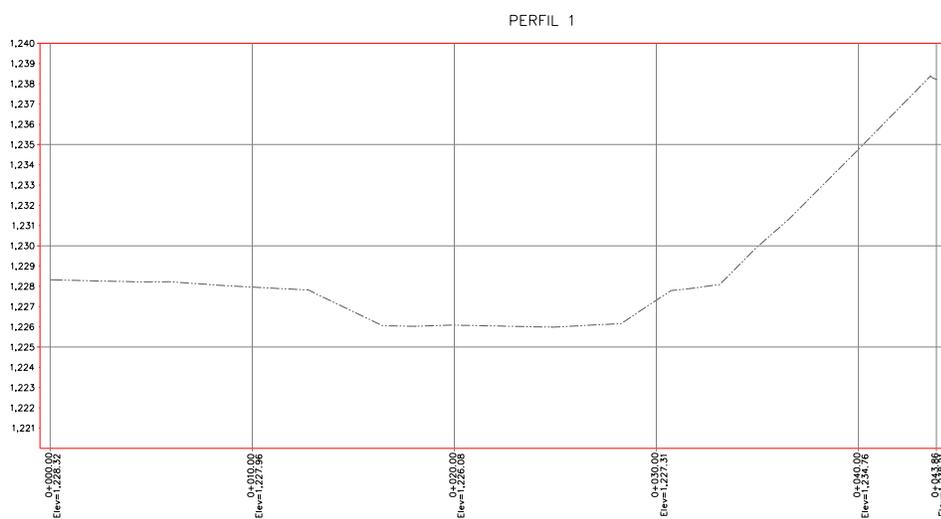


figura 17 Plano perfil de longitudinal del área de estudio.

Fuente: GIGMA.

APENDICE B. Cartera de campo.

1083761.9180,1404049.8300,1227.9690
norte,1083766.4910,1404053.0260,1227.9690

1,1083821.1463,1404034.9881,1228.3335
2,1083820.0409,1404036.7162,1228.0530
3,1083819.1626,1404039.0708,1228.7081
4,1083817.0314,1404041.9123,1228.2681
5,1083814.2301,1404047.2487,1227.8586
6,1083812.3085,1404052.6355,1227.8185
7,1083810.5242,1404057.7448,1227.8443
8,1083808.8118,1404062.3048,1227.5779
9,1083806.7234,1404066.6066,1227.6049
10,1083806.5019,1404068.8140,1226.9270
11,1083803.0522,1404068.5213,1226.7484
12,1083803.6585,1404066.5895,1227.4452
13,1083804.5021,1404065.1109,1227.1047
14,1083802.0609,1404063.4082,1227.3275
15,1083801.5594,1404066.3401,1226.4551
16,1083800.6397,1404064.9233,1227.3620
17,1083798.2650,1404064.3035,1227.2876
18,1083799.1926,1404066.8943,1227.3132
19,1083798.4785,1404068.6461,1226.9419
20,1083802.0820,1404066.5859,1225.2639
21,1083800.9061,1404066.8047,1225.1683
22,1083800.1132,1404065.6604,1225.9930
23,1083801.2721,1404067.2082,1224.7514
24,1083802.4242,1404065.6732,1225.8315
25,1083805.0907,1404061.3667,1227.6012
26,1083806.3572,1404055.8163,1227.7326
27,1083809.3571,1404049.7676,1227.8535
28,1083811.7240,1404044.4503,1227.7791
29,1083814.7210,1404041.0122,1228.4663
30,1083814.4896,1404038.9896,1227.6586
31,1083816.8668,1404037.4949,1227.9652
32,1083817.3043,1404035.7722,1228.8327
33,1083817.6396,1404033.5590,1231.0211
34,1083815.2997,1404032.4039,1231.6033
35,1083814.3938,1404034.8172,1229.0472
36,1083813.7645,1404037.6220,1228.2944
37,1083809.7123,1404036.0147,1228.4270
38,1083805.3718,1404034.8206,1228.4543
39,1083800.6907,1404033.5063,1228.3638
40,1083796.1584,1404032.3742,1228.4470
41,1083792.1296,1404031.4710,1228.3149
42,1083787.5880,1404030.0755,1228.2076
43,1083783.2604,1404028.4276,1228.1959
44,1083779.4122,1404026.2687,1228.1458
45,1083776.0717,1404024.3000,1228.0990

46,1083772.6261,1404021.8044,1227.9276
47,1083769.6285,1404018.7016,1227.9004
48,1083767.1184,1404015.7227,1227.6585
49,1083764.0602,1404012.3345,1227.8164
50,1083760.8647,1404008.9487,1227.7773
51,1083758.1032,1404005.8582,1227.6972
52,1083755.8724,1404003.9348,1227.7579
53,1083753.7625,1404004.0802,1227.9562
54,1083751.5667,1404005.7379,1227.8415
55,1083746.9965,1404002.0478,1228.0159
56,1083748.2323,1403998.8770,1228.0498
57,1083748.9716,1403996.9008,1228.7820
58,1083753.1127,1403998.6026,1228.6818
59,1083756.2240,1404000.5925,1228.2779
60,1083759.2648,1404003.8697,1228.0567
61,1083762.3089,1404007.1317,1228.0940
62,1083765.9291,1404010.5541,1228.0762
63,1083769.0220,1404013.8860,1228.1017
64,1083772.0437,1404017.4102,1228.3663
65,1083775.2973,1404020.9456,1228.3322
66,1083778.9211,1404023.4310,1228.5423
67,1083782.2036,1404025.1791,1228.4575
68,1083786.0580,1404026.9202,1228.4775
69,1083790.3147,1404028.1933,1228.7089
70,1083794.6408,1404029.1919,1228.7671
71,1083800.9313,1404030.2954,1228.9919
72,1083805.8539,1404031.5415,1228.9251
73,1083810.5799,1404033.5517,1229.0118
74,1083812.0934,1404030.9341,1231.5531
75,1083808.7014,1404029.2813,1231.6117
76,1083805.1609,1404028.0553,1231.7470
77,1083801.2692,1404027.3176,1231.9146
78,1083796.7972,1404026.4681,1232.1704
79,1083792.6817,1404025.6540,1232.0661
80,1083788.8314,1404024.7829,1231.6080
81,1083784.7474,1404023.2160,1231.6019
82,1083781.2165,1404021.2774,1231.3437
83,1083778.2421,1404019.2515,1231.6047
84,1083775.2137,1404016.9824,1231.2205
85,1083772.4630,1404013.8404,1231.5649
86,1083770.1488,1404010.3774,1231.6169
87,1083767.3762,1404007.3104,1231.4575
88,1083763.8009,1404003.6394,1231.0393
89,1083761.0015,1404000.5811,1230.9422
90,1083758.0720,1403997.9402,1230.9101
91,1083754.6193,1403996.4481,1231.6627
92,1083750.9896,1403994.9010,1231.5214
93,1083751.1725,1404002.1609,1228.0158
94,1083755.2730,1404005.8721,1226.3736
95,1083758.3931,1404009.5750,1226.2627
96,1083761.0934,1404013.0110,1226.0985
97,1083764.8070,1404016.3367,1226.1434
98,1083767.5695,1404019.9005,1226.1750
99,1083770.6766,1404023.4701,1226.0297
100,1083774.6232,1404026.4778,1225.9668
101,1083778.3791,1404028.9427,1225.9869

102,1083782.1249,1404031.4471,1225.8993
103,1083786.8510,1404032.7573,1225.9504
104,1083791.2654,1404034.4092,1225.9757
105,1083795.3097,1404035.6337,1225.9106
106,1083799.2293,1404036.8594,1225.8984
107,1083802.9704,1404037.9516,1225.9377
108,1083807.4542,1404039.2677,1225.8105
109,1083811.8057,1404039.5706,1226.0647
110,1083812.0933,1404040.8215,1226.0805.
111,1083811.4613,1404041.5593,1225.8897
112,1083807.9239,1404042.6704,1225.6405
113,1083804.5208,1404041.4631,1225.4546
114,1083798.9557,1404040.8848,1225.4947
115,1083794.2209,1404039.9925,1225.4917
116,1083790.0647,1404039.3469,1225.5695
117,1083786.3203,1404038.2552,1225.6031
118,1083782.7399,1404036.3568,1225.7060
119,1083779.2424,1404034.2981,1225.7195
120,1083775.6767,1404032.1494,1225.7534
121,1083772.2895,1404029.7868,1225.8351
122,1083769.2229,1404027.1808,1225.8114
123,1083766.4968,1404024.2934,1225.8278
124,1083763.7295,1404020.8265,1225.9077
125,1083760.5361,1404017.1918,1225.9010
126,1083757.5220,1404013.9138,1225.9812
127,1083755.2540,1404010.0844,1226.1579
128,1083752.9583,1404007.1939,1227.5715
129,1083744.8918,1404004.5149,1227.9237
130,1083748.3098,1404008.6402,1227.7906
131,1083750.3638,1404011.1926,1226.8187
132,1083753.1946,1404015.7355,1226.1951
133,1083755.0507,1404020.7736,1225.8286
134,1083757.5935,1404024.9980,1225.7790
135,1083760.0572,1404028.8138,1225.7448
136,1083763.6420,1404031.6326,1225.7620
137,1083768.2608,1404035.1405,1225.7738
138,1083774.2583,1404038.4169,1225.7099
139,1083778.8072,1404040.4004,1225.6253
140,1083784.3562,1404041.8686,1225.5454
141,1083789.6762,1404042.6278,1225.5435
142,1083794.6730,1404043.2776,1225.4795
143,1083799.6530,1404043.3169,1225.5170
144,1083804.2000,1404043.7247,1225.8074
145,1083800.1933,1404044.3747,1225.7284
146,1083796.0406,1404044.8577,1225.7721
147,1083791.7990,1404045.1509,1225.8156
148,1083787.0863,1404045.5060,1225.8262
149,1083782.6292,1404045.6163,1225.8233
150,1083777.9157,1404045.4510,1225.8275
151,1083773.3290,1404043.3721,1225.8591
152,1083767.7366,1404040.3014,1225.8220
153,1083763.5198,1404038.3664,1225.9644
154,1083759.6549,1404036.4441,1226.0165
155,1083755.8602,1404033.9159,1226.1233
156,1083753.4405,1404029.7923,1225.9889
157,1083752.1571,1404025.7347,1225.8669

158,1083751.4530,1404021.7885,1225.9688
159,1083750.9212,1404017.0515,1226.1417
160,1083750.1908,1404013.3677,1226.6432
161,1083748.3765,1404012.1004,1227.7911
162,1083745.3967,1404008.3095,1227.8067
163,1083742.0294,1404005.6335,1228.0265
164,1083738.3026,1404008.0248,1227.9030
165,1083740.3511,1404011.3012,1227.9214
166,1083743.4250,1404014.9042,1227.8275
167,1083748.4219,1404014.9597,1227.8214
168,1083748.3267,1404018.4894,1227.7745
169,1083748.4208,1404021.6794,1227.8159
170,1083749.0250,1404026.1439,1227.8201
171,1083750.4802,1404030.4095,1227.7132
172,1083752.5827,1404033.6878,1227.7651
173,1083755.6070,1404036.6133,1227.6165
174,1083759.2372,1404039.2278,1227.7297
175,1083763.6795,1404041.9124,1227.7895
176,1083767.8962,1404044.2068,1227.7600
177,1083771.9976,1404046.3131,1227.8329
178,1083776.4919,1404048.0934,1227.6896
179,1083781.1186,1404048.7558,1227.7230
180,1083786.6095,1404048.2630,1227.7160
181,1083791.2740,1404047.8048,1227.7310
182,1083795.8272,1404047.6776,1227.7931
183,1083800.4962,1404047.0415,1227.7953
184,1083804.7376,1404046.4690,1227.8176
185,1083809.2298,1404045.4374,1227.8160
186,1083812.3539,1404043.8326,1227.8155
187,1083810.3266,1404049.8917,1227.9206
188,1083805.1896,1404051.5031,1227.8617
189,1083801.0436,1404053.1837,1227.7833
190,1083796.4984,1404054.3221,1227.8580
191,1083791.7623,1404053.9547,1227.9063
192,1083787.4311,1404054.1175,1227.9329
193,1083783.7111,1404053.9790,1227.9618
194,1083779.4945,1404053.6360,1227.9227
195,1083775.3261,1404053.0506,1227.9136
196,1083771.0925,1404051.7465,1227.885
197,1083767.3599,1404049.8398,1227.8933
198,1083768.7149,1403393.0128,1224.7994
199,1083757.6651,1404044.4739,1227.8859
200,1083754.0001,1404040.8349,1227.8190
201,1083745.6297,1404033.8022,1228.0487
202,1083743.8951,1404028.3848,1228.2338
203,1083742.1583,1404023.1330,1228.2137
204,1083742.8810,1404018.3106,1227.9823
205,1083739.7541,1404014.7554,1227.9813
206,1083737.0086,1404024.8536,1228.1755
207,1083738.8880,1404030.4175,1228.3210
208,1083740.6971,1404035.5505,1228.2945
209,1083743.9457,1404034.6952,1228.5417
210,1083744.0917,1404035.1268,1227.9337
211,1083744.7295,1404036.4228,1228.0070
212,1083744.9107,1404036.8251,1228.0191
213,1083745.3198,1404037.5131,1228.0286

214,1083748.7943,1404040.0558,1227.9341
215,1083753.7150,1404042.9190,1227.9096
216,1083750.4094,1404047.3501,1228.1164
217,1083752.8967,1404050.6552,1228.0184
218,1083756.6001,1404053.0563,1228.2699
219,1083759.6794,1404055.5809,1228.0550
220,1083763.6977,1404051.6785,1227.8839
221,1083766.9614,1404053.2366,1228.0692
222,1083767.6801,1404055.2305,1227.8753
223,1083772.9510,1404057.0048,1227.9617
224,1083778.8486,1404058.2387,1227.7912
225,1083784.0440,1404058.6205,1227.9479
226,1083790.3245,1404059.6158,1228.0135
227,1083796.4160,1404060.0406,1227.8409
228,1083811.0898,1404062.8741,1227.7338
229,1083818.0168,1404066.5239,1227.7797
230,1083818.0425,1404066.2749,1227.7620
231,1083821.6751,1404067.5918,1227.2217
232,1083790.3775,1404068.5043,1226.5316
233,1083785.1194,1404069.0078,1226.3681
234,1083778.3083,1404067.1458,1226.1978
235,1083780.1432,1404064.4264,1226.3094
236,1083779.7980,1404064.1367,1225.6565
237,1083778.8747,1404063.4018,1226.3424
238,1083777.8096,1404064.4832,1226.3659
239,1083776.5429,1404065.9193,1226.1588
240,1083777.3016,1404065.6885,1225.7263
241,1083774.8481,1404063.7275,1227.8910
242,1083770.6947,1404061.9297,1227.9060
243,1083766.7365,1404059.8924,1228.1162
244,1083762.9636,1404058.2571,1227.8719
245,1083764.9196,1403999.4743,1234.5123
246,1083771.1893,1404006.5960,1234.4409
247,1083777.2324,1404015.1422,1233.8915
248,1083783.5719,1404018.8699,1234.1828
249,1083806.8420,1404025.0749,1234.9340
250,1083814.5651,1404026.3926,1235.6009
251,1083818.5189,1404030.9232,1233.2735
252,1083814.9938,1404025.7197,1236.3731
253,1083768.1793,1404046.6298,1230.5035
254,1083789.4700,1404015.9340,1238.3280
255,1083782.2504,1404012.2193,1238.2329
256,1083775.6880,1404005.3634,1238.6718
257,1083772.0407,1404002.0381,1238.4969
258,1083770.3302,1404000.3216,1238.2001
259,1083767.4683,1403998.1772,1237.7728
260,1083766.0618,1403998.2911,1236.5399
261,1083763.9854,1403997.7634,1234.8950
262,1083758.1965,1403996.4518,1232.1065
263,1083751.6238,1403993.5972,1232.7846

APENDICE C. PLANOS ESTRUCTURAS DEL SISTEMA

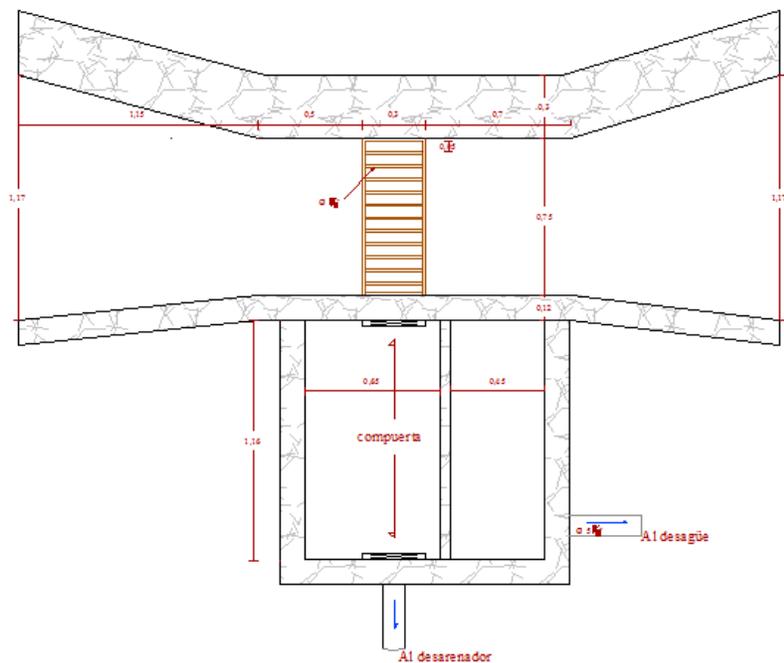


Figura 18 Planta bocatoma

Fuente: Autor

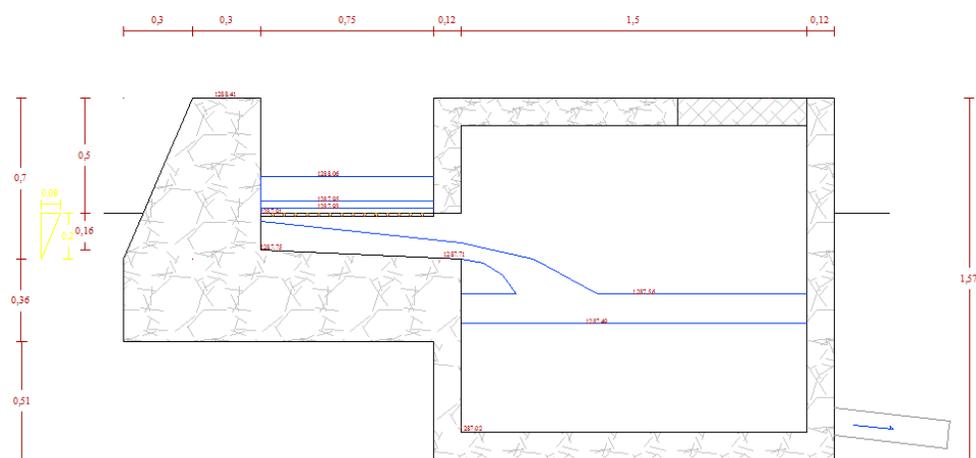


Figura 19 Perfil Bocatoma

Fuente: Autor

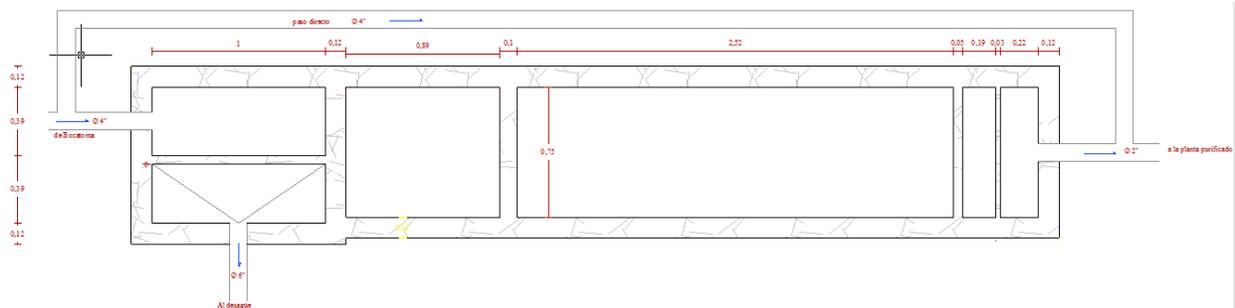


Figura 20 Planta Desarenador

Fuente: Autor

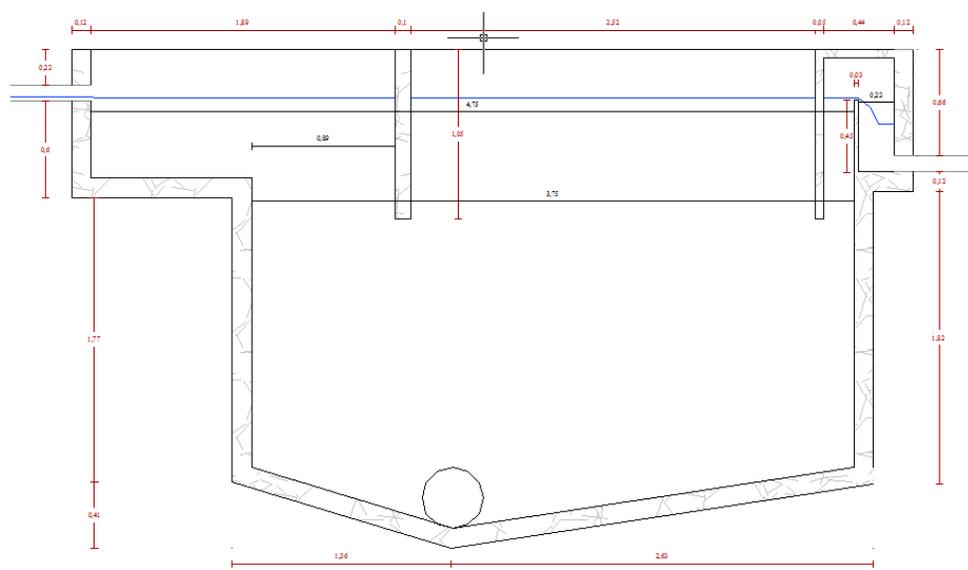


Figura 21 Perfil Planta de tratamiento

Fuente: Autor

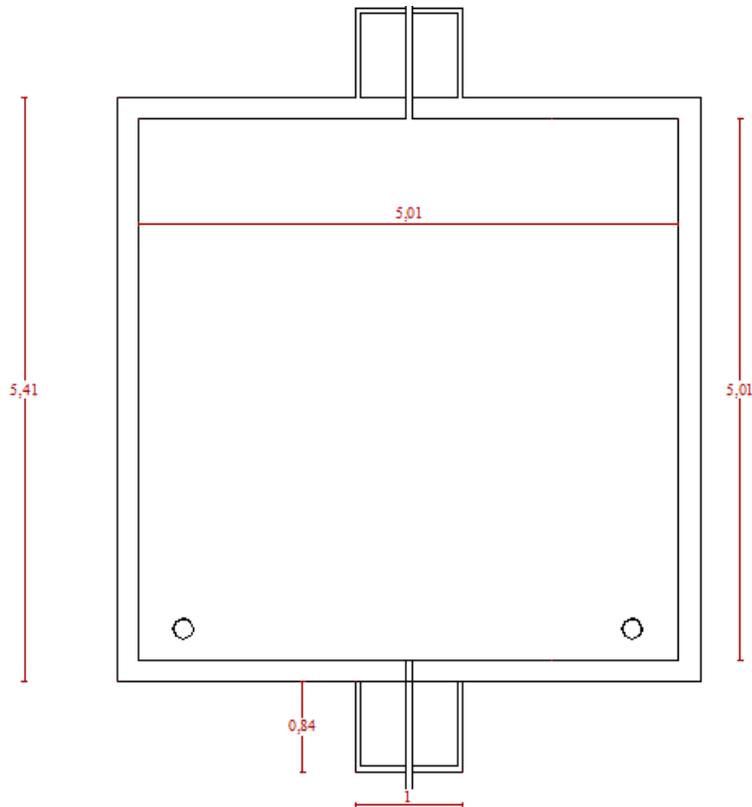


Figura 22 Planta Tanque de Almacenamiento

Fuente: Autor.

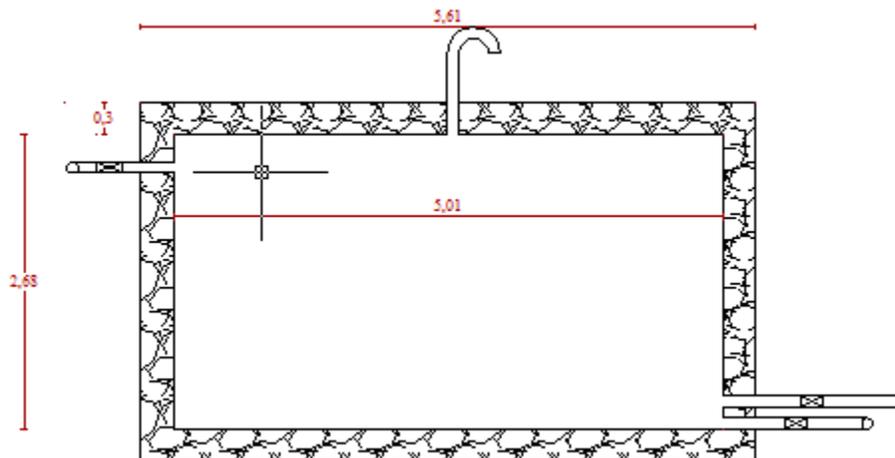


Figura 23 Perfil Tanque.

Fuente: Autor.

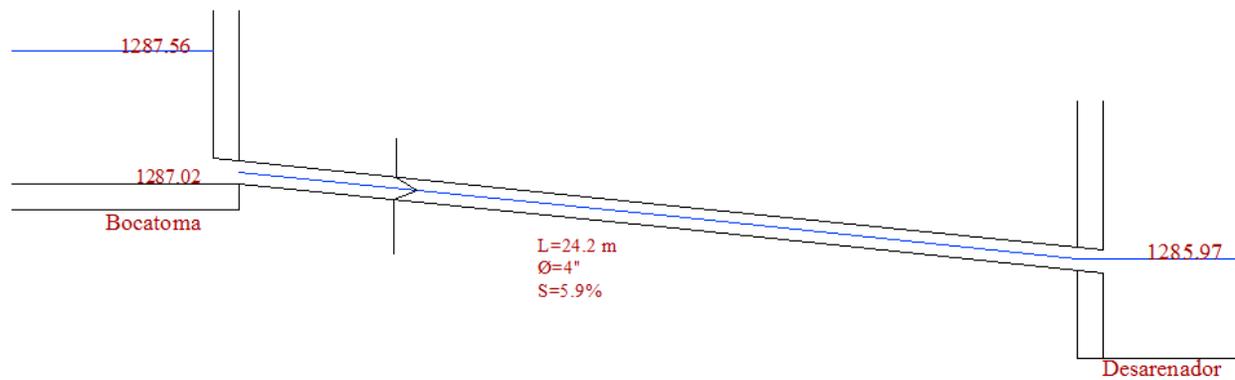


Figura 24 Línea de aducción.

Fuente: Autor.