	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		i(152)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	DANNY FERNANDO TORRADO PAEZ EDINSON GUERRERO LOBO		
FACULTAD	FACULTA DE INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	LEANDRO OVALLOS MANOSALVA		
TÍTULO DE LA TESIS	PROPUESTA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDAD MATA DE FIQUE DEL MUNICIPIO DE ABREGO NORTE, DE SANTANDER.		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL PROYECTO CONSISTE EN EL DISEÑO DEL ACUEDUCTO PARA LA VEREDA MATA DE FIQUE, DEL MUNICIPIO DE ABREGO, NORTE DE SANTANDER, DEBIDO A QUE ESTA VEREDA PRESENTA UNA SITUACIÓN ACTUAL QUE AFECTA LAS CONDICIONES DE VIDA DE UNA POBLACIÓN, DE 50 FAMILIAS POR ESTA RAZÓN EL PROYECTO CONTARA CON UNA TOPOGRAFÍA DEL TERRENO UN DISEÑO DE LOS ELEMENTOS UNA MODELACIÓN EN EL PROGRAMA EPANET Y UN PRESUPUESTO.NORMAS RAS 2010</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS:	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM:



PROPUESTA DE DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA MATA
DE FIQUE DEL MUNICIPIO DE ABREGO, NORTE DE SANTANDER.

AUTORES

EDINSON GUERRERO LOBO

DANNY FERNANDO TORRADO PAEZ

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniero Civil

Director

LEANDRO OVALLOS MANOSALVA

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERIA CIVIL

Ocaña, Colombia

Marzo 2017

DEDICATORIA

Quiero dar gracias primordialmente a Dios por regalarme la oportunidad de culminar esta hermosa carrera, dándome las fuerzas necesarias para no rendirme en las dificultades y perseverar por lo que ya es un hecho, el ser ingeniero civil.

A mi madre y mi padre, por ser el eslabón que mantuvieron unido las ganas de seguir luchando en esta etapa tan importante de mi vida. Mil gracias por ser mis guías y por su apoyo incondicional que hicieron posible el logro de ser un profesional.

A mis hermanos por estar presente y ser parte de mi vida, por contar con su apoyo y ánimo en los momentos difíciles y por brindarme siempre su cariño y afecto para hacerme sentir que no estaba solo.

A mi familia, por estar ahí en esos momentos de necesidad e igualmente por creer en mí y haber impulsado el deseo de superación y anhelo de lograr este gran triunfo.

A cada uno de los docentes de la Alma Mater, por sus conocimientos y enseñanzas de aprendizaje, a ellos les debo gran parte de lo que soy como profesional.

EDINSON GUERRERO LOBO

DEDICATORIA

Este gran logro, se lo dedico en primera instancia a Dios, por estar pendiente de mi vida y saber guiarme por el buen camino dándome las fuerzas necesarias para culminar esta carrera sin perder nunca la paciencia y la tranquilidad.

A mis padres por su apoyo, paciencia y dedicación para darme fuerzas e infundir en mí las ganas de luchar y no rendirme ante los obstáculos y los momentos difíciles de desesperación, gracias por estar presente cuando más los necesitaba.

A mi hermano, por estar presente, brindándome su compañía y apoyo en los momentos difíciles, por sus consejos y por la motivación constante que ha permitido ser merecedor de este gran triunfo.

A los maestros de la Universidad que humildemente influyeron en todo mi proceso de aprendizaje con los que tuve el gusto de compartir aprender mucho de su experiencia y enseñanzas, gracias por ser parte de mi formación profesional.

Por ultimo con todo mi cariño y afecto, doy gracias a todas las personas que estuvieron presentes en mi vida para hacer posible que lograra este sueño, por motivarme y darme alientos ante los inconvenientes. A ustedes por siempre mi sincero y gran agradecimiento.

DANNY FERNANDO TORRADO PAEZ

AGRADECIMIENTOS

En primera instancia, queremos agradecer a Dios, por ser el motor principal que nos dio las fuerzas necesarias y ante todo su infinito amor para continuar con nuestro recorrido superando todas las adversidades que se presentaron en este difícil camino, gracias señor por permitirnos hacer realidad este éxito en nuestras vidas.

A nuestros padres por ser el cimiento fundamental en todo lo que somos, por su apoyo en toda nuestra educación tanto académica y en la vida, gracias por brindarnos su afecto, creer en nosotros y darnos la oportunidad de realizarnos como profesionales en nuestras vidas.

A la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, por habernos acogido con los brazos abiertos y aceptarnos para ser parte de ella y de esta hermosa carrera, así como también a todo su gabinete de docentes que nos brindaron sus conocimientos y su apoyo para seguir adelante día a día.

Agradecemos también a nuestro director del proyecto, el Ingeniero Leandro Ovallos Manosalva, por habernos permitido recurrir a su capacidad y conocimiento, así como también por habernos tenido toda la paciencia para guiarnos durante el desarrollo de la tesis.

A la comunidad beneficiaria y asentada en el área de ejecución del proyecto a ellos gracias por brindarnos su cordialidad y su colaboración para poder recopilar toda la información necesaria y llevar a cabo cada uno de los trabajos de campo contando siempre con su apoyo.

EDINSON GUERRERO LOBO

DANNY FERNANDO TORRADO PÁEZ

Índice

Capítulo 1. Propuesta de diseño del sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique del municipio de Abrego, Norte de Santander.	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.3 Justificación.....	2
1.4 Objetivos	3
1.4.1 Objetivo General.	3
1.4.2 Objetivos Específicos.	3
1.5 Delimitaciones.....	4
1.5.1 Operativa.	4
1.5.2 Conceptual.	5
1.5.3 Geográfica.	5
1.5.4 Temporal.....	5
 Capítulo 2. Marco referencial.....	 6
2.1 Marco histórico	6
2.2 Marco Conceptual	8
2.2.1 Elementos de un sistema de acueducto.....	8
2.2.2 Usos del agua.....	10
2.3 Marco Teórico.....	11
2.3.1 Epanet 2.0.....	13
2.4 Marco Legal	14
 Capítulo 3. Diseño metodológico	 16
3.1 Tipo de investigación	16
3.2 Alcances de estudio.....	16
3.3 Recolección de información.....	17
3.3.1 Técnicas de recolección de información.	17
3.3.2 Instrumentos para la recolección de información.....	18

Capítulo 4. Realizar un estudio de diseño para un sistema de acueducto que beneficie la vereda Mata de Fique del Municipio de Ábrego, Norte de Santander.	19
4.1 Conocer las condiciones preliminares correspondientes a la zona de estudio.	19
4.1.1 Ubicación Geográfica.	19
4.1.2 Reseña histórica.	20
4.1.3 Vías de acceso y medios de transporte.	21
4.1.4 Geología y suelos.	21
4.1.5 Relieve y topografía.	22
4.1.6 Hidrología y climatología.	23
4.1.7 Actividad económica.	23
4.1.8 Trabajo de campo y de oficina.	23
4.2 Conocer las condiciones topográficas correspondientes a la zona de estudio, para identificar las coordenadas de trazado de la red.	32
4.3 Diseñar cada uno de los elementos que constituyen el sistema de acueducto, (bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento y red de distribución), a fin de transportar adecuadamente el agua a la comunidad.	34
4.3.1 Estudio de población y caudal de consumo.	34
4.3.2 Captación.	42
4.3.3 Aducción captación-desarenador.	63
4.3.4 Desarenador.	69
4.3.5 Línea de conducción desarenador-tanque de almacenamiento.	83
4.3.6 Tanque de almacenamiento.	99
4.3.7 Tanquilla quiebre de Presión.	110
4.4 Modelar la línea de conducción en el software EPANET 2.0 para sistemas de distribución de agua potable, para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías.	116
4.4.1 Procedimiento de simulación en Epanet.	116
4.4.2 Obtención de resultados.	119
4.5 Elaborar presupuesto general del sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique, para conocer el costo total de los elementos del sistema.	123
Capítulo 5. Conclusiones	125
Capítulo 6. Recomendaciones	126
Referencias.....	128
Apéndices.....	130

Apéndice A. Levantamiento topográfico del terreno.....	121
Apéndice B. Recolección de información del lugar del proyecto.....	122
Apéndice C. Registros fotográficos de la zona de estudio.....	123
Apéndice D. Simulación hidráulica en Epanet.....	124
Apéndice E. Diseño de elementos hidráulicos.....	125

Lista de Tabla

Tabla 1. Normas ambientales vigentes.....	15
Tabla 2. Parámetros para una fuente y resultados.....	26
Tabla 3. Sección transversal del cauce promedio.....	28
Tabla 4. Velocidad del cauce.....	28
Tabla 5. Sección transversal del cauce promedio.....	29
Tabla 6. Velocidad del cauce.....	30
Tabla 7. Sección transversal del cauce promedio.....	31
Tabla 8. Velocidad del cauce.....	31
Tabla 9. Registro de población de la vereda Mata de Fique.....	35
Tabla 10. Asignación del nivel de complejidad.....	36
Tabla 11. Método de cálculo para proyecciones según el nivel de complejidad.....	36
Tabla 12. Proyección de población vereda Mata de Fique.....	37
Tabla 13. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema.....	40
Tabla 14. Proyecciones de población y demanda de consumos.....	42
Tabla 15. Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad.....	57
Tabla 16. Ecuaciones de intensidad según el tiempo de retorno.....	58
Tabla 17. Periodo de retorno o grado de protección.....	58
Tabla 18. Constante de velocidad superficial.....	59
Tabla 19. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning.....	64
Tabla 20. Presiones de diseño red distribución.....	87
Tabla 21. Presiones de diseño mejoradas red de distribución.....	88

Tabla 22. Tramos de tuberías y sus respectivas presiones.....	90
Tabla 23. Calculo de ventosas en red de distribución.....	97
Tabla 24. Ubicación de válvulas ventosas y purgas en red principal.....	98
Tabla 25. Ubicación de válvulas ventosas y purgas en redes de reparto.....	98
Tabla 26. Coeficientes para el consumo máximo horario.....	100
Tabla 27. Curva de consumos.....	101
Tabla 28. Dimensionamiento de tanques según el caudal de diseño y la cabeza de presión.....	110
Tabla 29. Dimensiones de vertederos en tanquillas de quiebre de presión.....	115
Tabla 30. Presupuesto general del sistema de acueducto.....	123

Lista de Figuras

Figura 1. Vista aérea del sitio de estudio.....	20
Figura 2. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos.....	25
Figura 3. Sección transversal del cauce.....	28
Figura 4. Sección transversal del cauce.....	30
Figura 5. Sección transversal del cauce.....	31
Figura 6. Aforo del cauce quebrada el Silencio.	32
Figura 7. Diseño de rejilla de captación.....	47
Figura 8. Diseño canal de aducción.....	51
Figura 9. Delimitación de la cuenca hidrológica mediante Google Earth.....	56
Figura 10. Plano en planta de estructura de captación.	62
Figura 11. Plano en planta aducción captación-desarenador.	69
Figura 12 Plano en planta desarenador.	82
Figura 13. Sección transversal del desarenador.....	82
Figura 14. Plano en planta la red de conducción y reparto, acueducto vereda Mata de Fique.....	92
Figura 15. Plano en planta red de distribución y reparto con ubicación de ventosas y purgas.....	93
Figura 16. Perfil red principal, conducción y reparto con ubicación de válvulas.	94
Figura 17. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 2.....	94
Figura 18. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 6.....	95
Figura 19. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 5 y tanquilla 6.....	95
Figura 20. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 3, 4, 5, 8, 9.....	96
Figura 21. Perfil tanque de almacenamiento semienterrado.....	109
Figura 22. Plano en planta tanque de almacenamiento.....	109

Figura 23. Perfil, Modelo de tanquilla propuesto por Freddy Corcho.....	111
Figura 24. Perfil, Modelo de tanquilla propuesto por Autores del proyecto.....	111
Figura 25. Planta, Modelo de tanquilla propuesto por autores del proyecto.....	112
Figura 26. Perfil, vertederos de tanquilla propuesto por autores del proyecto.....	112
Figura 27. Perfil cámara de reparto en tanquilla de quiebre de presión.....	114
Figura 28. Incorporación de plantilla de trabajo o fondo de pantalla.....	116
Figura 29. Introducción de embalses, nodos y tramos de tubería.....	117
Figura 30. Propiedades de nodos o conexiones.....	117
Figura 31. Propiedades de tramos de tubería.....	118
Figura 32. Establecimiento de los valores por defecto.....	119
Figura 33. Proceso de simulación del software epanet.....	120
Figura 34. Obtención de resultados mediante la herramienta tabla.....	121
Figura 35. Resultados de simulación.....	121
Figura 36. Copia de datos obtenidos de simulación.....	122

Resumen

El presente proyecto consiste en el diseño del acueducto para la vereda Mata de Fique, zona rural del Municipio de Abrego, Norte de Santander, debido a que esta vereda presenta una situación actual que afecta las condiciones de vida de la población representada en 50 familias, que por falta de planeación e intervención de entidades públicas no cuenta aún con el servicio de agua potable, lo que ha obligado a la comunidad a surtirse del preciado líquido de forma no adecuada sin conocer las características del agua que consumen. El diseño del acueducto de la vereda tiene como propósito brindar de forma eficiente y en óptimas condiciones el suministro de agua potable por gravedad para la población perteneciente a la vereda Mata de Fique, estimando la posible expansión a nuevos usuarios que podrían incorporarse al sistema en llegado caso de ocurrir un aumento poblacional, en el trabajo de grado se desarrolló la topografía del terreno y el diseño hidráulico de cada uno de los elementos que componen al sistema de acueducto (Bocatoma, Línea de aducción, desarenador, conducción y tanque de almacenamiento) además se presenta la simulación de las redes de distribución realizada a través del software Epanet en donde se incorporan las tanquillas de quiebre de presión y las válvulas ventosas y purgas necesarias para el sistema de acueducto, con el fin de conocer el costo total a la hora de construirse. El diseño del sistema de acueducto veredal no incluye una planta de tratamiento, ya que la comunidad prefiere utilizar soluciones independientes de potabilización evitando el costo que genera la operación y mantenimiento del agua potable.

Introducción

Los acueductos de pequeña escala, en general considerados acueductos veredales que abastecen por lo general a una población rural, el estado los tiene abandonados ya que el sistema de agua potable es de carácter prioritario para el ser humano en cualquier parte del mundo. Por tal motivo la ley 142 de 1994, actualizada en el año 2016 el estado está en obligación de garantizar las condiciones mínimas de calidad de vida, por lo cual hace valer este derecho que se debe hacer mediante la administración municipal y las entidades públicas ambientales encargadas del cuidado y la regulación de los afluentes hídricos del país, ya que permite el desarrollo de la comunidad teniendo en cuenta que estos acueductos veredales no solo son de consumo humano pues también se da el uso consuntivo dado que la economía de la región depende en gran parte de la variedad de cultivos presentes en la zona.

Como proyecto se propone el diseño del acueducto en la Vereda Mata de Fique del Municipio de Abrego con la participación de la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña mediante un trabajo de extensión a la comunidad. El proyecto se ubica en la vereda Mata de Fique, con Coordenadas $7^{\circ}58'41,30''N$; $73^{\circ}14'41,46''O$, elevación 1955m, localizado en la zona oriental del Municipio de Abrego, en el cual se considera atender una demanda de 50 familias. Dentro de las memorias de cálculos y diseños presentados de los distintos elementos necesarios para el suministro de agua se presentan los estudios necesarios para realizar una captación de fondo, una línea de aducción bocatoma-desarenador, un desarenador, una línea de

conducción desarenador-tanque, tanque de almacenamiento y distribución. También se presenta su respectivo presupuesto.

El proyecto al ser de carácter colectivo para uso de más de un usuario, requiere de visitas de campo y estudios topográficos por lo que es necesario tener en cuenta que el siguiente documento enmarca dos partes, una la cual corresponde al trabajo de campo para la recolección de información necesaria y la segunda parte el trabajo de oficina que es el procesamiento de la información recopilada para llevar a cabo la elaboración de los cálculos

Capítulo 1. Propuesta de diseño del sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique del municipio de Abrego, Norte de Santander.

1.1 Planteamiento del problema

Los sistemas de acueductos son la base para el desarrollo de una comunidad, el suministro de agua potable es una de las necesidades básicas para el ser humano en cualquier parte del mundo.(Rosina Lajo Perez, 1990)

En el Departamento de Norte de Santander según datos suministrados por el DANE el 55% de las veredas no cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable, lo que repercute en un bajo nivel de la calidad de vida para estos sectores.

En la vereda Mata de Fique del Municipio de Ábrego Norte de Santander, no se cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable, por tal razón los habitantes realizan el autoabastecimiento desde quebradas o arroyos cercanos usando mangueras de polietileno o transportándola directamente en envases desde la fuente hasta sus viviendas; de la misma manera la población no posee sistemas de tratamientos y disposición de aguas residuales, razón por la cual se presenta en algunas zonas focos de contaminación por la presencia de vertimientos directos al suelo y a fuentes de aguas superficiales cercanas a las viviendas.

De acuerdo a lo anterior, se propone el diseño del sistema de acueducto con el fin de garantizar el correcto funcionamiento durante su periodo de vida útil, de 25 años, según lo establecido en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo elaborar suministro de agua en las viviendas de la Vereda Mata de Fique del Municipio de Abrego, debido a que no cuenta con un Sistema de Acueducto que cumpla con los requisitos y especificaciones estipulados en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2010?

1.3 Justificación

Es importante mencionar que el Municipio de Abrego no cuenta con una herramienta de planeación definida en el tema de servicios públicos, ya que no tiene formulado el Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado, reduciendo así la capacidad de gestión financiera para adquirir recursos que contribuyan al desarrollo de este sector tan importante del Municipio y con ello estar en condiciones de ofrecer a sus habitantes, protección, subsistencia y defensa de los derechos a la salud y acceso a los servicios públicos domiciliarios; generando mejores condiciones en la calidad de vida de sus habitantes.

Este proyecto es necesario ya que el acceso de agua segura es un factor esencial para mejorar la salud pública, reducir pobreza y facilitar el desarrollo económico, particularmente en regiones donde la gran parte de la población está afectada por enfermedades relacionadas con el agua.

La falta de agua potable afecta principalmente a los habitantes pobres de las comunidades rurales, cuyo sustento depende de la disponibilidad de agua y de los recursos que proporcione la tierra.

Es de carácter urgente y prioritario el diseño de este sistema de acueducto para solucionar el problema de distribución de agua potable en la vereda Mata de Fique del Municipio de Ábrego.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General. Realizar un estudio de diseño para un sistema de acueducto que beneficie la vereda Mata de Fique del Municipio de Ábrego, Norte de Santander.

1.4.2 Objetivos Específicos. Conocer las condiciones topográficas correspondientes a la zona de estudio, para identificar las coordenadas de trazado de la red.

Diseñar cada uno de los elementos que constituyen el sistema de acueducto, (bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento y red de distribución), a fin de transportar adecuadamente el agua a la comunidad.

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

Elaborar presupuesto general del sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique, para conocer el costo total de los elementos del sistema.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Operativa. Para llevar a cabo el diseño del acueducto para la vereda Mata de Fique, se realizaron: Estudios topográficos comprendidos en una cartera de campo y abarca solo la población de diseño tomando coordenadas desde el afluente hídrico donde se ubicara la captación y posteriormente cada uno de los elementos que conforman el acueducto: (línea de aducción, desarenador, línea de conducción, tanque de almacenamiento y distribución). Igualmente se hizo el reconocimiento del afluente hídrico para determinar el punto de captación y se utilizó el software libre Epanet de la FAO, para simular hidráulicamente las redes del sistema.

1.5.2 Conceptual. El proyecto se encuentra enfocado en el estudio y diseño del sistema de acueducto para la vereda Mara de Fique que consta de obra de captación, línea de aducción, Desarenador, línea de conducción, tanque de almacenamiento, Red de distribución y reparto.

1.5.3 Geográfica. Abrego es uno de los cuarenta municipios que conforman el departamento de Norte de Santander. Está ubicado en la subregión occidental junto a los municipios de la Playa, Cáchira, Convención, El Carmen, Hacarí, La Esperanza, Ocaña, San Calixto y Teorama. Se encuentra entre los pisos térmicos cálido, templado, frío y páramo. Su temperatura aproximada es de 21°C, y su precipitación media anual es de 1100mm. Su cabecera municipal se encuentra ubicada a los 08°0'00'' latitud norte y 73°14'00'' Longitud. Se encuentra a una altura aproximada de 1398m sobre el nivel del mar. (PBOT)

Por tamaño, Abrego es el segundo municipio más grande de la provincia de Ocaña con un total de 1.413 kilómetros cuadrados, equivalentes al 6,52% de la superficie departamental y que a su vez se encuentra dividido políticamente en siete (7) corregimientos y 126 veredas. Específicamente el proyecto de acueducto a diseñar se encuentra localizado en la vereda Mata de Fique, Corregimiento El Tabaco, que representa aproximadamente el 17,38% de la extensión territorial municipal. (PBOT).

1.5.4 Temporal. El desarrollo del proyecto tiene prevista una duración total de cinco (5) meses contemplados en dos (2) meses para la recolección de toda la información necesaria y tres (3) meses para el análisis, procesamiento de información recolectada y diseño del sistema de acueducto.

Capítulo 2. Marco referencial

2.1 Marco histórico

La palabra acueducto se deriva de la palabra latina aquaeductus, que significa conducción de agua. Hacia el año 700 a.C., Senaquerib, rey de Asiria de 704 a 681 a.C., mandó construir un acueducto que abasteciera de agua su capital, Nínive. Por la misma época, Ezequías, rey de Judá entre 715 y 686 a.C., aproximadamente, edificó a su vez un acueducto que lleva el agua a Jerusalén. Pero el sistema de transporte de agua más extenso de la antigüedad fue quizá el construido por los romanos. El primero que construyeron, Agua Apia, era un acueducto subterráneo de 16 km de longitud. Fue erigido durante el mandato de Apio Claudio (llamado el Ciego), por lo cual se llamó posteriormente Vía Apia, hacia el año 310 a.C. El primer acueducto romano que transportaba el agua sobre la superficie del suelo fue el Agua Marcia, en Roma; tenía una longitud de 90 km y fue construido por el pretor Marcio en el año 144 a.C. La sección de este acueducto, soportada por puentes, medía unos 16 km. Diez acueductos suministraban agua a la antigua ciudad de Roma, unos 140.000 m³ de agua al día. En la actualidad se encuentran porciones de ellos que todavía están en funcionamiento, y proporcionan agua a las fuentes de Roma. Los antiguos romanos también construyeron acueductos en otros lugares de su imperio, muchos de los cuales se mantienen todavía en buen estado: el acueducto sobre el canal de Francia; el de Segovia en España y el de Éfeso en Turquía. (Fundación Héctor A. García, 2005, s.p)

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 desarenadores. 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. (Acosta Álvarez, 2014, pág. 19)

En 1914, el sistema privado tampoco fue la respuesta a las necesidades del servicio de la ciudad. Por esto en el año 1990 el Acueducto regresó a la municipalidad y empezaron una serie de obras para solucionar el problema de abastecimiento que venía sufriendo la ciudad. Se construyeron tanques en las zonas altas de la ciudad y se renovaron tuberías. En 1920 se inició la desinfección del agua por medio del Cloro y a finales de esta década se constituyó una nueva empresa con el Tranvía y el Acueducto. (Dueñas Rubio, 2010, pág. 9)

Actualmente la población rural de Colombia enfrenta una situación crítica por la falta de acueductos, en nuestro caso la población de la vereda Mata de Fique del municipio de Abrego Norte de Santander no cuenta con una forma segura y eficiente de obtener el preciado líquido y se ven obligados a captar el agua sin los requerimientos mínimos para su consumo. El municipio de Abrego en cumplimiento de sus funciones debe garantizar como mínimo las condiciones dignas de la calidad vida de su población y de las veredas en donde tiene jurisdicción entre las que se incluye la vereda Mata de Fique y por falta de gestión de las entidades públicas ambientales se encuentra en total abandono pues no se realizan ni siquiera los mínimos controles de las concesiones que legalizan la captación de agua en un afluente hídrico.

Esta cifra, que equivale por lo menos a 3,1 millones de colombianos, tiene en el Atlántico y el Pacífico a las regiones con mayor población carente del servicio. (Ávila Jiménez, 2015).

2.2 Marco Conceptual

Un 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. (Anónimo, 2014).

2.2.1 Elementos de un sistema de acueducto

2.2.1.1 La fuente de abastecimiento. Es el primer componente esencial de todo acueducto y corresponde al afluente hídrico del cual se capta el caudal necesario para abastecer una determinada demanda. Por lo general el tipo de fuentes para acueductos de pequeña escala depende de las microcuencas existentes producto de la topografía y la diversidad de ecosistemas existentes de zona.

2.2.1.2 La captación. Tiene como propósito recoger el agua de los afluentes hídricos para luego ser conducida hasta su disposición final. Las captaciones se clasifican en:

Captaciones de aguas subterráneas: son las que utilizan las fuentes superficiales como las nacientes, así como las sub-superficiales como drenajes o pozos de poca profundidad o acuíferos separados por medio de la perforación de pozos profundos.

Captaciones de aguas superficiales: son las que usan escorrentías y depósitos superficiales como ríos, lagos y embalses. Su captación se hace mediante represas, canales, pozos y drenajes. Existen dos tipos de tomas:

Tomas de fondo: son las que se extienden transversalmente, o sea al lado a lado del río. Un ejemplo de este tipo de tomas son las represas, las cuales tienen un canal en la parte de arriba con una rejilla de metal diseñada para el paso del agua.

Toma lateral: se ubican al margen del río y tienen una rejilla de metal colocada de forma vertical. Las formas de las captaciones varían de acuerdo con la topografía del terreno y el tipo de sistema que se va a instalar. (Martínez, 2010)

2.2.1.3 La aducción. Es la tubería que conduce el agua de la caja de derivación de la captación hasta el desarenador o sedimentador de partículas. En la aducción se tiene en cuenta el paso del fluido por dicho conducto ya que para llegar al desarenador el flujo no debe manejar altas velocidades que perjudiquen el proceso de sedimentación para lo cual se diseña siempre a flujo libre utilizando canales abiertos o cerrados.

2.2.1.4 El desarenador. Es un tanque diseñado para la remoción de partículas en suspensión por efecto de gravedad. El desarenador, debe estar ubicado lo más cerca posible de la estructura de captación.

2.2.1.5 Las obras de aducción. Corresponde al tramo de tubería que conduce el flujo desde la salida del desarenador hasta el tanque de almacenamiento donde posteriormente es tratada y distribuida a los usuarios.

2.2.1.6 Los tanques de almacenamiento. Son también considerados tanques de distribución o reparto, dado que la función es abastecer a la demanda total en las horas de mayor consumo y reabastecerse nuevamente en las horas que no se registran casi consumos, para luego

cumplir sucesivamente con el suministro de agua sin que haya afectaciones por la simultaneidad del consumo de agua.

2.2.1.7 Línea de conducción y reparto. Son las redes necesarias para la distribución y consumo de agua, cuando se habla de conducción, según la norma técnica RAS 2000, se hace referencia al agua que se encuentra en condiciones de consumo, es decir agua tratada.

2.2.1.8 Los dispositivos de control . Son los encargados de regular las condiciones del flujo y el comportamiento del mismo dentro de la tubería para evitar daños de la misma, los más usados son las válvulas ventosas y válvulas purga para el control de aire y presiones. Para el control de las de las redes domiciliarias se regula mediante un medidor de control.

2.2.2 Usos del agua. Según la ley colombiana, en el Artículo 41 del Decreto 1541 de 28 de Julio de 1978, establece que para otorgar concesiones de aguas, se tendrán en cuenta el siguiente orden de prioridades:

- a. Utilización para el consumo humano, colectivo o comunitario, sea urbano o rural
- b. Utilización para necesidades domésticas individuales
- c. Usos agropecuarios comunitarios, comprendidas la acuicultura y la pesca
- d. Usos agropecuarios individuales, comprendidas la acuicultura y la pesca
- e. Generación de energía hidroeléctrica
- f. Usos industriales o manufactureros
- g. Usos mineros

- h. Usos recreativos comunitarios
- i. Usos recreativos individuales.

2.3 Marco Teórico

Según Corcho y Duque (2005), el agua es un componente fundamental de todos los organismos y un recurso sin el cual el desarrollo y mantenimiento de la vida sobre el planeta no hubiese sido posible.

El asentamiento de grandes ciudades, la tala a gran escala de los bosques, el acelerado crecimiento de la población, la falta de disponibilidad de este recurso en un alto porcentaje de la población, la ineficiencia o inexistencia de redes de acueducto y la industrialización indiscriminada en algunas zonas han generado la degradación de tan preciado recurso, la afectación del ambiente y el deterioro de la calidad de vida de los seres humanos.

Un sistema de acueducto como se mencionó anteriormente, necesita de una variedad de elementos para su correcto funcionamiento. Cada uno de estos elementos cumple una función específica como captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir el agua potable a los usuarios. Lamentablemente la inversión para acueductos veredales es muy poca con relación a la inversión que se realizan en las cabeceras municipales y ciudades. Según en el diario El Espectador. Londoño (2013) nos dice que:

Cerca de doce millones de colombianos pueden tener acceso al agua en zonas rurales se debe en buena parte a la labor de los acueductos comunitarios. De lo contrario todavía estarían esperando que los acueductos municipales extendieran sus redes para prestarles el servicio, pues, según cifras del DANE, mientras la cobertura del servicio de acueducto en la zona urbana es del 96%, para la zona rural es apenas del 56,3%. Aunque poco se ha hablado del tema, se estima que en las zonas en las que el Estado tiene limitaciones para garantizar el derecho al agua, vive el 24% de la población.

En cuanto a la calidad, un informe del Instituto Nacional de Salud (INS) señala que es evidente la diferencia en la calidad del agua que se suministra en las zonas urbanas y las rurales del país. Mientras en el resto del país el riesgo de contraer alguna enfermedad relacionada con el consumo de agua es medio, en las zonas rurales es alto.

La Universidad Francisco de Paula Santander mediante los trabajos de grado realizados con relación a los sistemas de acueductos, brinda una vinculación con la comunidad ya que contribuye con el desarrollo de la misma, como el trabajo realizado por los ahora ingenieros Mario Sanguino y Deibys Quintana en su desarrollo de proyecto titulado Diseño de alternativa para la optimización del minidistrito de riego de la vereda San Javier del municipio de Abrego Norte de Santander, en el cual se desarrolló un distrito de riego similar a un sistema de acueducto pero con un uso de agua consuntivo.

Otro estudio relacionado con los sistemas de acueductos llevados a cabo para optar el título de ingeniero civil de la Universidad Francisco de Paula Santander Sede Principal en su modalidad de trabajo de grado titulado: Estudio para el diseño del sistema acueducto rural de la vereda la Esperanza del municipio de Hacarí Norte de Santander.

De acuerdo a lo anterior, el presente proyecto plantea una propuesta de diseño para el sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique, dado que aún estando a la proximidad de la cabecera municipal, no se han presentado autoridades ambientales que otorguen y lleven a cabo las estructuras necesarias para captar, tratar y distribuir agua a la población. Lo que ha obligado a la comunidad a captar el agua de forma rudimentaria y sin ningún tratamiento o garantía de su potabilidad.

El proyecto igualmente pretende ser parte del desarrollo de la comunidad, puesto que al conformarse la asociación con los beneficiarios del proyecto, se ahorraría el costo de la

investigación pertinente a la elaboración del sistema de acueducto e igualmente mediante el presupuesto incluido se conocería los costos del valor total del proyecto facilitando la gestión necesaria para gestionar por medios públicos o privados, los recursos necesarios para la elaboración del proyecto y de igual forma la concesión de agua necesaria emitida por la autoridad ambiental de la zona para el control del uso del caudal.

2.3.1 Epanet 2.0. Es un software libre, desarrollado por la EPA (Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos), permite realizar simulaciones del comportamiento hidráulico en conductos cerrados a presión. Adicionalmente Epanet permite el análisis de calidad de agua a través del cual es posible determinar el tiempo de entrada y llegada del fluido desde la fuente, hasta los nodos del sistema.

El software cuenta con los elementos necesarios para modelar un sistema de acueducto como lo son tubos, nodos, válvulas, bombas, depósitos y embalses, pero cabe resaltar que su función específica no es la de determinar un diámetro específico de diseño o material de tubería, etc. Su función principal es la de simular un caudal por un sistema previamente establecido y con unas características dadas como el material de la tubería, las cotas para los nodos, el diámetro de la tubería y el tipo de método a utilizar, obteniendo así una serie de datos como caudales, pérdidas y presiones de todos los tramos de tubería de un sistema.

2.4 Marco Legal

Los aspectos legislativos sobre el cual se enmarca este proyecto tienen como soporte la ley 142 de 1994, referente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, el decreto 1575 de 2007 y más específicamente la resolución 2115 del 22 de Junio de 2007; por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.

Debido al hecho de captar agua de un afluente hídrico, se debe tener en cuenta la ley 99 de 1993, el cual son establecidas por las autoridades ambientales para la regulación de estos afluentes hídricos en el país, otorgando así concesiones de agua según su regulación realizada para que no ocurra alteración que perjudiquen las condiciones naturales del cauce. Las entidades ambientales encargadas de regular las captaciones de los afluentes hídricos de la región son Coorponor y Asomunicipios (Asociación de Municipios del Catatumbo), los cuales otorgan concesión por vigencia de 5 años. El no cumplimiento de la concesión refiere a una captación de agua ilegal y actualmente la vereda Mata de Fique se encuentra en total abandono por parte de las autoridades ambientales pues no existe regulación alguna.

Para llevar a cabo un mejor aprovechamiento del recurso hídrico se deben aplicar programas para el uso eficiente y ahorro del agua de acuerdo en lo establecido según la Ley 373 de 06 de junio de 1997.

A continuación, se presentan las Normas Ambientales Vigentes reglamentadas y demás, que dan soporte y se aplican para este tipo de proyectos.

Tabla 1

Normas ambientales vigentes

Norma	Descripción
Decreto 2811 de 18 de diciembre de 1974	Por el cual se dicta el código nacional de los recursos naturales renovables y de protección al medio ambiente.
Decreto 1541 de 28 de julio de 1978	Reglamenta las normas relacionadas con el recurso agua en todos sus estados, el dominio de las aguas y el modo de adquirir derecho al uso de las mismas. (concesiones de aguas de uso público)
Ley 99 de 22 de diciembre de 1993	Por la cual se crea el ministerio del medio ambiente, se organiza el sistema nacional ambiental (sina).
Resolución 1399 de 21 de julio de 2005	Por la cual se expide el reglamento que define los criterios generales para la entrega de los distritos de adecuación de tierras para su administración, operación y conservación por parte de las asociaciones de usuarios
Ley 373 de 06 de junio de 1997	Establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua.
Decreto 2041 de 15 de octubre de 2014	Por el cual se reglamenta el título viii de la ley 99 de 1993 sobre licencias ambientales.

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra las leyes ambientales Vigentes que regulan los sistemas de acueductos veredales. Fuente: Mario S. & Deibys Q. (2016).

Según las normas ambientales vigentes no cumplen, el cual se debe aplicar en estos tipos de proyectos veredales.

Capítulo 3. Diseño metodológico

3.1 Tipo de investigación

La investigación realizada es tipo descriptivo, pues se realizó la aplicación técnica de los elementos básicos para el diseño de un sistema de acueducto que tiene como objeto transportar y distribuir agua cada uno de las familias de la vereda Mata de Fique.

3.2 Alcances de estudio.

La población enmarcada dentro de este proyecto, está comprendida por personas que alternan las formas de vida del campo y de la ciudad, con un nivel socio económico bajo, teniendo en cuenta que el porcentaje de necesidades básicas insatisfechas para el sector rural del Municipio de Abrego es de 58.74%, información suministrada por la Gobernación del Norte de Santander en el año 2012. Es a esta población menos favorecida a quienes el Estado, representado en los diferentes entes territoriales, debe brindar atención prioritaria de las necesidades básicas insatisfechas en materia de agua potable y saneamiento básico.

Uno de los parámetros importantes a tener en cuenta en la proyección de cada uno de los componentes de un sistema de acueducto, para garantizar el correcto funcionamiento durante su periodo de vida útil, es el número de habitantes que se piensa atender o beneficiar con el

proyecto. Por lo anterior se requiere conocer y proyectar la población, partiendo de la información actual que se registra en los censos de población realizados en el país o de censo de la zona. De igual manera se debe tener en cuenta el uso del agua correspondiente, que para este caso es rural, por lo cual se debe realizar la proyección de población con los datos suministrados para el sector donde se realizara el proyecto.

Actualmente la vereda Mata de Fique cuenta con una población en toda su área de 360 habitantes según el censo realizado por los autores del proyecto que serán los que se tomen como base para la ejecución del mismo.

3.3 Recolección de información.

3.3.1 Técnicas de recolección de información. La recolección de información se realizó mediante las siguientes técnicas:

3.3.1.1 La observación. Para llevar a cabo la realización de este proyecto se utilizó una observación directa y rigurosa de la zona de estudio para determinar las condiciones del afluente, el punto de ubicación de la obra de captación y los demás elementos del sistema de acueducto, y el punto de partida para la respectiva topografía. Se tomó una muestra de agua en el punto donde quedara ubicada la captación, para la realización de los ensayos de laboratorio fisicoquímico y microbiológico del agua. También se realizó la identificación de la población beneficiaria con la elaboración del proyecto.

3.3.1.2 La entrevista. Dialogo directo con los líderes o representantes de la comunidad en este caso presidente y vicepresidente de la junta de acción comunal de la vereda Mata de Fique, sobre la problemática que se viene presentando por la falta de un acueducto veredal que mejore las condiciones actuales en que se consume agua en la vereda sin garantía alguna de salubridad.

3.3.2 Instrumentos para la recolección de información. Para la recolección de información se utilizó algunos instrumentos como:

P.B.O.T. (Plan Básico de Ordenamiento Territorial del Municipio de Ábrego), con el fin de verificar estudios de suelos y perfil de la población, entre otros aspectos.

Levantamientos topográficos. Para la realización de los estudios topográficos necesarios para el sistema de acueducto se utilizó la asesoría profesional del topógrafo Fernando Fernández con matrícula profesional LP N 01-14807.

Para la recolección de información fue necesario acudir a la Secretaria de Planeación del Municipio de Abrego.

Capítulo 4. Realizar un estudio de diseño para un sistema de acueducto que beneficie la vereda Mata de Fique del Municipio de Ábrego, Norte de Santander.

4.1 Conocer las condiciones preliminares correspondientes a la zona de estudio.

4.1.1 Ubicación Geográfica. La zona de estudio se encuentra en la vereda Mata de Fique en el municipio de Abrego Norte de Santander, Corregimiento el Tabaco, que representa aproximadamente el 17,38% de la extensión territorial municipal. Se encuentra ubicado en la parte media del departamento de Norte de Santander.

El Municipio de Abrego limita al Norte con los municipios de Ocaña y la Playa; al oriente con los municipios de Hacarí, Sardinata y Bucarasica; al sur con el municipio de Cáchira y Villacaro; al occidente con los municipios de la Esperanza y San Alberto, este último perteneciente al departamento del Cesar. La extensión total del municipio de Abrego es de 920 kilómetros cuadrados de los cuales 3 pertenecen a la zona urbana y 917 al área rural. La altitud de la cabecera municipal (metros sobre el nivel del mar), es de 1380 m.s.n.m (Alcaldía de Abrego, [AA], 2016).



Figura 1. Vista aérea del sitio de estudio.

Fuente: googleearth.

4.1.2 Reseña histórica. Abrego, en un principio fue llamado el Llano de los Orejones. Denominación dada por las tropas de Alfinger en 1.530. Fue habitado por los grupos naturales: Unaramas o Turmeros. Orokes, Bucuramas Orotomas, Carasicas y Seborucos. El 26 de Julio de 1.580 con motivo de celebrarse la primera eucaristía los encomenderos levantaron un gran madero en todo el centro del valle, este Símbolo cristiano determinó el nombre de la región, desde ese día se empezó a conocer este territorio como los Llanos de la Cruz.

Esta población surgió en la antigua encomienda de Don Juan Quintero Príncipe, en la renombrada hacienda de los Guayabitos, propiedad de las hermanas Doña Ana María y Josefa de la Encarnación Maldonado Quintero, quienes donaron la vieja Capellanía que comprendía toda la sabana para levantar la población el 12 de marzo de 1.810, consolidándose el poblamiento con el trazado de calles y plazas y la entrega de los primeros 25 solares para construir casa cocina y huerta. Acatando la ley 5ª de 1.920 que ordenaba el cambio de título para los municipios homónimos de la República, mediante Ordenanza número 32 del 14 de abril de 1.930 se le dio el nombre de Abrego, en honor a la heroína Nortessantandereana Mercedes Abrego de Reyes. (AA, 2016)

4.1.3 Vías de acceso y medios de transporte. De acuerdo con el plan de ordenamiento territorial, el municipio de Abrego se encuentra comunicado con todo el país, por la carretera nacional pavimentada Red primaria que comunica con los municipios de Ocaña por la parte Nor-oriental y por el Sector Oriental con Sardinata y Cúcuta capital del departamento de Norte de Santander. Además a ella desembocan las carreteras que lo comunican con las carreteras municipales de la Playa, Villacaro, Hacarí, Bucarasica, centros poblados, caseríos y veredas con carreteras destapadas, en regular y mal estado de conservación.

El municipio de Abrego, se encuentra comunicado por una red intensa de caminos que unen la cabecera municipal con las veredas, caseríos y entre ellas. El estado de las vías esta sin pavimentar y poca conservación. En épocas de invierno quedan parcialmente fuera de servicio, debido a la inestabilidad de sus materiales geológicos, ya que son muy propensos a deslizamientos, desprendimientos y factores de remoción en masa, que taponan los caminos impidiendo el tránsito en épocas de invierno.

4.1.4 Geología y suelos. El municipio de Abrego, según el plan de ordenamiento territorial vigente presenta unos sistemas de fallas importantes principalmente hacia el sur del municipio, Arias y Vargas (1978) señalan que el cuadro estructural es bastante simple y encaja dentro del estilo tectónico del macizo de Santander, esto es fallamiento preponderante del zócalo. Las propiedades físicas de los suelos juegan un papel importante en el desarrollo fisiológico de las plantas. De éstas, depende el adecuado transporte del aire, absorción del agua, del calor y de los

nutrientes, a través del suelo. Además, regulan la relación suelo-aire-agua-planta, el crecimiento radicular, las cualidades de mecanización y la estabilidad del suelo contra los agentes erosivos. Varios autores entre ellos Baver (1.972), Llehara (1.962), dicen que las propiedades físicas de los suelos tropicales tienen importancia para la evaluación de su fertilidad y productividad. Algunas propiedades físicas como: drenaje, permeabilidad, infiltración, se pueden modificar o cambiar con prácticas de manejo. Al eliminar la cubierta vegetal para establecer cultivos, el suelo queda expuesto al impacto directo de las aguas lluvias y de los intensos rayos solares, provocando numerosos cambios físicos, que más adelante se reflejarán en su capacidad para producir cosechas.

4.1.5 Relieve y topografía. El paisaje de valle formado por el río Algodonal, está enmarcado principalmente por los paisajes de montaña y de lomerío, se presenta en forma de superficies planas alargadas, generalmente amplias y atravesadas longitudinalmente por el cauce del río; en altitudes de 1500 metros y 1000 metros dentro de climas medio, seco, correspondientes a las zonas de vida ecológica de bosque seco Premontano (bs-PM). Los tipos de relieve dominante en este paisaje corresponden a planos de inundación y a terrazas agradacionales de primer nivel. Los primeros se muestran en las márgenes del río, expuestos a inundaciones y están constituidos por depósitos superficiales clásticos hidrogénicos mixtos aluviales; los segundos relieves también se han formado a partir de estos materiales; también hay en algunas de ellos procesos erosivos hídricos en grado ligero, y en superficie y dentro del perfil hay abundantes fragmentos de roca, debido a influencia de aportes laterales provenientes principalmente de relieves de montaña.

4.1.6 Hidrología y climatología. Los estudios realizados por la alcaldía de Abrego nos dicen que Cinco importantes fuentes hídricas tienen su génesis en este Municipio: el Río Oroque, Río Frio, el Río Tarra, el Río Borra y el Río San Alberto del Espíritu Santo. El Municipio de Abrego presenta una distribución de lluvias que fluctúa entre los 500 a 4000 mm anuales determinando diferentes provincias de humedad variable, seca en algunas zonas de piso térmico medio, especialmente en áreas de altitud menor de 1300 metros, y de zonas muy húmedas en áreas de altitud superior a 1500 metros.

4.1.7 Actividad económica. La agricultura es la principal fuente de su economía, destacándose a nivel regional y nacional por ser el primer productor de cebolla cabezona roja. Igualmente es productor de frijol, tomate, tabaco, maíz, café, cacao y caña. La producción agrícola está basada en una economía campesina tradicional con una mediana incorporación de tecnologías, un uso intensivo e irracional de agroquímicos y un mercado arraigo por la reproducción de prácticas de cultivo tradicional. Posee una ganadería expansiva en las partes altas de la montaña de poca importancia comercial y económica, compuesta por pequeños hatos que surten el mercado local de carne y productos lácteos.

4.1.8 Trabajo de campo y de oficina. Para la realización de la propuesta de diseño del sistema de acueducto para la vereda Mata de Fique, fue necesario realizar una investigación de campo, en donde se determinó información de tipo técnico como lo fue la ubicación de los elementos que conforman dicho sistema de acueducto. Igualmente se identificó el afluente hídrico donde se captara el caudal y la población beneficiaria que enmarca el proyecto.

Una vez identificada la zona y la población beneficiaria del proyecto, se procedió a realizar la topografía por medio de la asesoría profesional de topógrafo Fernanda Fernández, utilizando teodolito y nivel, obteniendo así la cartera de campo de la respectiva topografía de la zona.

Luego de obtener la topografía, se procedió a evaluar las condiciones actuales del caudal presente en el afluente por medio de aforos, en el lugar donde se contempló la ubicación de la obra de captación, posteriormente se realizó una prueba de agua para conocer las características fisicoquímicas y microbiológicas.

Al recopilar toda la información necesaria, se llevó a cabo un trabajo de oficina en donde se determinó la cartera de campo para la obtención de coordenadas, presentes en este literal. Una vez culminada la topografía se utiliza el software libre Epanet para modelar el sistema de la red aducción y conducción el cual se encuentra al final de este literal. También se realizaron todos los diseños necesarios de cada uno de los elementos que conforman el sistema de acueducto, fundamentándose en las memorias de cálculo, presentes en el literal **4.3**. Además se realizó un presupuesto con el costo total del proyecto teniendo en cuenta los precios locales de la zona, se puede encontrar en el literal **4.5**.

4.1.8.1 Calidad del agua, análisis y resultado de muestras tomadas (Quebrada el silencio). Esta muestra se llevó a cabo para tener nociones de las condiciones que presenta el afluente hídrico que servirá de fuente de abastecimiento para el diseño del sistema de acueducto.

Se realizó una prueba de agua tomando una sola muestra, para luego analizar aspectos fisicoquímicos y microbiológicos y evaluar las condiciones de calidad del agua. Los resultados del análisis de la muestra tomada se encuentran en la figura 2. Se analizaron parámetros como: Potencial de hidrogeno, turbiedad, color, sulfatos, hierro total, dureza total, alcalinidad, nitritos, conductividad, aerobios mesofilos, coliformes totales y coliformes fecales.



Figura 2. Resultados de análisis fisicoquímicos y microbiológicos de la fuente de abastecimiento.

Fuente: www.ufps.edu.co

Para realizar la evaluación de los parámetros obtenidos por los análisis fisicoquímicos y microbiológicos se utilizaron los lineamientos obtenidos del literal A.11.2.2 del título A del RAS 2010, en donde se presentan los valores en lo que deben estar los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos, caracterizando el afluente por medio de tres principales grupos que corresponden a una fuente aceptable, regular y deficiente, se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 2

Parámetros para una fuente y resultados

Parámetros	Unidades	Fuente aceptable	Fuente regular	Fuente deficiente	Resultados
DBO 5 días					
Promedio mensual	mg/L	≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	
Máximo diario	mg/L	1 - 3	3 - 4	4 - 6	
Coliformes totales					
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	0 - 50	50 - 500	500 - 5000	240
Oxígeno disuelto	mg/L	≥ 4	≥ 4	≥ 4	10
PH promedio		6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	7.47
Turbiedad	(UNT)	< 2	2 - 40	40 - 150	0.5
Color verdadero	(UPC)	< 10	10 - 20	20 - 40	16
Gusto y olor		Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo
Cloruros	(mg/L - Cl)	< 50	50 - 150	150 - 200	100
Fluoruros	(mg/L - F)	< 1.2	< 1.2	< 1.2	1

Fuente: Autores del proyecto

Nota. La tabla muestra el rango de valores para una fuente aceptable. Fuente: Tabla A11.2.2.1 RAS 2010

Los parámetros físico-químicos evaluados de la muestra tomada, arrojan de resultados la clasificación del RAS 2010, en las tablas anteriormente expuestas (tabla 2), se pudo afirmar que los valores de turbiedad, se encuentran dentro de la clasificación para una fuente aceptable; los valores de PH, Color, Coliformes totales están dentro del rango de una fuente regular, pero no hay valores para una fuente deficiente y muy deficiente.

El agua captada no está en óptimas condiciones para clasificar como una fuente aceptable que sirva de abastecimiento apta para el consumo humano, pero utilizando tratamientos mínimos, como la remoción de material flotante mediante cribado con rejillas y filtros artesanales e industriales se puede llegar a mejorar las condiciones de potabilidad.

Es importante resaltar que el proyecto se enfoca en el diseño del sistema de acueducto y solo trata de dar a conocer las características presentes de la fuente de abastecimiento para tener nociones de las condiciones en las que se encuentra, por lo que para garantizar por completo su consumo apto para el ser humano se requiere de un estudio a profundidad pues según el RAS 2010, en su literal A.11.2.2 especifica dentro de cada uno de los parámetros de clasificaciones sean verídicos se deben realizar una cantidad considerable de muestras en distintas épocas del año, en ciclos de lluvia y en ciclos secos para tener una estadística en la variación de los compuestos del agua, debido al cambio que se desconoce de las condiciones naturales de la fuente hídrica.

4.1.8.2 Aforos en la Fuente Hídrica (Quebrada el Silencio). Para determinar el caudal del afluente (Quebrada el Silencio) se realizaron tres aforos utilizando el método de flotador, para esto se especificó las condiciones y características del cauce, como son: un ancho adecuado, longitud moderada, y contenía un flujo laminar siguiendo el lineamiento del Ras 2010. Obteniendo los siguientes resultados:

Aforo 1 Tomado en épocas de verano

Tabla 3

Sección transversal del cauce promedio

Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.5	0.08
1	0.12
1.5	0.09
2	0
Área total :	0.15 m²

Fuente: Autores del proyecto

Nota: La tabla muestra las distancias y profundidades de la sección transversal del cauce.

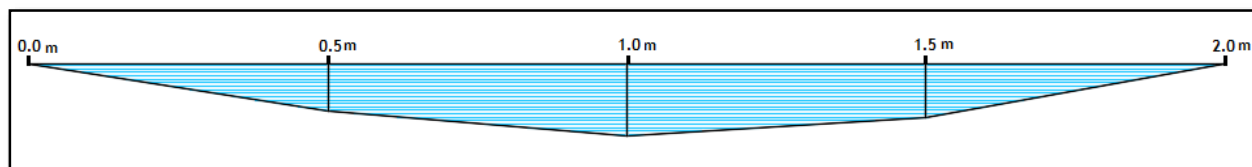


Figura 3. Sección transversal del cauce.

Fuente: Autores del Proyecto

Tabla 4

Velocidad del cauce

Distancia (m)	Tiempo (seg)
2	24.2
2	24.3
2	25.1
2	23.2
2	23.8
Tiempo promedio :	24.12
Velocidad :	0.083 m/seg

Fuente: Autores del proyecto

Nota. La tabla muestra la velocidad del cauce mediante la distancia específica de aforo y un promedio de tiempos, obteniendo una velocidad en metros/segundos.

$$V=0,8\text{vs}$$

$$V=0.8*(0.083)$$

$$V=0.0664\text{m/seg}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 0.15 \text{ m}^2 * 0.0664 \text{ m/seg} = 0.00996\text{m}^3/\text{seg} = 9,96 \text{ lts/seg}$$

Aforo 2 Tomado en épocas de invierno

Tabla 5

Sección transversal del cauce promedio

Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.5	0.12
1	0.3
1.5	0.4
2	0.28
2.5	0.16
2.75	0
Área total :	0.61 m²

Fuente: Autores del proyecto

Nota. La tabla muestra las distancias y profundidades de la sección transversal del cauce.

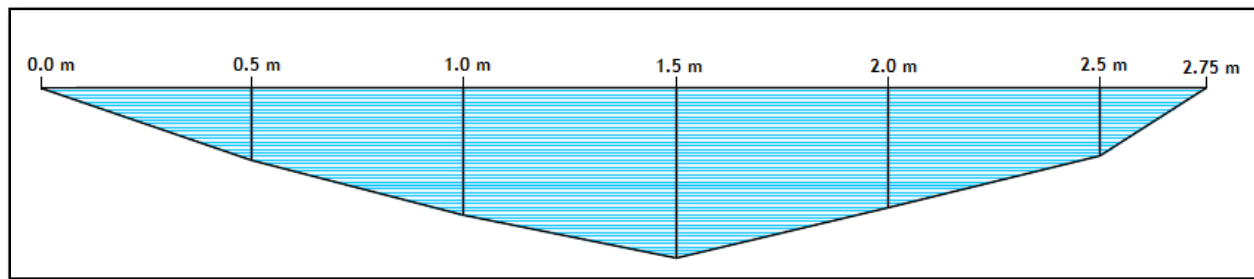


Figura 4. Sección transversal del cauce.

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 6

Velocidad del cauce

Distancia (m)	Tiempo (seg)
2	18.52
2	17.28
2	18.21
2	16.38
2	17.47
Tiempo promedio :	17.572
Velocidad :	0.114 m/seg

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra la velocidad del cauce mediante una distancia específica y el promedio de los tiempos.

$$V=0.8*VS$$

$$V=0.0912\text{m/sg}$$

$$Q = 0.61 \text{ m}^2 * 0.0912 \text{ m/seg} = 0.0556\text{m}^3/\text{seg} = 55.63\text{lbs/seg}$$

Aforo 3 Caudal promedio del cauce

Tabla 7

Sección transversal del cauce promedio

Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.5	0.11
1	0.2
1.5	0.16
2	0.08
2.16	0
Área total :	0.283 m²

Fuente: Autores del proyecto

Nota. La tabla muestra las distancias y profundidades de la sección transversal del cauce.

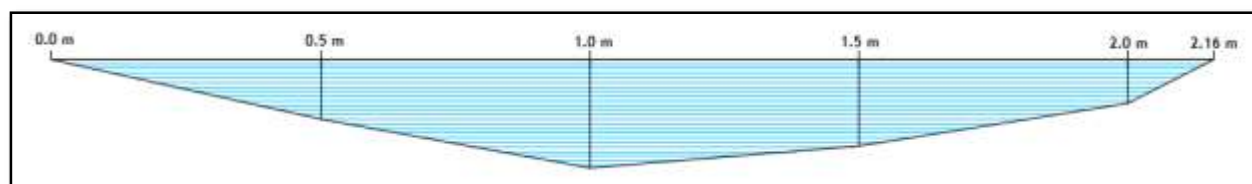


Figura 5. Sección transversal del cauce.

Fuente: Autores del proyecto

Tabla 8

Velocidad del cauce

Distancia (m)	Tiempo (seg)
2	22.37
2	24.68
2	23.65
2	21.98
2	24.13
Tiempo promedio :	23.362
Velocidad :	0.086 m/seg

Fuente: Autores del proyecto

Nota. La tabla muestra la velocidad del cauce mediante una distancia específica y el promedio de los tiempos.

$$V=0.8*vs$$

$$V=0.0688\text{m/seg}$$

$$Q = 0.283 \text{ m}^2 * 0.0688 \text{ m/seg} = 0.0194704 \text{ m}^3/\text{seg} = 19.4704 \text{ lts/seg}$$



Figura 6. Aforo del cauce quebrada el Silencio.

Fuente: Autores del Proyecto

4.2 Conocer las condiciones topográficas correspondientes a la zona de estudio, para identificar las coordenadas de trazado de la red.

Para llevar a cabo los estudios topográficos del diseño del sistema de acueducto, se inició con el desplazamiento hacia la zona de estudio que tiene un recorrido de 30 minutos en vehículo desde el casco urbano de Abrego, realizando las visitas de campo necesarias para la recolección de información.

Primera visita realizada el día 17 de Julio de 2016, tuvo como objetivo realizar el reconocimiento de la zona de estudio con el presidente de la junta de acción comunal Jesús Roperero, en donde se identificó la fuente hídrica de la cual se iba a realizar la toma o estructura de captación y también el punto de partida de inicio de cartera topográfica.

Segunda visita realizada el día 14 de Agosto de 2016, se determinaron cada una de las familias que se beneficiaran con la propuesta de diseño del sistema de acueducto, haciendo referencia a 50 usuarios que contemplaran el sistema.

Terminada la recolección de información necesaria para los estudios topográficos, se realizó la topografía mediante nivel y teodolito, contando con el apoyo profesional del topógrafo Fernando Hernández de matrícula profesional L.P N. 01-14807 el cual nos facilitó la cartera de campo que contiene coordenadas, elevaciones y ubicación de cada uno de los puntos tomados.

Con la cartera de campo culminada, se prosiguió a importar cada uno de los puntos por medio del software AutoCAD, el cual para ser posible debió pasar la información de Excel a un archivo de formato o extensión txt, para hacer posible el reconocimiento de cada uno de los puntos en AutoCAD.

Una vez obtenidos los puntos por medio de la herramienta polilínea, se procede a dibujar la línea de la bocatoma-desarenador, desarenador-tanque de almacenamiento y líneas de

distribución y reparto. Utilizando la herramienta que es extensión de AutoCAD, llamada CivilCad, se determinó los perfiles de las redes, conducción y aducción.

La topografía realizada consta de la siguiente información:

Plano en planta de todo el sistema

Perfil de elevación de la línea principal de sistema

Perfiles de elevación de ramales de reparto

La cartera de campo y los planos mencionados anteriormente se encuentran en el apéndice A.

4.3 Diseñar cada uno de los elementos que constituyen el sistema de acueducto, (bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento y red de distribución), a fin de transportar adecuadamente el agua a la comunidad.

4.3.1 Estudio de población y caudal de consumo. Para llevar a cabo el diseño de cada uno de los elementos que conforman el sistema de acueducto se consideraron parámetros iniciales como el conocimiento de la población objeto de estudio y su respectiva proyección, para luego determinar el caudal de consumo en base a los lineamientos establecidos por la documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2010.

4.3.1.1 Población. La población actual presente en la vereda Mata de Fique, se determinó mediante los registros existentes que se consultaron en la oficina de Planeación y Obras Públicas del Municipio de Abrego, Norte de Santander resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 9

Registro de población de la vereda Mata de Fique

Vereda	No. De usuarios	No. De habitantes por vivienda	TOTAL
Mata de Fique	68	6	360

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra la población presente de la vereda según los registros existentes. Fuente: Oficina de Planeación y Obras Públicas.

Teniendo en cuenta que mediante el trabajo de campo se especificó el total de usuarios que conformaran el sistema de acueducto, este valor corresponde a 50 usuarios, por lo que para la proyección de población y cálculo del caudal de consumo se utiliza la información obtenida por la entidad pública, con el fin de dar más cabida al aumento en el número de consumidores o usuarios.

4.3.1.2 Proyección de población. Para el respectivo diseño del sistema de acueducto, la población anteriormente descrita se debe proyectar teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema el cual para el caso según el número de habitantes corresponde a un nivel bajo establecido en la tabla 10. Posteriormente para la proyección de población se debe realizar a un periodo de diseño de 25 años, según lo establecido por la resolución 2320 de 27 de noviembre de 2009 para un nivel de complejidad bajo.

Tabla 10*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: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra el rango de habitantes para determinar el nivel de complejidad. Fuente: RAS 2010. Título A.

Literal A.3

Para establecer el método a utilizar en la proyección de población se utiliza la clasificación de la norma técnica RAS 2010 establecida en la tabla 11 según el nivel de complejidad, para este caso se trabajó con el método geométrico.

Tabla 11*Método de cálculo para proyecciones según el nivel de complejidad*

Método por emplear	Nivel Bajo	Nivel Medio	Nivel Medio Alto	Nivel alto
Aritmético, geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético, geométrico, exponencial, otros			X	X
Por componentes (demógrafo)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
Método Grafico	X	X		

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra los métodos permitidos según el nivel de complejidad del sistema para proyectar la población según el periodo de diseño. Fuente: RAS 2010. Título B. Literal B.2.4.3.4.

Método geométrico

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

$$r = \left(\frac{P_{UC}}{P_{Ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{UC} - T_{Ci})}} - 1$$

P_f = Población Futura

P_{UC} = Población último censo

P_{Ci} = Población censo inicial

T_f = Tiempo futuro

T_{UC} = Tiempo último censo

T_{Ci} = Tiempo censo inicial

r = Tasa de crecimiento

Tabla 12

Proyección de población vereda Mata de Fique

Año	Tasa de crecimiento	Población	Estudiantes
2016	0.00997	360	12
2017	0.00997	364	12.12
2018	0.00997	368	12.24

Tabla 12 Continuación

2019	0.00997	372	12.36
2020	0.00997	376	12.48
2021	0.00997	380	12.6
2022	0.00997	384	12.73
2023	0.00997	388	12.86
2024	0.00997	392	12.99
2025	0.00997	396	13.12
2026	0.00997	400	13.25
2027	0.00997	404	13.38
2028	0.00997	408	13.51
2029	0.00997	412	13.64
2030	0.00997	416	13.78
2031	0.00997	420	13.92
2032	0.00997	424	14.06
2033	0.00997	428	14.2
2034	0.00997	432	14.34
2035	0.00997	436	14.48
2036	0.00997	440	14.62
2037	0.00997	444	14.77
2038	0.00997	448	14.92
2039	0.00997	452	15.07
2040	0.00997	457	15.22
2041	0.00997	462	15.37

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra la proyección de población y población estudiantil utilizando el método geométrico.

En la tabla anterior (tabla 12), la tasa de crecimiento fue asumida según información obtenida por el DANE de la región y de veredas similares, de igual forma también se realizó la proyección de población estudiantil, dado que la vereda Mata de Fique cuenta con una institución educativa con un total de 12 estudiantes los cuales al ser proyectados al periodo de diseño dan un total de 16 estudiantes. Teniendo en cuenta que el tipo de proyecto es de menor

escala siendo una zona rural de difícil acceso por lo que considerar demás población y población flotante es casi nulo, dado las condiciones solo se tuvieron en cuenta la población de la vereda y la población estudiantil.

4.3.1.3 Caudal de consumo. Para el cálculo de caudales se utilizaron los parámetros establecidos por la norma técnica RAS 2010 teniendo en cuenta la determinación según el nivel de complejidad. Los parámetros son:

Dotación neta. La dotación neta es la cantidad de agua a consumir establecida por litro por habitante por día, la cual se determina mediante el nivel de complejidad teniendo en cuenta que a ella también se le deben sumar otros consumos diarios como es el consumo institucional, industrial, comercial, entre otros. Dado las condiciones del proyecto se presenta adicional a la dotación neta solo el consumo escolar.

La dotación neta para el nivel de complejidad bajo y para un clima templado, según la tabla 16, corresponde a 90 (lts/hab*día). De igual forma, el consumo escolar se establece para este caso según el RAS 2010 en 20 (lts/alumno/jornada); el número de estudiantes según la proyección es de 16 alumnos y teniendo en cuenta una intensidad horaria de 5 horas se tiene:

$$\text{Consumo escolar} = \frac{20L}{\text{alumn*jorn}} \times \frac{16\text{alumn}}{462\text{ hab}} \times \frac{1\text{ jorn}}{5\text{ hr}} \times \frac{24\text{ hr}}{1\text{ dia}} = 3,32 \frac{\text{lt}}{\text{hab*dia}}$$

Tabla 13*Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema*

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

Fuente RAS 2010. Título B. Literal B.2.4.1.

Nota. La tabla muestra la dotación neta máxima establecida para cada nivel de complejidad de sistema teniendo en cuenta la condición climática.

Dotación bruta. Para la estimación de la dotación bruta, se debe tener en cuenta la dotación neta que en este caso corresponde a la suma del consumo de la población y consumo de población escolar.

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

d_{bruta} = Dotación bruta

d_{neta} = Dotación neta = 90 + 3.32 (lts/hab*día) = 93.32 (lts/hab*día)

$\%p$ = Porcentaje de perdidas = 25 % (RAS 2010)

$$d_{bruta} = \frac{93.32}{1 - 25\%} = 124,43 \text{ (Lts/hab*día)}$$

Caudal medio diario (Q_{md}):

$$Q_{md} = \frac{d_{bruta} * Poblacion\ futura}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{462\ hab * 124.43\ lts/hab * dia}{86400} = 0.67\ lts/seg$$

Caudal Máximo Diario (*QMD*):

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

k_1 = Coeficiente de consumo máximo diario según RAS 2010 literal B.2.7.2 = 1.3

$$QMD = 0.67 \frac{lts}{seg} * 1.3 = 1.01\ lts/seg$$

Caudal Máximo Horario (*QMH*):

$$QMH = QMD * k_2$$

k_2 = Coeficiente de consumo máximo horario según RAS 2010 literal B.27.3=1.5

$$QMH = 1.01\ lts/seg * 1.5 = 1.52\ lts/seg$$

A continuación se presenta una tabla resumen con la proyección de población e igualmente los respectivos caudales de consumo según el periodo de diseño (25 años):

Tabla 14*Proyecciones de población y demanda de consumos*

Año	Tasa de crecimiento	Población Básica	Población Escolar	Qmd lts/seg	QMD lts/seg	QMH lts/seg
2016	0.00997	360	12	0.52	0.68	1.02
2017	0.00997	364	12.12	0.53	0.69	1.04
2018	0.00997	368	12.24	0.53	0.69	1.04
2019	0.00997	372	12.36	0.54	0.7	1.05
2020	0.00997	376	12.48	0.54	0.7	1.05
2021	0.00997	380	12.6	0.55	0.72	1.08
2022	0.00997	384	12.73	0.55	0.72	1.08
2023	0.00997	388	12.86	0.56	0.73	1.1
2024	0.00997	392	12.99	0.57	0.74	1.11
2025	0.00997	396	13.12	0.57	0.74	1.11
2026	0.00997	400	13.25	0.58	0.75	1.13
2027	0.00997	404	13.38	0.58	0.75	1.13
2028	0.00997	408	13.51	0.59	0.77	1.16
2029	0.00997	412	13.64	0.59	0.77	1.16
2030	0.00997	416	13.78	0.6	0.78	1.17
2031	0.00997	420	13.92	0.61	0.79	1.19
2032	0.00997	424	14.06	0.61	0.79	1.19
2033	0.00997	428	14.2	0.62	0.81	1.22
2034	0.00997	432	14.34	0.62	0.81	1.22
2035	0.00997	436	14.48	0.63	0.82	1.23
2036	0.00997	440	14.62	0.63	0.82	1.23
2037	0.00997	444	14.77	0.64	0.83	1.25
2038	0.00997	448	14.92	0.65	0.85	1.28
2039	0.00997	452	15.07	0.65	0.98	1.47
2040	0.00997	457	15.22	0.66	0.99	1.49
2041	0.00997	462	15.37	0.67	1.01	1.52

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra las proyecciones de habitantes y caudales de consumo para la vereda Mata de Fique.

4.3.2 Captación. La captación es el primer elemento que conforma el acueducto y como se trata de un sistema de acueducto veredal, por recomendación y fácil manejo se realiza mediante una bocatoma de fondo la cual consta de una rejilla ubicada sobre la presa del dique y dentro de los muros de encausamiento del mismo, evitando el paso de material solido considerable y conduciendo el agua mediante un canal de aducción que desemboca en una cámara de

aquietamiento que consta de un vertedero de excesos y la respectiva salida de la aducción que transporta el caudal al desarenador, el vertedero de excesos devuelve el caudal sobrante al río.

Para llevar a cabo el diseño de la bocatoma, se tiene en cuenta la siguiente información previa:

Nivel de complejidad del sistema = Bajo

Periodo de diseño = 25 años (QMD)

Q_{fuente} (Lt/seg) = 9.9 (aforado en tiempo de verano)

Q_{max} (Lt/seg) = 0.00175 (estimado estudio hidrológico)

Ancho captación (m)= 1.2 (Asumido)

Cota de fondo = 2051,92 m.s.n.m

QMD (Lt/seg) = 1.01

Q_{dis} (Lt/seg) = $2Q_{\text{MD}}=2.02\text{lt/seg}$

Q_{dis} (Lt/seg) = $2\text{lt/seg}+2\text{lt/seg}=4\text{lt/seg}$

Asumimos un caudal de diseño de $2\text{lt/seg} + 2\text{lt/seg}$ equivalente a 4lt/seg , debido a que la vereda depende de uso agrícola, riego, según lo establecido en el decreto 1541 de 1978.

Presa

Ancho de la Presa: debe depender del ancho total de la estructura de captación (RAS 2010).

Se asume un ancho: L_p : 1.2 m Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño es:

$$H = \left[\frac{Q_{Dis}}{1.84 * L_p} \right]^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H = \left[\frac{0.004}{1.84 * 1.2} \right]^{\frac{2}{3}} (m)$$

$$H = 0.015(m)$$

Dónde:

Q_{Dis} = caudal de diseño ; L_p = ancho de la presa

La corrección de la longitud del vertimiento por las dos contracciones laterales del vertedero es:

$$L_p' = L_p - 0.2 * H (m)$$

$$L_p' = 1.2 - 0.2 * 0.015(m)$$

$$L_p' = 1.197 (m)$$

Velocidad del río sobre la presa: La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla de cumplir con lo establecido por la norma RAS 2010. $0.3 \text{ m/s} < V_r < 3.0 \text{ m/s}$.

$$V = \frac{Q_{Dis}}{L_p * H} \text{ (m/seg)}$$

$$V = \frac{0.004}{1.197 * 0.015} \text{ (m/seg)}$$

$$V = 0.223 \text{ (m/seg)}$$

Realmente no cumple pero se asume el valor mínimo y se halla H para diseñar el canal de aducción.

Rejilla y Canal de Aducción

El canal de aducción recoge el agua a través de la rejilla y la transporta a la cámara de derivación. Tiene una pendiente entre 1 y 4%, (en este caso se utilizara una pendiente del 3%) con el fin de dar una velocidad mínima adecuada al flujo y que sea decisivo para realizar las labores de mantenimiento. La longitud de la rejilla, y por lo tanto del canal de aducción es menor que la longitud de la presa.

$$X_s = 0.36 * V_r^{2/3} + 0.6 * H^{4/7}$$

$$X_s = 0.36 * 0.30^{2/3} + 0.6 * 0.015^{4/7}$$

$$X_s = 0.207m$$

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

$$X_i = 0.18 * 0.30^{4/7} + 0.74 * 0.0153 / 4$$

$$X_i = 0.116 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.10$$

$$B = 0.21 + 0.10$$

$$B = 0.31 \text{ mts} = 0.40 \text{ mts}$$

Dónde:

X_s = Alcance del chorro de agua sobre el filo superior del canal (m).

X_i = Alcance del chorro de agua sobre el filo inferior del canal (m).

V_r = Velocidad del río (m/seg).

H = Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m).

B = Ancho del canal de aducción (m).

Velocidad del flujo en la rejilla: La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0.15 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes (Ras 2010).

Separación entre barrotes: La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 40 mm.

(Ras 2010, título B.4.4.5.3)

Φ barras: $b = \frac{1}{2} = 0.0127 \text{ m}$ N° barras $= N$

Espacio entre barras(a) $= 0.02 \text{ m}$ N° espacios $= N + 1$

El largo de la rejilla se calcula adoptando un ancho de rejilla de 0.40 m.

$$A_{neta} = \frac{a}{a + b} * B * L \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_{neta} = \frac{0.02}{0.02 + 0.0127} * 0.4 * 0.7 = 0.171 \text{ (m}^2\text{)}$$

El número de orificios (N), se calcula a partir del área neta y ancho de la rejilla.

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

$$N = \frac{0.171}{0.02 * 0.40} = 21,38 \text{ Orificios}$$

Condiciones de la rejilla.

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

$$A_{neta} = 0.02 * 0.4 * 22 = 0.176 \text{ (m)}$$

$$L_r = \frac{A_{neta} * (a + b)}{a * B} \text{ (m)}$$

$$L_r = \frac{0.176 * (0.02 + 0.0127)}{0.02 * 0.4} = 0.72 \text{ (m)}$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A_{neta}} = \frac{0.004}{0.9 * 0.176} = 0.025 \frac{m}{seg} < 0.15 \frac{m}{seg} \quad CUMPLE \text{ (Ras 2010)}$$

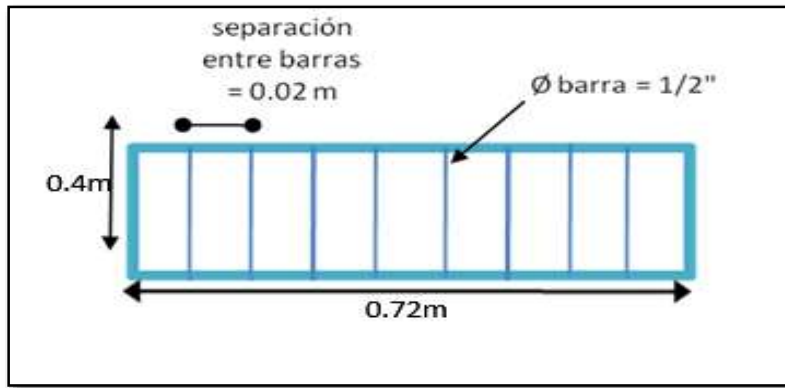


Figura 7. Diseño de rejilla de captación.

Fuente: Autores del Proyecto

Niveles de agua en el canal de aducción:

Nivel Aguas Abajo: La altura de la lámina de agua a la entrada tiene que ser igual a la profundidad crítica de la misma, para que el paso a la cámara de recolección se haga en descarga libre.

$$h_e = h_c = \left[\frac{Q_{Dis}^2}{g * B^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (m)$$

$$h_e = h_c = \left[\frac{0.004^2}{9.81 * 0.40^2} \right]^{\frac{1}{3}} = 0.0217(m)$$

Dónde:

Q_{Dis} = Caudal de diseño (m).

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

B = Ancho del canal en aducción (m).

La velocidad del agua al final del canal será: $0.3 \text{ m/s} < V_e < 6 \text{ m/s}$

$$V_e = \frac{Q_{Dis}}{B * h_e} \text{ (m/seg)}$$

$$V_e = \frac{0.004}{0.40 * 0.0217} = 0.45 \text{ (m/seg)}$$

$$V_e = 0.45 \text{ m/seg} \Rightarrow \text{ CUMPLE.}$$

Según lo establecido en el Ras 2010 debe cumplir lo siguiente:

$0.3\text{m/s} < 0.45\text{m/s} < 3\text{m/s}$ O.k

Nivel Aguas Arriba: Considerando que todo el volumen de agua es captado al inicio del canal, el nivel de la lámina aguas arriba es obtenido por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal.

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

Para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir que:

$$h_e = h_c$$

$$h_c = \left[\frac{Q^2}{g * B^2} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Dónde:

h_o = profundidad aguas arriba (m)

h_c = profundidad critica (m).

h_e = profundidad aguas abajo (m).

i = pendiente del fondo del canal.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²).

L_c = Longitud del canal, longitud de la rejilla más espesor del muro (m).

Se asume una pendiente del canal de 3%.

$$L_c = L_r + \text{espesor del muro} = 0.72\text{m} + 0,30 \text{ m} = 1.02\text{m}$$

$$h_o = \left[2 * 0.022^2 + \left(0.022 - \frac{0.03 * 1.02}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0.03 * 1.02$$

$$h_o = 0.0129\text{m}$$

$$H_o = h_o + BL = 0.013 + 0.15$$

$$H_o = 0.163\text{m}$$

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + i * L_c + BL = 0.022 + (0.02 - 0.022) + 0.03 * 1.02 + 0.15$$

$$H_e = 0.19 \text{ m}$$

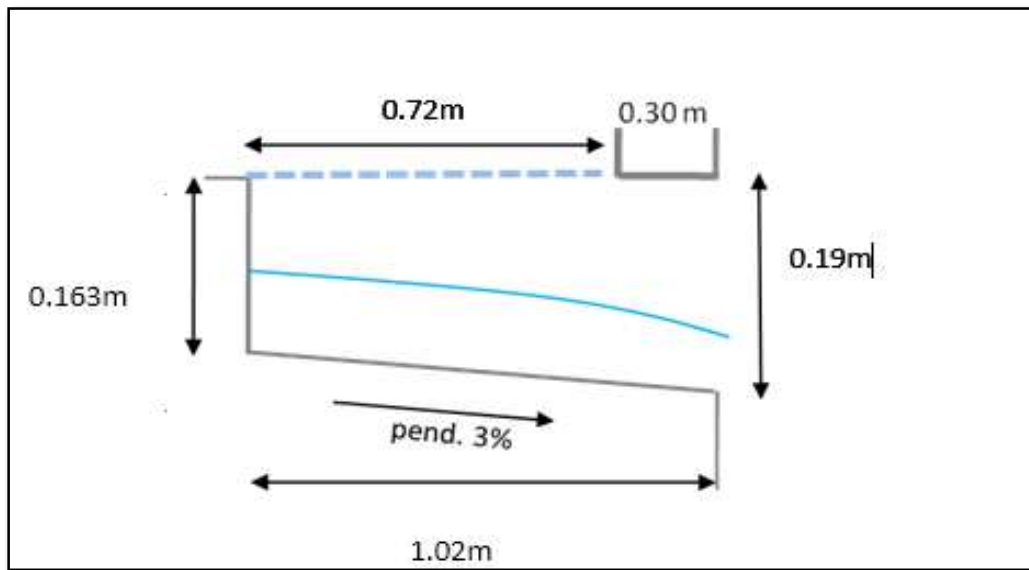


Figura 8. Diseño canal de aducción.
Fuente: Autores del Proyecto

Cámara de recolección

Las dimensiones mínimas de la cámara de recolección pueden determinarse con base a las ecuaciones del alcance de chorro del agua, reemplazando los términos por los de la condición de entrada a la cámara.

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

$$X_s = 0.36 * 0.45^{2/3} + 0.6 * 0.022^{4/7}$$

$$X_s = 0.28m$$

$$X_i = 0.18 * V_e^{4/7} + 0.74 * h_e^{3/4}$$

$$X_i = 0.18 * 0.45^{4/7} + 0.74 * 0.022^{3/4}$$

$$X_i = 0.16 m$$

$$B = X_s + BL = 0.28 + 0.30 = 0.58$$

$$B = 0.58m$$

Por facilitar el acceso para el mantenimiento, se adopta una cámara de 0.70 m (en el sentido de B cámara por 1.0 m de lado de largo. El borde libre de la cámara es de 30 cm.

Diseño vertedero de excesos

Conociendo el caudal promedio del río, se calcula la lámina de agua en estas condiciones.

$$Q_{prom} = Q_{prom\ rio} - Q_D = 19.47 - 4$$

$$Q_{prom} = 15,47 \text{ lts/seg}$$

$$H = \left[\frac{Q_{prom}}{1.84 * L_p} \right]^{2/3} (m)$$

$$H = \left[\frac{0.015}{1.84 * 1.2} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.036(m)$$

$$H = 0.05 (m)$$

La capacidad máxima de captación de la rejilla, se puede aproximar al caudal a través de un orificio, a partir de la ecuación:

$$Q_{\text{captado}} = C_d * A_{\text{neta}} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$Q_{\text{captado}} = \text{Caudal a través de la rejilla (m}^3/\text{seg)}.$$

$$C_d = \text{Coeficiente de descarga} = 0.3.$$

$$A_{\text{neta}} = \text{Área neta de la rejilla (m}^2\text{)}.$$

$$H = \text{Altura lámina de agua sobre la rejilla (m)}.$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.30 * 0.176 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.036}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.044 (m^3/seg)$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_d (m^3/seg)$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.044 - 0.04$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.0044 (m^3/seg)$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

$$H_{excesos} = \left[\frac{Q}{1.84 * B_{camara}} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.0044}{1.84 * 0.7} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{excesos} = 0.023m$$

$$V_{excesos} = \frac{Q_{exc.}}{H_{exc.} * B_{camara}} = \frac{0.0044}{0.023 * 0.7}$$

$$V_{excesos} = 0.273 \text{ m}^3/s$$

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

$$x_s = 0.36 * V_{exc.}^{\frac{2}{3}} + 0.60 * H_{exc.}^{\frac{4}{7}}$$

$$x_s = 0.36 * 0.273^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.023^{\frac{4}{7}}$$

$$x_s = 0.22 \text{ m}$$

Se adiciona un espacio libre de 30 cm, para que no sacuda el muro y evitar averías de la estructura.

$$\text{Ancho} = x_s + BL = 0.22 + 0.30$$

$$\text{Ancho} = 0.50\text{m}$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.75 m de la pared de la cámara de recolección.

Cálculo de la altura de los muros de contención

Para determinar la altura de los muros es necesario conocer el caudal máximo que se presentara en un determinado momento, para esto se utilizó el método racional el cual define:

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{360}$$

C: Coeficiente de escorrentía medio de la cuenca

I: Intensidad media máxima para una duración igual al tiempo de concentración (mm/h)

A: Área total de la cuenca vertiente en la sección de cálculo (Ha)

Área = 180 Ha Longitud = 1783 m Cota máx. =2530 m Cota min. =2051.92m



Figura 9. Delimitación de la cuenca hidrológica mediante Google Earth.

Fuente: Google Earth

Coeficiente de escorrentía: El coeficiente de escorrentía C es; función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía, en este caso se utilizaron los valores de la siguiente tabla:

Tabla 15*Coefficiente de escorrentía o impermeabilidad*

Tipo de superficie	C
Cubiertas	0,75-0,95
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,70-0,95
Vías adoquinadas	0,70-0,85
Zonas comerciales o industriales	0,60-0,95
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,60-0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40-0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20-0,35

Fuente: RAS 2010.

Nota. La tabla muestra el coeficiente de escorrentía determinados según el tipo de superficie.

Intensidad de precipitación: La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias, corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía. Para obtener las curvas IDF, se utilizaron las ecuaciones determinadas mediante los datos obtenidos de la estación pluviométrica (1605504 ABREGO CENTRO AD.), del municipio de Abrego, presentes en el proyecto ejecutado: Plan Maestro Acueducto y Alcantarillado de Ocaña.

Tabla 16*Ecuaciones de intensidad según el tiempo de retorno*

Tiempo de retorno	Formula
4	$I_4 = 1069060 (D+88)^{-2.02207}$
5	$I_5 = 1979400 (D+94)^{-2.11586}$
7	$I_7 = 4548340 (D+102)^{-2.24155}$
10	$I_{10} = 12381400 (D+112)^{-2.39415}$
25	$I_{25} = 612271000 (D+153)^{-2.9921}$
50	$I_{50} = 16114800000 (D+187)^{-3.48397}$

Fuente: Plan Maestro Acueducto y Alcantarillado Ocaña.

Nota. La tabla muestra las ecuaciones de intensidad de precipitación según el tiempo de retorno en donde D es igual a la duración en minutos.

Periodo de retorno de diseño: El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes. En la siguiente tabla se establecen los valores de periodos de retorno o grado de protección según el RAS 2010.

Tabla 17*Periodo de retorno o grado de protección*

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	50

Fuente: RAS 2010

Nota. La tabla muestra los periodos de retorno en años según las características del área de drenaje.

Tiempo de concentración (T_e): en nuestro caso solo se necesita conocer el tiempo de entrada, el cual corresponde al tiempo requerido para que la esorrentía llegue al punto de captación. El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar T_e con base en la velocidad media de esorrentía superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido.

$$T_e = \frac{L}{(60 * V_s)}$$

V_s Puede aproximarse según los lineamientos del RAS 2010 así:

$$V_s = a * S^{\frac{1}{2}}$$

a = Es una constante que depende del tipo de superficie (tabla 20).

L = Longitud máxima del cauce (m).

S = Pendiente entre el punto más elevado y el punto de interés (m/m).

Tabla 18

Constante de velocidad superficial

Tipo de superficie	a
Bosque con sotobosque denso	0,70
Pastos y patios	2,00
Áreas cultivadas en surcos	2,70
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,50

Fuente: RAS 2010.

Nota. La tabla muestra los valores de la constante a, según el tipo de superficie.

$$L = 1783$$

$$s = \frac{2530 - 2051.92}{1783} = 0.27 \text{ m/m}$$

$$V_s = a * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V_s = 0.70 * 0.27^{\frac{1}{2}} = 0.37$$

$$T_e = \frac{L}{(60 * V_s)}$$

$$T_e = \frac{1789}{(60 * 0.37)} = 80.59 \text{ min}$$

Calculado un tiempo de concentración igual a 80.59 minutos, de la ecuación se obtiene un valor de intensidad ($I_{10} = 12381400 (D+112)^{-2.39415}$) de 41.97 mm/hr.

$$I = 41.97 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.30 * 11.65 * 180}{360}$$

$$Q_{max} = 1.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{max_{rio}} = \left[\frac{Q_{max_{rio}}}{1.84 * L} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{1.75}{1.84 * 1.2} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{max_{rio}} = 0.86 \text{ m}$$

Se definió que la altura de los muros sería de 1.20 metros, tomando un borde libre de 34cm.

Calculo de cotas

Fondo de rio en la captación	= 2051.92 m	
Lamina sobre la presa:		
Diseño	= 2051.92 + 0.015 = 2051.93 m	
Máxima	= 2051.92 + 0.86	= 2052.78 m
Promedio	= 2051.92 + 0.036	= 2051.96 m
Corona de los muros de contención	= 2051.92 + 1.20	= 2053.12m
Canal de aducción:		
Fondo aguas arriba	= 2051.92 - 0.16	= 2051.76 m
Fondo aguas abajo	= 2051.92 - 0.19	= 2051.73 m
Lamina aguas arriba	= 2051.76 + 0.013	= 2051.77 m
Lamina aguas abajo	= 2051.73 + 0.022	= 2051.75 m
Cámara de recolección:		
Lámina de agua	= 2051.73 - 0.30	= 2051.43 m

Cresta de vertedero de excesos = $2051.43 - 0.023$ = 2051.41 m

Fondo = $2051.41 - 0.6$ = 2050.81m

Tuberías de excesos

Cota de entrada = 2050,81m

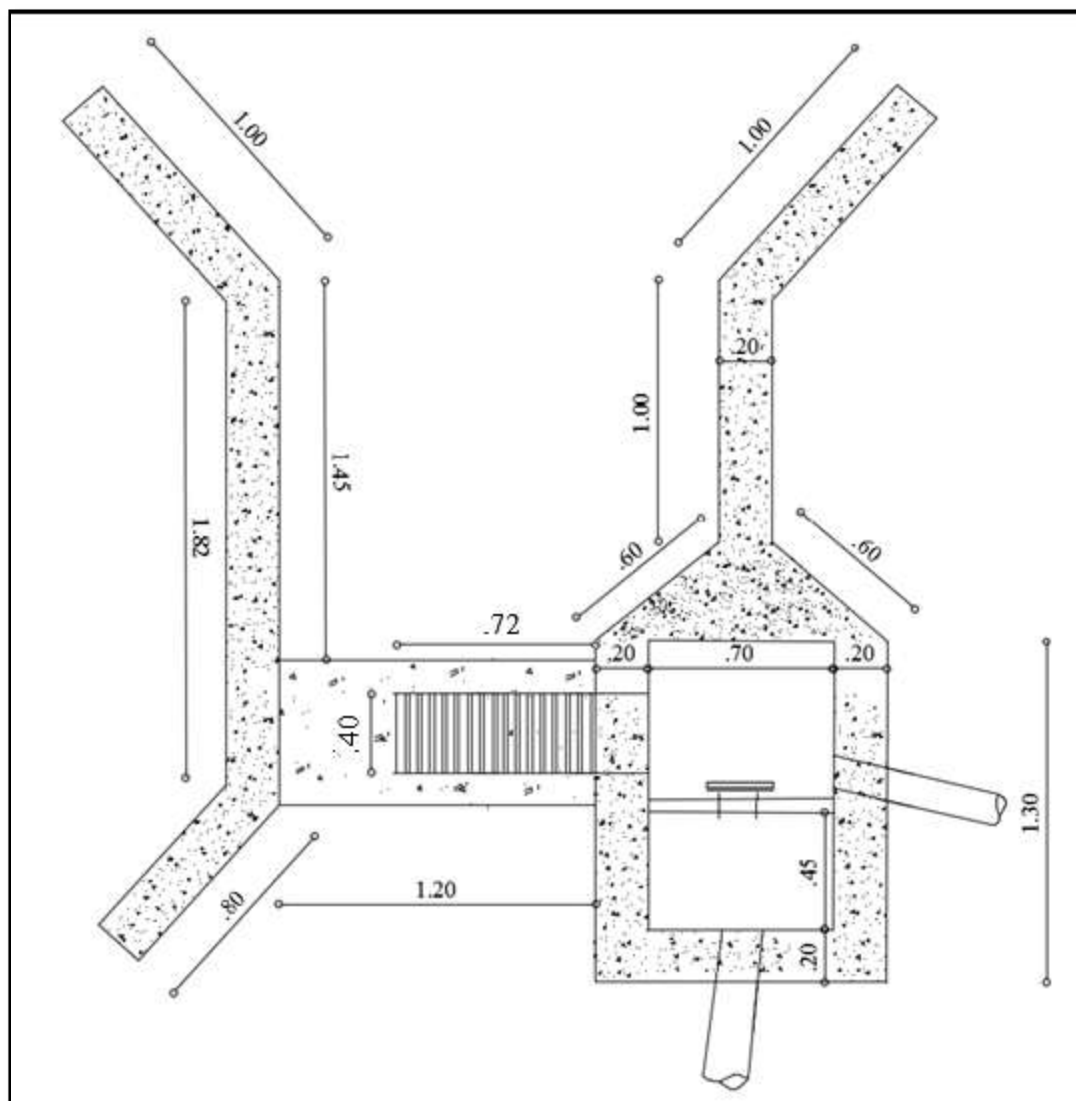


Figura 10. Plano en planta de estructura de captación.

Fuente: Autores del proyecto

4.3.3 Aducción captación-desarenador. Para el diseño de la aducción captación-desarenador, se debe tener en cuenta las condiciones del flujo, dado que se puede diseñar a flujo libre o flujo a presión; por lo general lo más utilizado es a flujo libre y el conducto de transporte puede ser abierto o cerrado, pero con el fin de evitar cualquier posibilidad de contaminación Externa es conveniente realizar las aducciones a flujo libre en conductos cerrados.

La fórmula aplicada al diseño de la aducción corresponde a Manning, utilizada para flujo libre, el caudal con el que se basaran los cálculos del presente diseño corresponde al caudal máximo diario (QMD) según el nivel de complejidad, establecido por el RAS 2010, Titulo A, literal A.11.1.12.

Parámetros de diseño

Caudal de diseño = QMD + 2 lts/seg

QDIS= 1.01+2= 3.01lts/seg

Longitud = 207.95 m (Tomada del plano)

Cota salida bocatoma = 2050.81 m

Cota llegada desarenador = 2037.06 m (Tomada del plano)

Formula de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (m^3/seg)$$

En donde:

Q = Caudal (m³/seg).

A = Área de la sección de flujo (m²).

R = Radio hidráulico = $R = \frac{A}{P} = \frac{\pi * D^2}{4 * \pi * D} = \frac{D}{4}$.

P = Perímetro mojado (m).

D = Diámetro interno real de la tubería (m).

S = Pendiente de la línea de energía (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning = 0.015 PVC

Tabla 19

Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

Material	N
Asbesto – cemento	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior liso	0.011 - 0.015
Concreto prefabricado interior rugoso	0.015 - 0.017
Concreto fundido en sitio, formas lisas	0,012 - 0,015
Concreto fundido en sitio, formas rugosas	0,015 - 0,017
Gres vitrificado	0.011 - 0.015
Hierro dúctil revestido interiormente con cemento	0.011 - 0.015
PVC, polietileno y fibra de vidrio con interior liso	0.010 - 0.015
Metal corrugado	0.022 - 0.026
Colectores de ladrillo	0.013 - 0.017

Fuente RAS 2010

Nota. La tabla muestra los valores del coeficiente de rugosidad solo para conductos cerrados..

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L}$$

$$S = \frac{2050.81 - 2037.06}{207.95} = 0.0661 \frac{m}{m} * 100 = 6.61\%$$

Aplicando la ecuación de manning, se tiene:

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right) * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = 0.312 * \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}\right)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = 1.548 * \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}} = 1.548 * \left(\frac{0.015 * 0.003}{0.0661^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.060 \text{ mts}$$

Según el RAS 2010, el diámetro mínimo para tuberías de aducción a flujo libre es de 4", pero este diámetro es mucho mayor que el diámetro obtenido, por lo tanto se adopta para este proyecto un diámetro de 2" (0.0508m). Recalculando el caudal a tubo lleno utilizando el diámetro adoptado se tiene:

$$Q_o = 0.312 \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = 0.312 \frac{0.0608^{\frac{8}{3}} * 0.0661^{\frac{1}{2}}}{0.015}$$

$$Q_o = 0.00305 \frac{m^3}{seg}$$

Teniendo en cuenta que el agua que fluye a través de la tubería de aducción puede contener materiales sólidos en suspensión, se recomienda una velocidad mínima de 0.50 m/s, de forma que se garantice el arrastre de material sedimentado (numeral B.6.4.8.3, norma RAS 2010). La velocidad máxima depende de la resistencia a la presión por efectos de golpe de ariete, pero en general se recomienda que no supere los 6 m/s (numeral B.6.4.8.4, norma RAS 2010).

La velocidad máxima en las tuberías de aducción depende de la presión máxima producida, por fenómenos del golpe de ariete).

Para las tuberías de aducción por la erosionabilidad de la tubería, se recomienda una velocidad máxima de 6m/seg (Numeral B.6.4.11 Ras 2010).

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.00305}{0.0020} = 1.53 \frac{m}{seg} \quad OK$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.003 m^3/seg}{0.00305 m^3/seg} = 0.98$$

El valor de la relación obtenida, permite garantizar que la tubería se llenará hasta un 50% de su diámetro. De la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares, se obtienen las relaciones:

Dónde:

V_o = Velocidad a tubo lleno.

d = Lámina de agua.

R = Radio hidráulico al canal de diseño.

R_o = Radio hidráulico a tubo lleno.

$$\frac{V}{V_o} = \frac{v}{1.53} = 1.039 \quad \frac{d}{D} = \frac{d}{0.0508} = 0.892 \quad \frac{R}{R_o} = \frac{R}{0.0508/4} = 1.192$$

$$V_{real} = 1,039 * 1.53 = 1.59 \text{ m/seg} \quad OK \quad ;d = 0.892 * 0.0508 = 0.045 \text{ m}$$

$$R = 0.0127 * 1.192 = 0.015 \text{ m}$$

Para verificar que la tubería tenga un mayor arrastre de partículas, se debe verificar el esfuerzo cortante el cual debe ser mayor de 1.2 N/m^2 (Numeral B.6.4.3.8 Ras 2010).

El esfuerzo cortante está determinado por la siguiente ecuación:

$$\tau = \gamma * R * S$$

En donde:

τ = esfuerzo cortante medio N/m^2 .

γ = Peso específico del agua = 9.81 kN/m^3 .

R = Radio hidráulico de la sección del flujo = A/P .

$$\tau = 0.015 * 9.81 * 0.0661 = 9.73 \text{ N/m}^2 \quad \text{Si cumple}$$

El esfuerzo cortante permite el arrastre de la mayor parte de materiales según el (Numeral B.6.4.8.3 Ras 2010).

Verificación a la cota de salida a la bocatoma

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.5 \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Pérdida por cabeza de velocidad} = 1.0 \frac{V^2}{2g}$$

$$d + 0.5 \frac{V^2}{2g} + 1.0 \frac{V^2}{2g}$$

$$H = 0.045 + 0.5 \frac{1.54^2}{2 * 9.81} + 1.0 \frac{1.54^2}{2 * 9.81}$$

$$H = 0.23m$$

Calculo de cotas

Cota de batea a la salida de la bocatoma = 2050.03m

Cota clave a la salida de la bocatoma = 2050.81m

Cota de batea a la llegada del desarenador = 2037.06 m

Cota clave a la llegada del desarenador = 2037.11 m

Cota de la lámina de agua a la llegada del desarenador = 2037.15 m

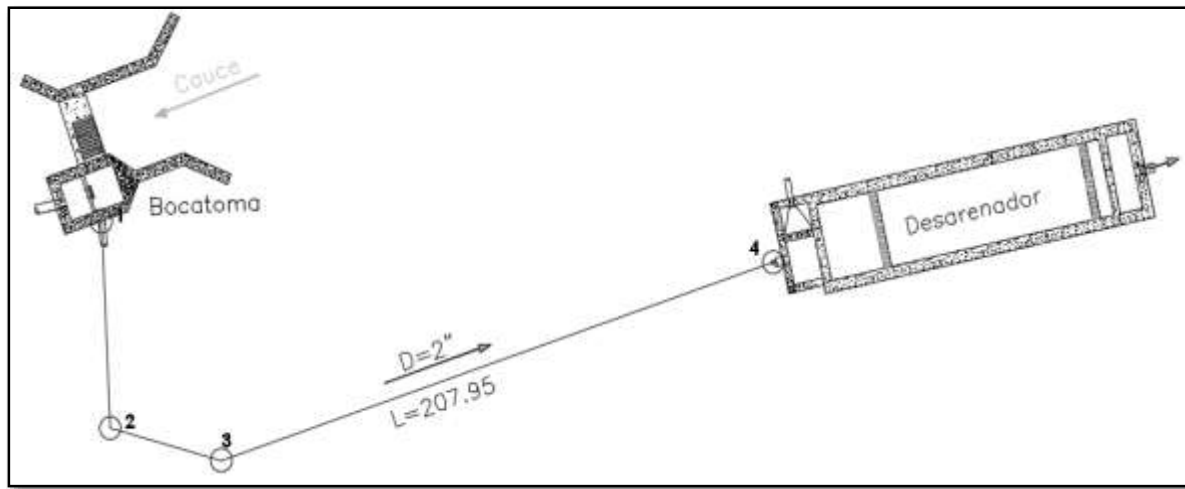


Figura 11. Plano en planta aducción captación-desarenador.

Fuente: Autores del proyecto.

4.3.4 Desarenador. Un desarenador es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de gravedad. El desarenador debe situarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. El periodo de diseño del desarenador es en general el mismo de la estructura de captación y puede ampliarse en etapas sucesivas hasta el horizonte de diseño.

Condiciones de la tubería de entrada

$$Q_d = 0.003 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_o = 0.00305 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V = 1.59 \text{ m/seg}$$

$$V_o = 1.53 \text{ m/seg}$$

$$D = 2'' (0.0508 \text{ m})$$

$$d = 0.045 \text{ m.}$$

Condiciones de diseño del desarenador

Periodo de diseño	= 25 años
Remoción de partículas de diámetro (d) = 0.05 mm	
Porcentaje de remoción	= 75 %.
Temperatura del agua	= 20 °C.
Viscosidad cinemática	= 0.01007 cm ² /seg.
Relación longitud: ancho	= 4:1
Cota lamina tubería entrada al desarenador	= 2037.15 m
Cota batea de la tubería de entrada	= 2037.06 m

Calculo de los parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación. Según fórmula de Stokes:

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

En donde:

V_s = velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s).

g = Aceleración de la gravedad (981cm/s²).

ρ_s = Peso específico de la partícula, arena = 2.65gr

ρ = Peso específico del fluido, agua = 1.00gr/cm³).

μ = Viscosidad cinemática del fluido (cm²/s), $\mu_{20^\circ\text{C}}$ = 0.01007 cm²/seg.

d = Diámetro de las partículas a remover 0.005cm

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2.65 - 1)}{0.01007} 0.005^2$$

$$V_s = 0.223 \frac{cm}{seg} = 2.23 \frac{mm}{seg}$$

Período de retención. Tiempo que tarda la partícula en llegar al fondo.

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

En donde:

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

H = Profundidad útil del desarenador = 150 cm.

V_s = Velocidad de sedimentación = 0.223 cm/seg.

$$T = \frac{150}{0.223} = 672.65 \text{ seg}$$

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

$$\frac{\theta}{T} = 3$$

$$\rightarrow \theta = 3 * T = 3 * 672.65$$

$$\theta = 2017.95 \text{ seg} = 0.56 \text{ hr} \quad 0.5 \text{ hr} < 0.56 \text{ hr} < 4 \text{ hr} \quad \text{Cumple (Literal B.4.6.4 RAS)}$$

Chequeo de otras condiciones.

Volumen del tanque:

$$V = \theta * Q_{diseño}$$

$$V = 2017.95 * 0.003 = 6.05 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque:

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

$$A_s = \frac{6.05}{1.5} = 4.03 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque (L: B = 4:1):

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} = \sqrt{\frac{4.03}{4}} = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m} .$$

$$L = 4 * B = 4 * (1) = 4 \text{ m}$$

Carga hidráulica superficial para el tanque (q):

$$q = \frac{Q_d}{A_s}$$

En donde:

q = Carga hidráulica superficial

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

A_s = Área superficial del tanque (m^2)

$$q = \frac{0.003 * 86400seg}{4.03 m^2} = 64.32 \frac{m^3}{m^2 * dia}$$

Velocidad vertical:

$$V_o = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.003m^3/seg}{4.03m^2}$$

$$V_o = 0.000744 m/seg = 0.07cm/seg$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho'_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.074 * 18 * 0.01007}{981 * (2.65 - 1)}}$$

$$d_o = 0.0029cm \leq 0.03 mm$$

Relación de tiempos es igual a relación de velocidades:

$$\frac{\theta}{T} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.223}{0.074} = 3$$

Se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.03mm. Al tener en cuenta las condiciones reales; El diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.005 mm.

Velocidad horizontal: Debe ser menor que la velocidad de arrastre de las partículas, con el propósito de evitar la resuspensión del sedimento. (RAS 2010)

$$V_h = \frac{V_o * L}{H} * 100$$

En donde:

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg.

V_o = Carga hidráulica superficial = = 0.00074 m/seg.

L = Largo útil del desarenador = 4 m.

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.5 m.

$$V_h = \frac{0.00074\text{m/seg} * 4}{1.5} * 100 = 0.20 \text{ cm/seg}$$

Velocidad horizontal máxima:

$$V_{h_{max}} = 20 * V_s$$

En donde:

$V_{h_{max}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg.

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

$$V_{h_{max}} = 20 * 0.223 = 4.46 \text{ cm/seg}$$

$$V_{h_{max}} > V_h$$

$$4.46 \text{ cm/seg} > 0.16 \text{ cm/seg}$$

Cumple con el parámetro de velocidad horizontal establecida por el reglamento.(Ras 2010)

Velocidad de resuspensión máxima:

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * K}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$$

En donde:

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg.

K = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04.

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

g = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²

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

ρ = Peso específico del agua = 1 gr/cm³.

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm.

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.03} * 981 * (2.65 - 1) * 0.005}$$

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

Condiciones de operación de los módulos:

Operación inicial en el año 2017

Caudal de operación

$$Q_{md} = 0.53 \frac{\text{lbs}}{\text{seg}} = 0.00053 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{6.05m^3}{0.00053 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

$$\theta = 3.36hrs \quad 0,5hr < 3.36hr < 4hr \quad \text{Cumple (Ras 2010)}$$

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

V = Volumen del tanque.

Q = Caudal medio diario.

$$q = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.00053m^3/\text{seg} * 86400\text{seg}}{4.03} = \frac{11.36 \text{ m}^3}{m^2 * d}$$

Cálculo de los elementos del desarenador

Vertedero de salida:

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

En donde:

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m.

Q = Caudal máximo diario en m³/seg.

B = Base del desarenador en m.

$$H_v = \left(\frac{0.003}{1.84 * 1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0.014m$$

Velocidad sobre la cresta del vertedero:

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

$$V_v = \frac{0.003}{1 * 0.014}$$

$$V_v = 0.214 \text{ m/seg}$$

Ecuación del alcance horizontal:

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

$$X_s = 0.36 * (0.214)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.014)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.18 \text{ m}$$

$$L_v = 0.18 + 0.10 \text{ m}$$

$$L_v = 0.28 \text{ m} \quad \text{Se adopta } L_v = 0.30 \text{ m}$$

Pantalla de salida:

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.5/2 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 * H_v = 15 * 0.014 = 0.21 \text{ m}$$

Pantalla de entrada:

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.5/2 = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 4/4 = 1 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos:

$$\text{Relación longitud: profundidad de lodos} = 10$$

$$\text{Profundidad máxima} = L/10 = 4/10 = 0.4 \text{ m}$$

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

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida a la cámara de aquietamiento} = L/3 = 4/3 = 1.33 \text{ m}$$

$$\text{Distancia punto de salida al vertedero salida} = 2L/3 = 2 * 4/3 = 2.67 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal} = (0.25 - 0.20) / 1 = 5\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = (0.25 - 0.20) / (4/3) = 3.76 \%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = (0.25 - 0.20) / (2*4/3) = 1.9\%$$

Cámara de aquietamiento:

$$\text{Profundidad} = H/3 = 1.5/3 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = B/3 = 1/3 = 0.33 \text{ m}$$

$$\text{Largo (adoptado)} = 0.40 \text{ m}$$

Rebose de la cámara de aquietamiento:

$$Q_{excesos} = Q_o - Q = 0.00305 - 0.003 = 0.0005 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_e = \left[\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L_e} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.0005}{1.84 * 0.40} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_e = 0.0077m$$

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e * L_e} = \frac{0.0005}{0.0077 * 0.40}$$

$$V_e = 0.16 \text{ m/seg}$$

$$X_s = 0.36 * (V_e)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (H_e)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.36 * (0.16)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.0077)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.14m$$

$$L_e = X_s + 0.10 = 0.14 + 0.10 = 0.24m = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{B - ancho}{2} = \frac{1 - 0.33}{2} = 0.34m$$

Se adopta como $L_e = 0.34 \text{ m}$

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

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

$$Q = 1.01 + 5\% * 0.53 = 1.04 \text{ lts/seg} = 0.0010 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

Las necesidades de la planta de purificación se establecen como un porcentaje (5%) del caudal medio diario.

Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento

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

$$V_1 = 1.59 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{0.003}{0.2 * 0.33} = 0.045 \text{ m/seg}$$

$$h_m = k \Delta \frac{V^2}{2 * g} \quad \therefore k = 0.2 \text{ debido a la disminución de la velocidad}$$

$$h_m = 0.2 \frac{1.59^2 - 0.045^2}{2 * 9.81} = 0.026 \text{ m}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$

$$V_1 = 0.045 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = V_h = 0.0020 \text{ m/seg.}$$

$$h_m = k \Delta \frac{V^2}{2 * g} \quad \therefore k = 0.1 \text{ debido a la disminución de la velocidad}$$

$$h_m = 0.1 \frac{0.045^2 - 0.0020^2}{2 * 9.81} = 0.0000103 \text{ m}$$

Debido a la magnitud de los caudales de la quebrada el silencio y teniendo en cuenta y teniendo en cuenta el funcionamiento hidráulico, el diámetro mínimo de la tubería de excesos y lavado corresponde a Ø 3'' en PVC.

Cálculo de cotas

Cota de batea de la tubería de entrada	= 2037.06 m
Cota lámina de agua en tubería de entrada	= 2037.11 m
Cota lámina de agua en cámara de aquietamiento = 2037.11 - 0.026	=2037.08m
Cota fondo de la cámara de aquietamiento =2037.08-0.5	=2036.58 m
Cota lámina de agua en zona de sedimentación = 2037.08- $1.03 * 10^{-5}$	= 2037.08 m
Cota de la corona de los muros del desarenador = 2037.08+0.214	=2037.28 m
Cota inferior de pantallas de entrada y salida =2037.08-0.75	=2036.33m
Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación = 2037.08-1.5	=2035.58m
Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador =2035.58-0.2	=2035.37 m
Cota placa fondo en punto de desagüe = 2035.57-0.25	=2035.32 m
Cota de batea de la tubería de lavado	= 2035.32 m
Cota clave de la tubería de lavado = 2035.32+0.1016	= 2035.42 m
Cota cresta del vertedero de salida = = 2037.08 -0.018	= 2037.06 m
Cota lámina de agua de la cámara de recolección = 2037.06- 0.15	= 2036.91 m

Cota de fondo de la cámara de recolección = $2037.9 - 0.30 = 2036.6 \text{ m}$

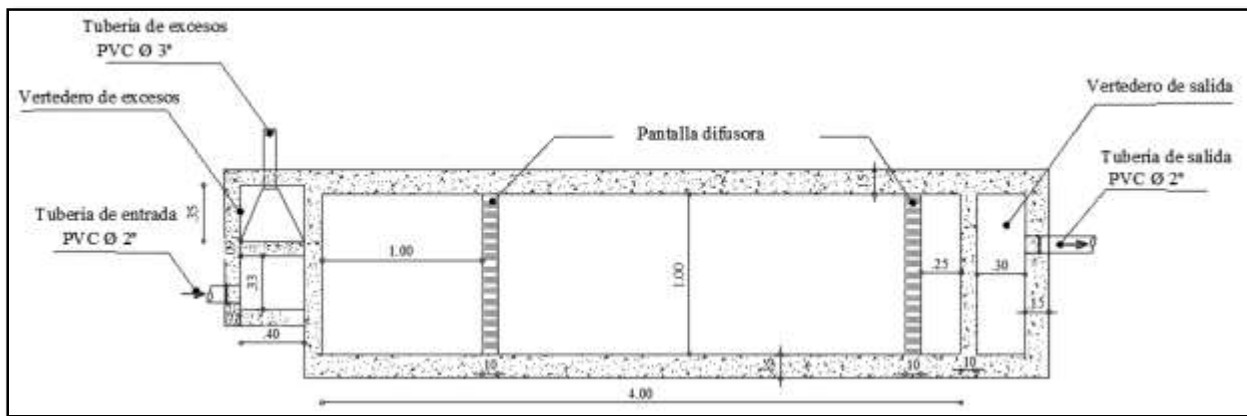


Figura 12. Plano en planta desarenador.

Fuente: Autores del Proyecto.

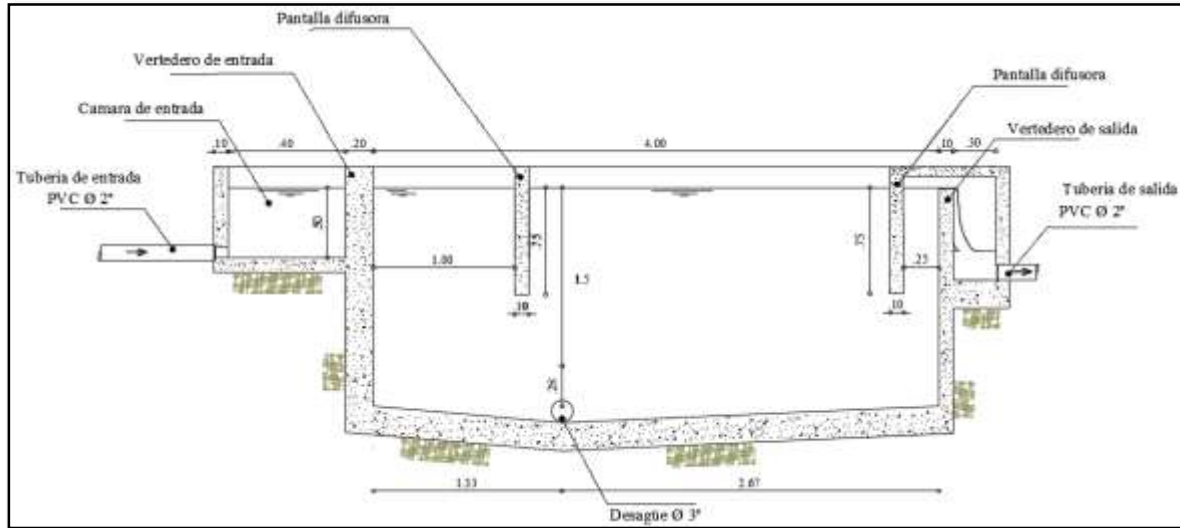


Figura 13. Sección transversal del desarenador.

Fuente: Autores del Proyecto.

4.3.5 Línea de conducción desarenador-tanque de almacenamiento. La línea de conducción debe seguir, en lo posible, el perfil del terreno y debe ubicarse de manera que pueda inspeccionarse fácilmente, esta se diseña por gravedad o bombeo, en este caso la línea de aducción es diseñada por gravedad.

Condiciones de diseño

$$Q_d = 1.01 \text{ lts/seg} + 2 \text{ lt/seg} = 0.0030 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Cota salida del desarenador: 2037.21

Cota llegada al tanque: 1985.36

Longitud del tramo de tubería: 3680 m

$$\vartheta = 1,007 * 10^{-6}$$

$$KS = 1.5 * 10^{-6}$$

$$V^2 = \frac{2 * g * H * D}{F * L}$$

$$V^2 = \frac{2 * 9.81 * 51.85 * D}{F * 3680}$$

$$V^2 = \frac{0.28 * D}{F} \quad V = \frac{0.53 * \sqrt{D}}{\sqrt{F}} \quad : 1$$

$$Re = \frac{V * D}{\varphi}$$

$$Re = \frac{D}{1.007 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{gr}} * \frac{0.73 * \sqrt{D}}{\sqrt{F}}$$

$$Re = \frac{724925,5214 * D^{1.5}}{\sqrt{F}} : 2$$

$$Qd = V * A$$

$$V = \frac{0.727 * \sqrt{D}}{\sqrt{F}} ; \quad \sqrt{F} = \frac{0.727 * \sqrt{D}}{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{D^2}} ; \quad \sqrt{F} = 1077.04 * D^{2.5}$$

Aplicando la ecuación de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$\frac{1}{191,099 * D^{2.5}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{724925,5214 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.056 \text{m} \cong 2'' \quad \text{Diametro adoptado } 2''$$

Se asume un diámetro mínimo de 2” en tubería de PVC; Según el reglamento de agua potable y saneamiento básico (RAS2000) el diámetro mínimo de tubería a usar en líneas de aducción y conducción es de 4”, para este proyecto se asume de 2” ya que la capacidad de dicha tubería es suficiente para transportar el caudal necesario.

$$Qd = V * A \frac{0.81 * \sqrt{D}}{V} = \sqrt{F}$$

$$V = \frac{0.003}{2.027 \times 10^{-3}} = 1,48 \text{ m/seg}$$

$$Re = \frac{V * D}{\varphi}$$

$$Re = \frac{1,48 * 0.056}{1.007 \times 10^{-6}} = 82303,87$$

$$\frac{1}{\sqrt{F}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.056} + \frac{2.51}{82303,87 * \sqrt{F}} \right]$$

$$F = 0.0189$$

Diseño de purgas.

El dimensionamiento de las purgas no obedece a cálculos, sino a las recomendaciones establecidas en normas de diseño y las cuales indican que para tuberías mayores a Ø100 mm, se recomienda que la tubería de desagüe esté entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería principal con un mínimo de Ø100 mm. Para tuberías de menor diámetro las purgas deberán ser igual al diámetro de la tubería principal.

Diseño de ventosas.

Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS 2010 se recomienda que para tuberías con diámetro interno real menor o igual que 100 mm, el diámetro mínimo sea de 50 mm y para tuberías con diámetro interno real mayor que 100 mm el diámetro mínimo de la ventosa sea de 75 mm. Por lo general las ventosas se instalan en los

puntos altos, pero debe verificarse su necesidad según las siguientes condiciones, pues en un perfil de tubería no todos los puntos altos necesitan de la ubicación de ventosas. Con los datos de cota de ubicación de la ventosa y cota aguas abajo de la línea de tubería, así como diámetro de la tubería y caudal, permite la verificación de la velocidad de remoción hidráulica del aire en el tramo descendente aguas abajo, o sea, determinar si en ese punto alto se necesita la ubicación de una ventosa.

En general la verificación de la remoción hidráulica del aire en un tramo descendente aguas debajo debe ser efectuado con las siguientes expresiones:

$$1. V_c = Y \cdot \sqrt{g \cdot D}$$

$$2. Y = 3P - 2.1 P^2$$

$$3. P = \sqrt{\sin \Theta}$$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad en m/seg^2

V_c = Velocidad crítica de remoción de aire en m/seg

D = Diámetro de la tubería en metros

Θ = Angulo del tramo descendente aguas abajo con la horizontal

Para que haya la remoción hidráulica de aire, es necesario que la velocidad mínima operacional sea igual o superior a la velocidad crítica V_c . En caso de no existir la remoción hidráulica será necesaria la instalación de ventosas para la remoción mecánica del aire.

Según la simulación realizada por medio de la topografía obtenida como se muestra en la tabla 20, las presiones obtenidas son tan elevadas que requieren mejorar su diseño mediante la utilización de tanquillas de quiebre de presión.

Tabla 20

Presiones de diseño red distribución

ID Nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m)
Embalse 1	1955.6	3.0	1955.60	0.00
Conexión 2	1729.01	0.00	1935.58	206.57
Conexión 3	1730.13	0.18	1931.15	201.02
Conexión 4	1629.27	0.00	1929.87	300.60
Conexión 5	1624.37	0.18	1929.46	305.09
Conexión 6	1605.71	0.08	1923.65	317.94
Conexión 7	1594.78	0.04	1922.80	328.02
Conexión 8	1566.1	0.08	1922.76	356.66
Conexión 9	1540.98	0.08	1922.76	381.78
Conexión 10	1532.75	0.00	1921.74	388.99
Conexión 11	1518.11	0.08	1921.71	403.60
Conexión 12	1515.05	0.08	1920.40	405.35
Conexión 13	1506.48	0.08	1920.34	413.86
Conexión 14	1460.76	0.04	1912.88	452.12
Conexión 15	1450.37	0.12	1911.40	461.02
Conexión 16	1445.71	0.12	1911.11	465.40
Conexión 17	1420.36	0.08	1911.04	490.68
Conexión 18	1285.47	0.08	1909.84	624.37
Conexión 19	1294.71	0.12	1909.26	614.55
Conexión 20	1280.48	0.12	1908.97	628.49
Conexión 21	1453.62	0.08	1911.42	457.80
Conexión 22	1441.53	0.12	1911.31	469.78
Conexión 23	1436.97	0.12	1910.56	473.59
Conexión 24	1251.68	0.08	1911.36	659.68
Conexión 25	1248.77	0.08	1911.35	662.58
Conexión 26	1152.15	0.08	1911.35	759.20

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra los valores de presión obtenidos según la simulación realizada en el software epanet.

Tabla 21*Presiones de diseño mejoradas red de distribución*

ID Nudo	Cota (m)	Demanda (LPS)	Altura (m)	Presión (m)
TAANQUE	1955,6	3	1955,6	0
Conexión 28	1842,185	3,0	1937,03	94,85
TANQUILLA 1	1842,185	3,0	1842,19	0
Conexión 2	1729,01	0,00	1823,61	94,6
Conexión 30	1730,13	3,0	1815,38	85,25
TANQUILLA 2	1730,13	2,82	1730,13	0
Conexión 32	1658,7	0	1729,49	70,79
Conexión 4	1629,27	0	1728,85	99,58
Conexión 5	1624,37	0,18	1728,44	104,07
Conexión 34	1668,42	2,64	1724,99	56,57
TANQUILLA 3	1668,42	2,64	1668,42	0
Conexión 6	1605,71	0	1663,89	58,18
Conexión 7	1594,78	2,46	1662,23	67,45
TANQUILLA 4	1594,78	2,46	1594,78	0
Conexión 8	1566,1	0,18	1594,62	28,52
Conexión 9	1540,98	0,18	1594,63	53,65
Conexión 10	1532,75	2,04	1592,91	60,16
TANQUILLA 5	1532,75	2,04	1532,75	0
Conexión 11	1518,11	0,18	1532,58	14,47
Conexión 12	1515,05	0	1528,8	13,75
Conexión 13	1506,48	0,3	1528,09	21,61
Conexión 37	1497,09	0	1528,32	31,23
Conexión 14	1460,76	1,56	1519,46	58,7
TANQUILLA 6	1460,76	1,56	1460,76	0,00
Conexión 15	1450,37	0	1459,86	9,49
Conexión 16	1445,71	0,18	1459,29	13,58
Conexión 17	1420,36	0,08	1456,58	36,22
Conexión 18	1385,47	0,08	1454,44	68,97
Conexión 41	1370,09	0,48	1453,49	83,4
TANQUILLA 7	1370,09	0,3	1370,09	0
Conexión 19	1294,71	0,12	1369,67	74,96
Conexión 20	1280,48	0,18	1369,08	88,6
Conexión 21	1453,62	0,78	1458,17	4,55
TANQUILLA 8	1453,62	0,78	1453,62	0
Conexión 22	1441,53	0,3	1453,07	11,54
Conexión 23	1436,97	0,3	1449,48	12,51

Tabla 21 Continuación

Conexión 43	1386,31	0,24	1453,57	67,26
Conexión 45	1349	0,18	1453,56	104,56
TANQUILLS 9	1349	0,34	1349	0
Conexión 24	1251,68	0,08	1348,96	97,28
Conexión 25	1248,77	0,08	1348,95	100,18
Conexión 47	1245,96	0,18	1348,94	102,98
TANQUILLA 10	1245,96	0,18	1245,96	0
Conexión 26	1152,15	0,18	1245,95	93,8

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra los valores de presión mejoradas por medio de tanquillas de quiebre de presión según la simulación realizada en el software epanet.

En la tabla 21, se observa las mejoras de presiones realizadas mediante la utilización de tanquillas de quiebre, a partir del tanque de almacenamiento para un mejor comportamiento hidráulico se emplearon 10 tanquillas de quiebre de presión a lo largo de todo el sistema de acueducto.

La tabla 22, especifica todos los tramos de tubería utilizados para la conformación de la línea de conducción y reparto, en donde se muestran las propiedades de los tramos de tubería y el respectivo valor de la presión transiente de cada tramo para poder establecer la relación entre el diámetro y el espesor con el fin de definir la capacidad apropiada para que la tubería instalada sea la ideal para soportar la presión que circula dentro del conducto.

Tabla 22*Tramos de tuberías y sus respectivas presiones*

ID Línea	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Rugosidad (mm)	Caudal (LPS)	Velocidad (m/s)	Pérd. Unit. (m/km)	Factor de Fricción	celeridad de onda (m/seg)	Golpe de ariete	Presión transiente (m.c.a)	RDE	Presión de diseño m.c.a
Tubería 1	863,915	58,48	0,0015	3,00	1,12	21,5	0,02	271,515934	30,99876	125,848761	21	140,71
Tubería 26	864,085	58,48	0,0015	3,00	1,12	21,49	0,02	271,515934	30,99876	125,598761	21	140,71
Tubería 2	382,78	58,48	0,0015	3,00	1,12	21,5	0,02	271,515934	30,99876	116,248761	21	140,71
Tubería 3	215,78	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	79,3343191	32,5	87,94
Tubería 28	215,78	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	108,124319	26	112,57
Tubería 4	140,43	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	112,614319	26	112,57
Tubería 5	300,22	58,48	0,0015	2,64	0,98	17,11	0,02	271,515934	27,12392	83,693916	32,5	87,94
Tubería 29	300,22	58,48	0,0015	2,46	0,92	15,09	0,021	271,515934	25,46327	83,6432681	32,5	87,94
Tubería 6	110,17	58,48	0,0015	2,46	0,92	15,09	0,021	271,515934	25,46327	92,9132681	26	112,57
Tubería 7	73,68	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,21	0,034	364,433782	8,544319	37,0643191	41	70,3
Tubería 8	68,25	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,21	0,034	364,433782	8,544319	62,1943191	41	70,3
Tubería 9	173,24	58,48	0,0015	2,04	0,76	10,82	0,022	271,515934	21,03487	81,1948736	32,5	87,94
Tubería 10	59,03	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	23,0143191	41	70,3
Tubería 11	553,67	31,48	0,0015	0,3	0,39	7,13	0,03	364,433782	14,48819	28,2381932	41	70,3
Tubería 12	100,03	31,48	0,0015	0,3	0,39	7,13	0,03	364,433782	14,48819	36,0981932	41	70,3
Tubería 13	658,28	58,48	0,0015	1,56	0,58	6,73	0,023	271,515934	16,05293	47,2829299	41	70,3
Tubería 31	1316,57	58,48	0,0015	1,56	0,58	6,73	0,023	271,515934	16,05293	74,7529299	32,5	87,94
Tubería 14	305,81	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	18,0343191	41	70,3
Tubería 15	193,2	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	22,1243191	41	70,3
Tubería 16	156,14	31,48	0,0015	0,64	0,82	26,79	0,024	364,433782	30,46235	66,6823549	41	70,3

Tabla 22 Continuación

Tubería 32	100,66	31,48	0,0015	0,56	0,72	21,18	0,025	364,433782	26,74743	95,7174336	26	112,57
Tubería 18	59,25	31,48	0,0015	0,48	0,62	16,17	0,026	364,433782	23,03251	106,432512	26	112,57
Tubería 34	59,25	31,48	0,0015	0,3	0,39	7,13	0,03	364,433782	14,48819	89,4481932	26	112,57
Tubería 19	200,39	31,48	0,0015	0,18	0,23	2,96	0,034	364,433782	8,544319	97,1443191	26	112,57
Tubería 20	1301,88	58,48	0,0015	0,78	0,29	1,99	0,027	271,515934	8,026465	12,5764649	41	70,3
Tubería 22	76,49	31,48	0,0015	0,3	0,39	7,13	0,03	364,433782	14,48819	26,0281932	41	70,3
Tubería 21	581,1	31,48	0,0015	0,3	0,39	7,13	0,03	364,433782	14,48819	26,9981932	41	70,3
Tubería 23	75,48	58,48	0,0015	0,42	0,16	0,68	0,032	271,515934	4,428394	71,6883944	32,5	87,94
Tubería 35	75,48	58,48	0,0015	0,18	0,07	0,16	0,041	271,515934	1,937423	106,497423	26	112,57
Tubería 36	75,48	58,48	0,0015	0,34	0,13	0,47	0,034	271,515934	3,59807	100,87807	26	112,57
Tubería 24	60,17	58,48	0,0015	0,26	0,1	0,3	0,037	271,515934	2,767747	102,947747	26	112,57
Tubería 25	47,12	58,48	0,0015	0,18	0,07	0,16	0,04	271,515934	1,937423	104,917423	26	112,57
Tubería 37	47,12	58,48	0,0015	0,18	0,07	0,16	0,04	271,515934	1,937423	95,7374226	26	112,57

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra las propiedades de cada una de las líneas de conducción y su respectivo cálculo para establecer su presión de diseño.

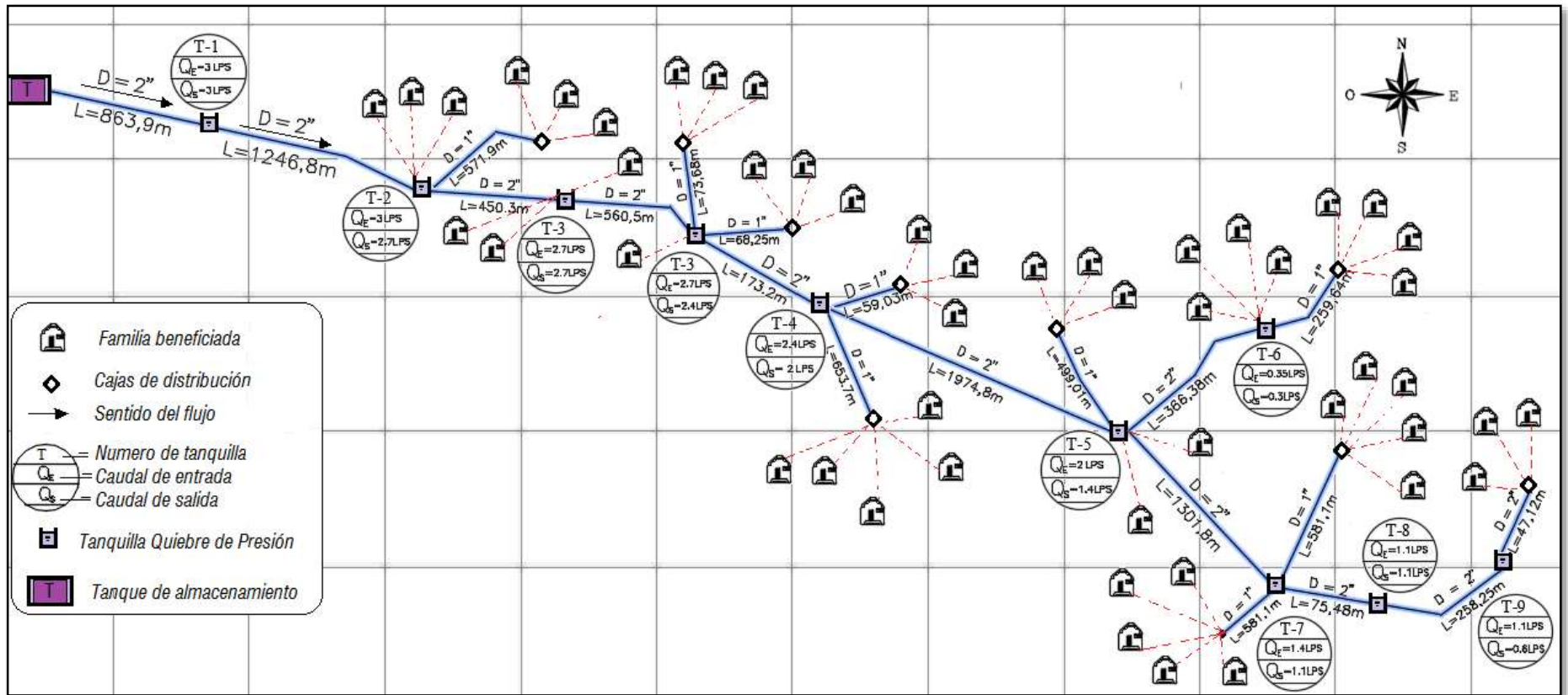


Figura 14. Plano en planta red de conducción y reparto, acueducto vereda Mata de Figue.

Fuente: Autores del Proyecto

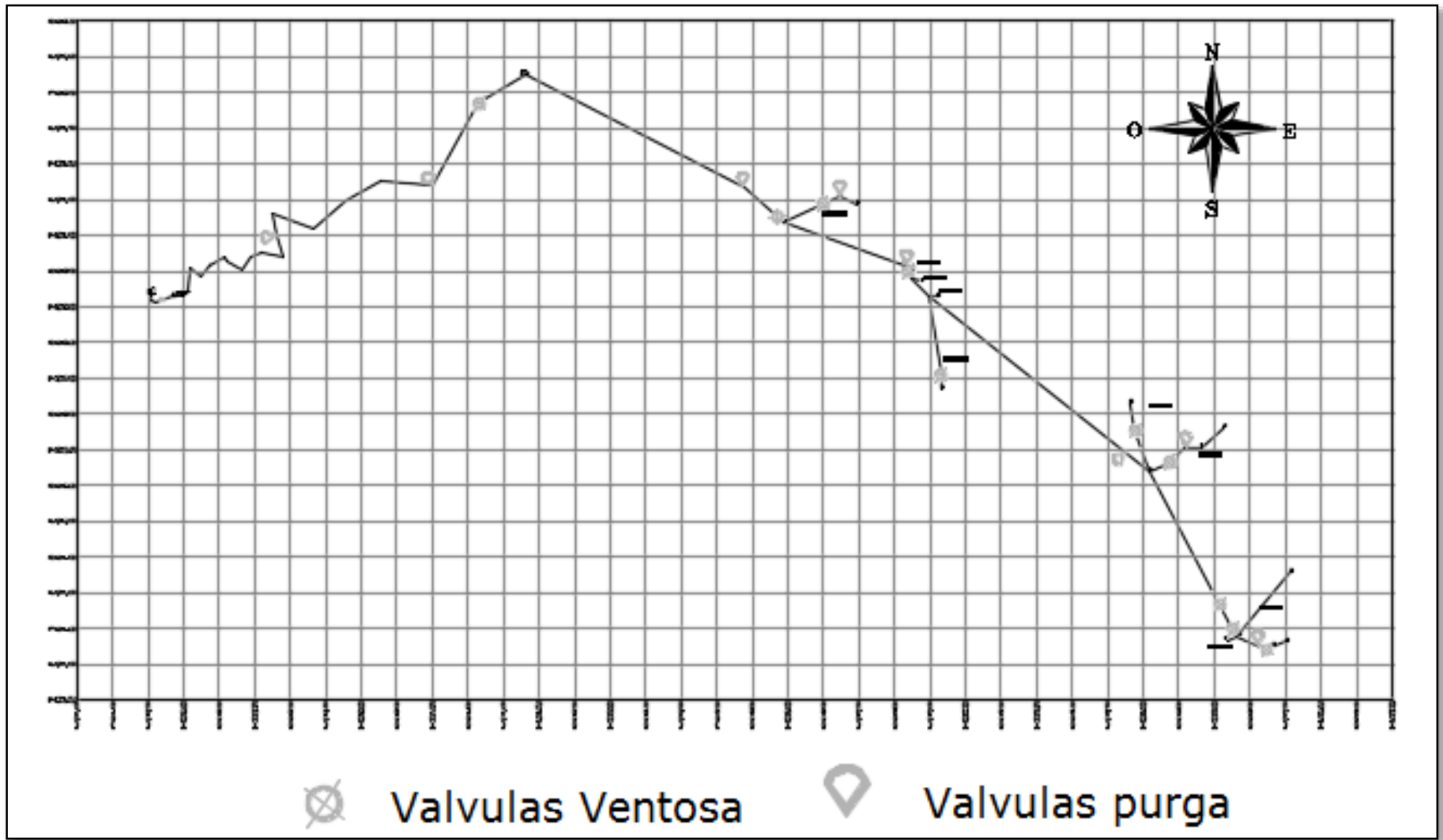


Figura 15. Plano en planta red de distribución y reparto con ubicación de ventosas y purgas.

Fuente: Autores del Proyecto

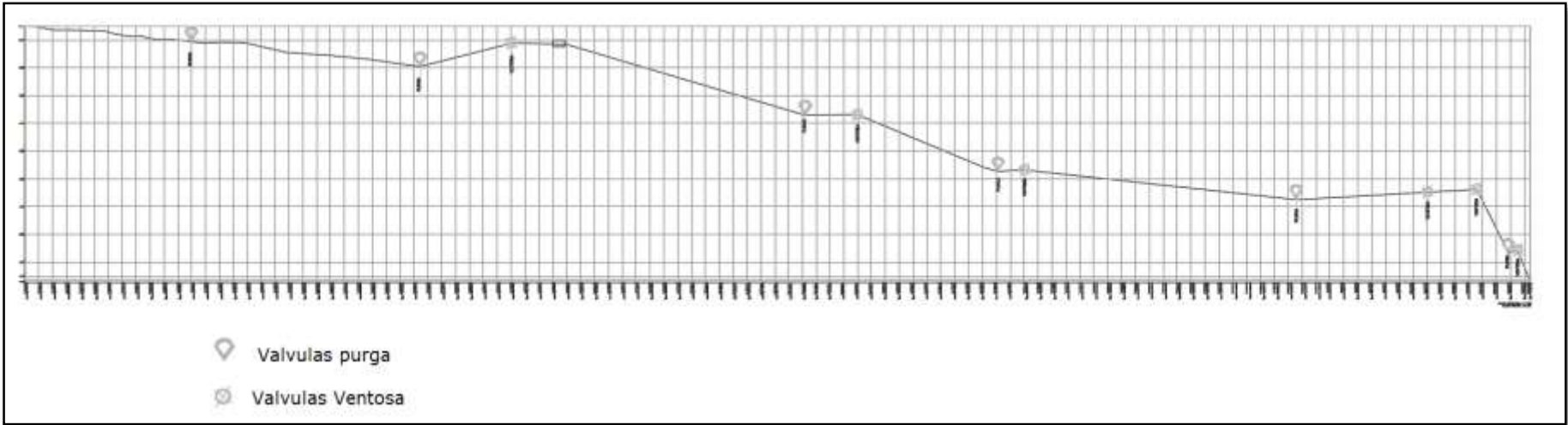


Figura 16. Perfil de red principal de conducción y reparto con la ubicación de válvulas ventosas y purgas.

Fuente: Autores del Proyecto

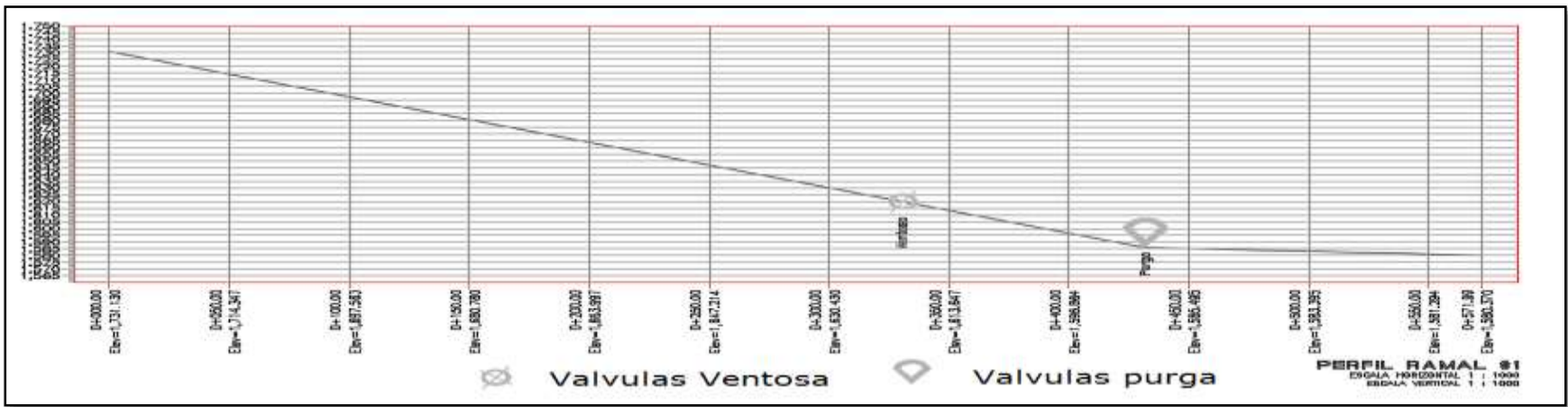


Figura 17. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 2.

Fuente: Autores del Proyecto

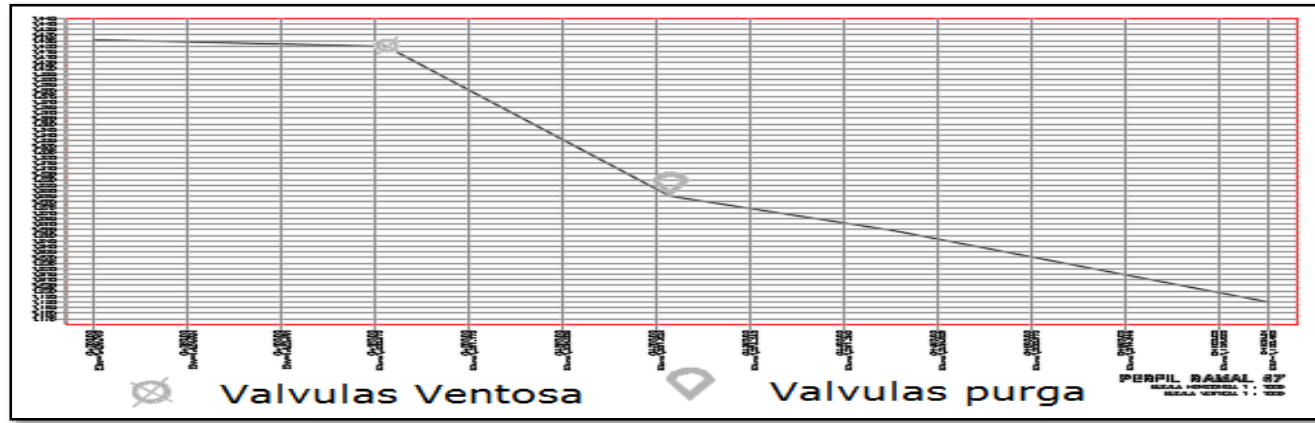


Figura 18. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 6.

Fuente: Autores del Proyecto

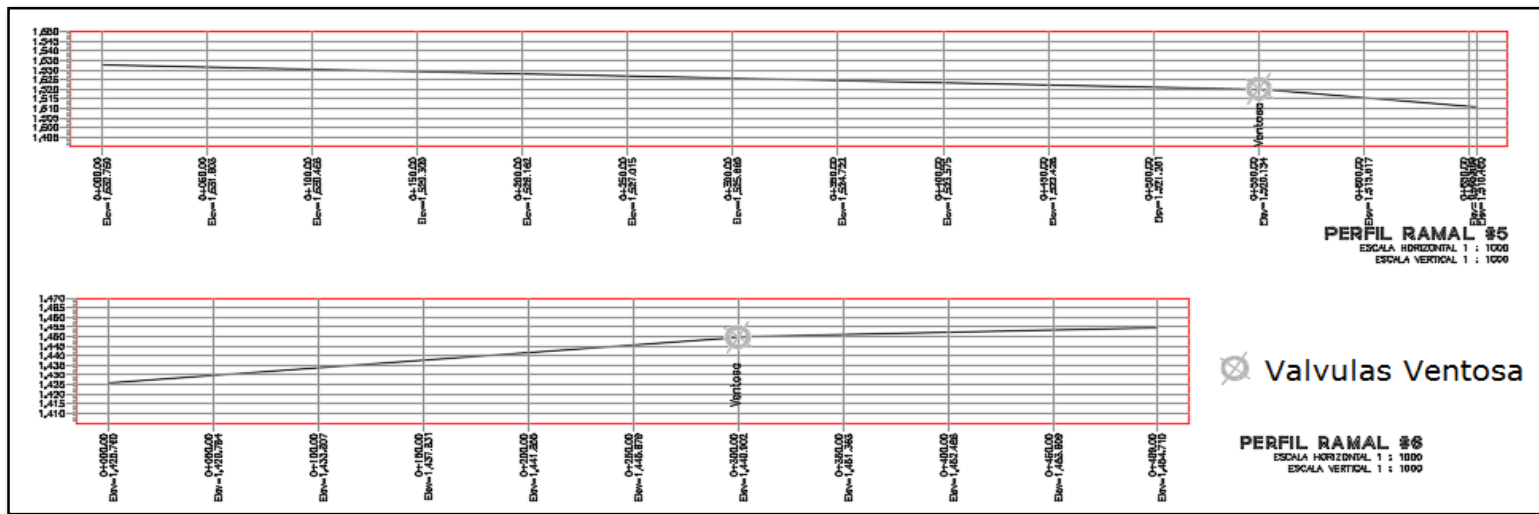


Figura 19. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 5 y tanquilla 6.

Fuente: Autores del Proyecto

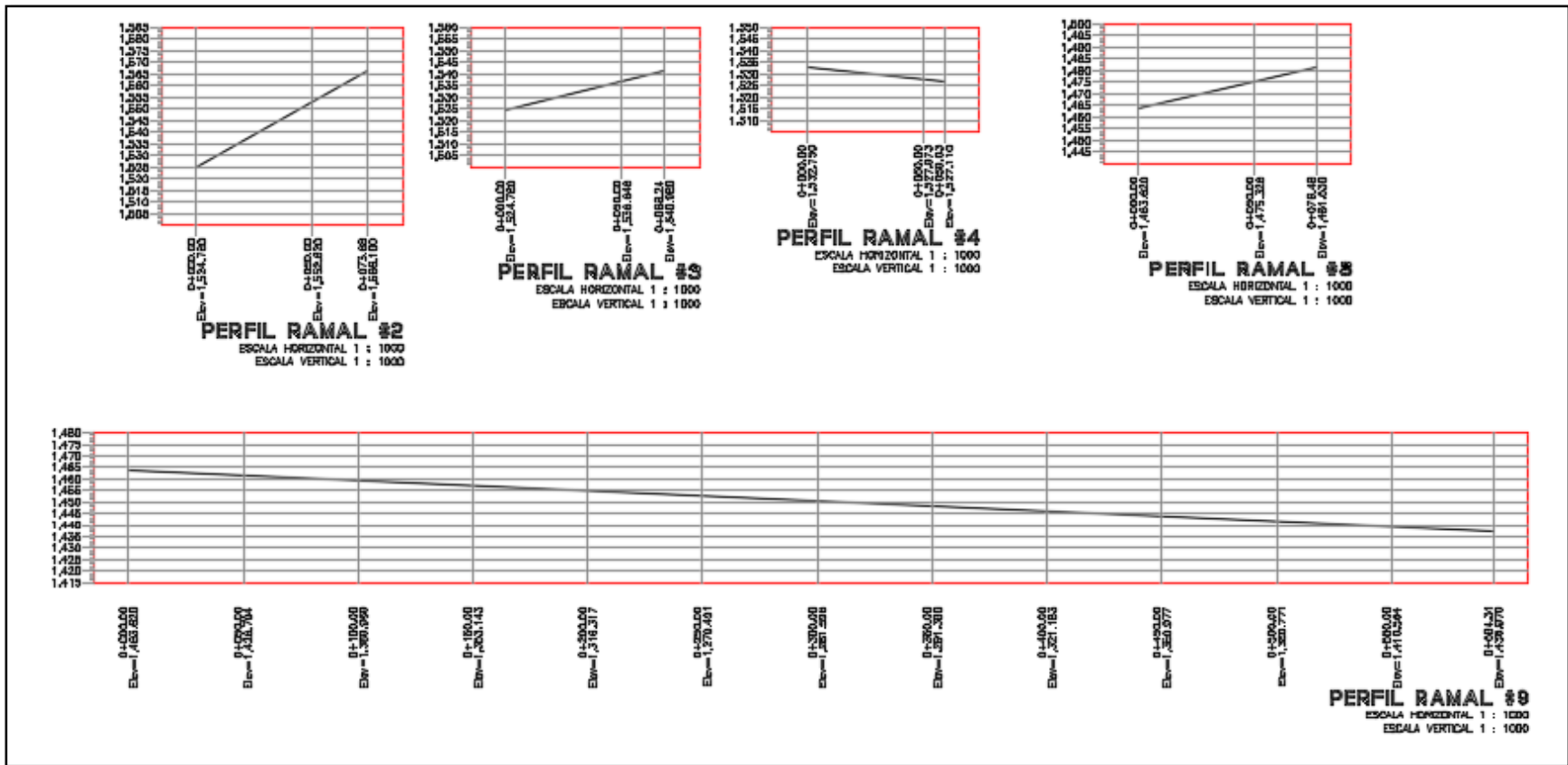


Figura 20. Perfil de red de distribución saliente de tanquilla 3, 4, 5, 8, 9.

Fuente: Autores del Proyecto

Tabla 23*Calculo de ventosas en red de distribución*

	ID Nudo	Cota (m)	ID Línea	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Calculo ventosas		Requiere Ventosas
						θ	Vc	
						-		
TANQUILLA 1	Conexión 28	1842,185	Tubería 1	863,915	1,12	48,5485	0,6865	No
	Conexión 2	1729,01	Tubería 26	864,085	1,12	7,5260	0,6571	No
TANQUILLA 2	Conexión 30	1730,13	Tubería 2	382,78	1,12	0,1676	0,6177	No
	Conexión 32	1658,7	Tubería 3	215,78	0,23	19,3314	0,7547	Si
	Conexión 4	1629,27	Tubería 28	215,78	0,23	7,8389	0,6354	Si
	Conexión 5	1624,37	Tubería 4	140,43	0,23	1,9996	0,6714	Si
TANQUILLA 3	Conexión 34	1668,42	Tubería 5	300,22	0,98	8,4372	0,6975	No
	Conexión 6	1605,71	Tubería 29	300,22	0,92	12,0567	0,7560	No
TANQUILLA 4	Conexión 7	1594,78	Tubería 6	110,17	0,92	5,6937	0,7549	No
	Conexión 8	1566,1	Tubería 7	73,68	0,23	22,9079	0,7101	Si
	Conexión 9	1540,98	Tubería 8	68,25	0,23	21,5959	0,7433	Si
TANQUILLA 5	Conexión 10	1532,75	Tubería 9	173,24	0,76	2,7229	0,7476	No
	Conexión 11	1518,11	Tubería 10	59,03	0,23	14,3598	0,6456	Si
	Conexión 12	1515,05	Tubería 11	553,67	0,39	0,3167	0,7202	Si
	Conexión 13	1506,48	Tubería 12	100,03	0,39	4,9148	0,6439	Si
	Conexión 37	1497,09	Tubería 13	658,28	0,58	0,8173	0,7274	Si
TANQUILLA 6	Conexión 14	1460,76	Tubería 31	1316,57	0,58	1,5812	0,6354	No
	Conexión 15	1450,37	Tubería 14	305,81	0,23	1,9470	0,6636	Si
	Conexión 16	1445,71	Tubería 15	193,2	0,23	1,3821	0,6428	Si
	Conexión 17	1420,36	Tubería 16	156,14	0,82	9,3436	0,4829	No
	Conexión 18	1385,47	Tubería 32	100,66	0,72	20,2803	0,6395	No
TANQUILLA 7	Conexión 41	1370,09	Tubería 18	59,25	0,62	15,0450	0,7491	No
	Conexión 19	1294,71	Tubería 34	59,25	0,39	58,2755	0,6404	Si
	Conexión 20	1280,48	Tubería 19	200,39	0,23	4,0721	0,7077	Si
TANQUILLA 8	Conexión 21	1453,62	Tubería 20	1301,88	0,29	7,6425	0,6446	Si
	Conexión 22	1441,53	Tubería 22	76,49	0,39	9,0943	0,7253	Si
	Conexión 23	1436,97	Tubería 21	581,1	0,39	0,4496	0,7519	Si
	Conexión 43	1386,31	Tubería 23	75,48	0,16	42,1575	0,6487	No
TANQUILLA 9	Conexión 45	1349	Tubería 35	75,48	0,07	29,6238	0,6455	Si
	Conexión 24	1251,68	Tubería 36	75,48	0,13	0,9956	0,6960	No
	Conexión 25	1248,77	Tubería 24	60,17	0,1	2,7721	0,7373	No
TANQUILLA 10	Conexión 47	1245,96	Tubería 25	47,12	0,07	0,0726	0,4629	No
	Conexión 26	1152,15	Tubería 37	47,12	0,07	2,5260	0,7533	No

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra el cálculo de las ventosas para cada tramo de tubería en la red de distribución.

Tabla 24*Ubicación de válvulas ventosas y purgas en red principal*

Válvulas	Abscisa (m)	Cota (m)
Purga	1 + 200	1993,923
Purga	2 + 845	1905,542
Ventosa	3+500	1987,747
Purga	5+600	1730,403
Ventosa	6+010	1730,903
Purga	7+000	1526,39
Ventosa	7+100	1528,933
Purga	9+150	1427,893
Ventosa	10+100	1453,149
Ventosa	10+450	1462,884
Purga	10+690	1234,92
Ventosa	10+750	1248,77

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra la ubicación de las ventosas a lo largo de todo el abscisado con sus respectivas cotas.**Tabla 25***Ubicación de válvulas ventosas y purgas en redes de reparto*

Tanquilla de salida	Ramal	Válvulas	Abscisa (m)	Cota (m)
2	1	Ventosa	0+350	1629,27
2	1	Purga	0+440	1590,52
5	5	Ventosa	0+550	1520,134
6	6	Ventosa	0+300	1449,902
6	7	Ventosa	0+150	1420,572
7	7	Purga	0+300	1291,834

Fuente: moderación del Software epanet

Nota. La tabla muestra la ubicación de las ventosas y purgas que se utilizaron para algunas redes de reparto

Con la ubicación de las ventosas establecidas se puede asegurar que las condiciones del sistema de acueducto no tendrá fallas por sobrepresión o vacíos que puedan perjudicar el material de la tubería y por ende el óptimo funcionamiento.

4.3.6 Tanque de almacenamiento. Se recomienda el diseño y construcción de un tanque de almacenamiento de un módulo con la siguiente capacidad:

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

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

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

Siendo:

Y = Variación horaria del consumo medio diario en porcentaje

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

K = Coeficiente para el consumo máximo horario, que depende del número de habitantes de la población según Tabla 29.

Tabla 26

Coeficientes para el consumo máximo horario

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

Fuente: RAS 2010.

Nota. La tabla muestra los coeficientes de consumo máximo horario establecidos según el número de habitantes.

Θ = Angulo para cada hora.

Lo cual significa que tendrá un valor de:

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

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

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

$$\text{c. m. d} = 0,67 \text{ ts/seg}$$

$$\text{c. m. d} = 57.88 \text{ m}^3 / \text{dia}$$

$$\text{c. m. d} = 2.42 \text{ m}^3 / \text{hora}$$

En porcentaje el consumo medio diario por hora será:

$$c.m.d = \frac{2.42}{57.88} * 100$$

$$c.m.d = 4,18 \%/hora$$

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

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

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

$$K = 1,8$$

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

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

Tabla 27

Curva de consumos

HORAS	Θ	Y	APORTE % c.m.d.	CONSUMO EN % DE c.m.d.	ALMACENAMIENTO %
0 - 1	0	100.00		4.1667	0.0133
1 - 2	15	120.71	100/24	5.0296	-0.8496
2 - 3	30	140.00	4.18	5.8333	-1.6533
3 - 4	45	156.57	4.18	6.5238	-2.3438
4 - 5	60	169.28	4.18	7.0533	-2.8733
5 - 6	75	177.27	4.18	7.3863	-3.2063

6 - 7	90	180.00	4.18	7.5000	-3.32
7 - 8	105	177.27	4.18	7.3863	-3.2063

Tabla 27 Continuación

8 - 9	120	169.28	4.18	7.0533	-2.3438
9 - 10	135	156.57	4.18	6.5238	-2.3438
10 - 11	150	140.00	4.18	5.8333	-1.6533
11 - 12	165	120.71	4.18	5.0296	-0.8496
12 - 13	180	100.00	4.18	4.1667	0.0133
13 - 14	195	79.29	4.18	3.3038	0.8762
14 - 15	210	60.00	4.18	2.5000	1.6800
15 - 16	225	43.43	4.18	1.8096	2.3704
16 - 17	240	30.72	4.18	1.2800	2.9000
17 - 18	255	22.73	4.18	0.9471	3.2329
18 - 19	270	20.00	4.18	0.8333	3.3467
19 - 20	285	22.73	4.18	0.9471	3.2329
20 - 21	300	30.72	4.18	1.2800	2.9000
21 - 22	315	43.43	4.18	1.8096	2.3704
22 - 23	330	60.00	4.18	2.5000	1.6800
23 - 24	345	79.29	4.18	3.3038	0.8762
		2400.00		100.0000	

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra los consumos establecidos según los intervalos de horas.

El caudal promedio gastado en una hora es:

$$\sum (-) = -24.6431\%$$

$$\sum (+) = 25.479\%$$

$$V = (1,3) * (57.88\text{m}^3/\text{día}) * (0,25479)$$

$$V = (1,3) * (14,674\text{m}^3)$$

$$V = 19,17\text{m}^3$$

$$\text{Volumen de diseño por módulo} = 19,17\text{m}^3$$

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

Altura recomendada

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

h = profundidad total = efectivo + borde libre

c = capacidad del tanque en ciento de m^3

k = constante según capacidad

$$h = \frac{0,1917}{3,6} + 1,8$$

$$h = 1,86 \text{ m} \quad \text{Altura total}$$

$b = 0,20 \text{ m}$ Borde libre superior

$b_{h1} = 0,20 \text{ m}$ Altura de lados

$h_{ut} = 1,65 \text{ m}$ Altura útil

Hútil = 1,60m

$$A = \frac{V}{h_u} = \frac{19.17}{1,65} = 11.62 \text{ m}^2$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{11.62} = 3,41 \text{ m} = 3,45 \text{ m}$$

Dimensiones finales:

Ancho útil = 3,45 m

Largo útil = 3,45 m

Altura útil = 1,65 m

Borde libre = 0,20 m

Altura de lados = 0,20 m

Tubería de salida = 2''

Altura total = 1,86 m

Volumen útil = 19.63 m³ > 19.17 m³

Tubería de lavado del tanque:

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

T = tiempo de vaciado en seg.

S = superficie del tanque = 11.65 m²

A = Área de la tubería en m² Ø3'' = 0,00456 m²

m = Coeficiente que depende de la relación L/D

Elemento	Longitud equivalente
----------	----------------------

Tubería	1,00 m
---------	--------

Válvula compuerta Ab Ø3''	1,10 m
---------------------------	--------

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

μ = 1,3

h = Altura lámina de agua = 1,65m

$$T = \frac{2 * 11.65 * \sqrt{1,65}}{1,3 * 0,00456 * \sqrt{2(9,8)}}$$

$$T = 1140.41 \text{ seg.}$$

$$V = Q/A = (19.63 \text{ m}^3 / 1139.83 \text{ seg}) / (0,00456) = 3,77 \text{ m/seg.}$$

Caudal de evacuación por la tubería

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

$$Q = 0,00456 * 1,3 * (2 * 9,8 * 1,65)^{1/2}$$

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

Tubería de rebose

La tubería debe trabajar parcialmente llena y se calcula por Manning. Se dimensiona para el doble del caudal de llegada:

$$\text{QMD} = 0,53 \text{ lts/seg} \quad \text{Caudal total}$$

$$\text{Q diseño} = 0,44 \text{ lts/seg} * 2 = 1,06 \text{ lts/seg}$$

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

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

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

$$Q = 0,0057 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 5,7 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} > 1,06 \text{ lts/seg}$$

Además el R.A.S en el título B.9.4.4 menciona que para definir el volumen del tanque deben tenerse en cuenta las siguientes disposiciones:

Nivel bajo de complejidad. Si no existen datos que describan las curvas de variación del consumo horario, el volumen almacenado será igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, garantizando en todo momento las presiones adecuadas.

$$\text{QMD} = 0,53 / 3 \text{ lts/seg} = 0,18 \text{ lts/seg} = 15,552 \text{ m}^3/\text{día}$$

Se opta por utilizar este volumen puesto que es mayor que el método anterior

Altura recomendada

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

$h = \text{profundidad total} = \text{efectivo} + \text{borde libre}$

c = capacidad del tanque en ciento de m^3

k = constante según capacidad

$$h = \frac{0,15552}{3,6} + 1,8$$

$$h = 1,85 \text{ m} \quad \text{Altura total}$$

$$b = 0,20 \text{ m} \quad \text{Borde libre superior}$$

$$bh1 = 0,20 \text{ m} \quad \text{Altura de lados}$$

$$hut = 1,65 \text{ m} \quad \text{Altura útil}$$

$$\text{Hútil} = 1,65\text{m}$$

$$A = \frac{V}{hu} = \frac{15,552}{1,60} = 9,72 \text{ m}^2$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{6,23} = 3,12 \text{ m} = 3,15\text{m}$$

Dimensiones finales:

$$\text{Ancho útil} = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Largo útil} = 3,15 \text{ m}$$

$$\text{Altura útil} = 1,65 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre} = 0,20 \text{ m}$$

Altura de lados = 0,20 m

Tubería de salida = 2''

Altura total = 1,85 m

Volumen útil = $16,37 \text{ m}^3 > 15,552 \text{ m}^3$

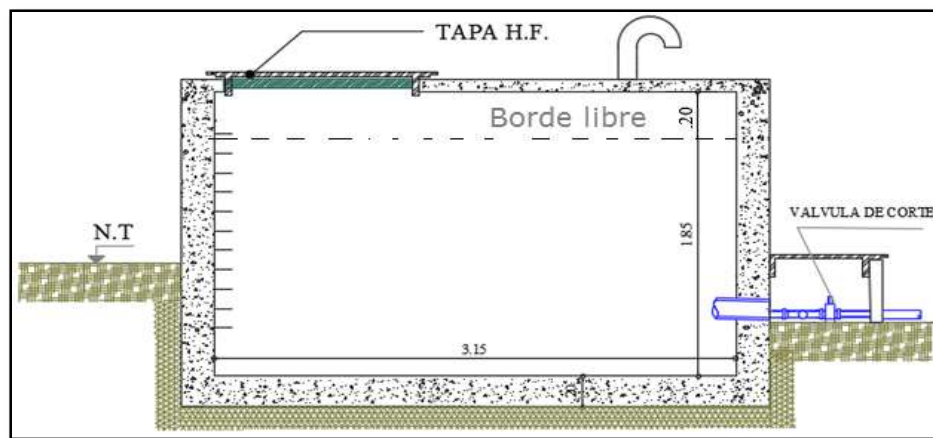


Figura 21. Perfil tanque de almacenamiento semienterrado.

Fuente: Autores del Proyecto

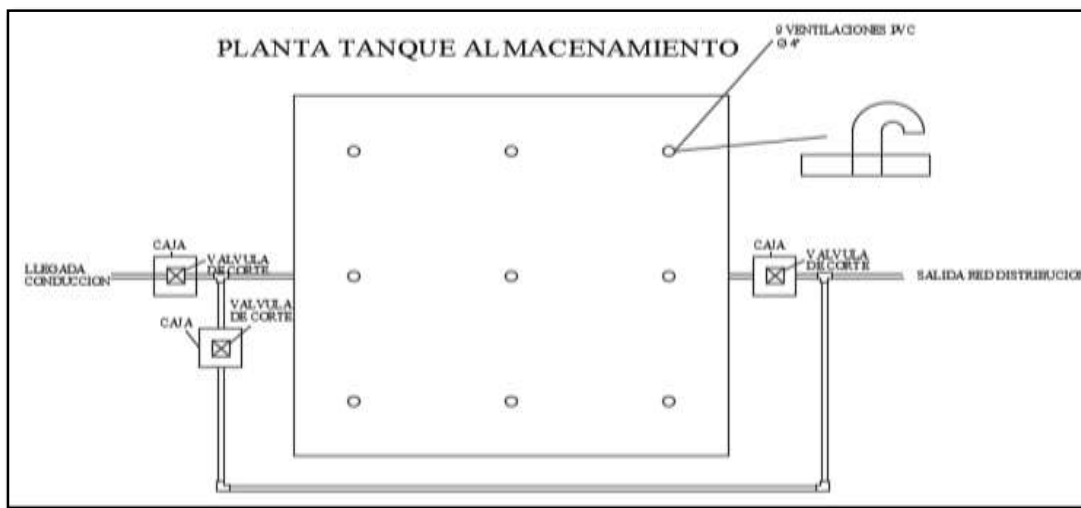


Figura 22. Plano en planta tanque de almacenamiento.

Fuente: Autores del Proyecto

4.3.7 Tanquilla quiebre de Presión. Según el Método utilizado en el libro Acueducto:

Teoría y diseño escrito por Freddy Hernán Corcho Romero recomienda para el diseño de las tanquillas de quiebre de presión utilizar la siguientes especificaciones de la tabla 25, en donde se muestran 6 distintos modelos.

Tabla 28

Dimensionamiento de tanques según el caudal de diseño y la cabeza de presión

Tanque	1	2	3	4	5	6
Caudal Máximo (l/s)	42	25	17	7.5	4.5	3.0
Cabeza de Presión Máxima (m.c.a)	140	140	140	70	70	70
L: Longitud total interior del tanque (m)	1.40	1.20	1.00	0.70	0.60	0.50
a : Ancho total interior del tanque (m)	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50
b : Distancia pared de entrada-vertedero (m)	0.80	0.60	0.40	0.40	0.30	0.20
c : Distancia vertedero-pared de salida (m)	0.50	0.50	0.50	0.25	0.25	0.25
H : Altura total interior del tanque (m)	1.20	1.20	1.10	0.60	0.60	0.50
h : Altura del vertedero interior (m)	0.40	0.40	0.40	0.20	0.20	0.20
P : Profundidad permanencia del agua (m)	0.80	0.80	0.70	0.40	0.40	0.35
e : Espesor del vertedero interior (m)	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05
D _i : Diámetro tubería interior (pulg)	4	4	3	2	2	0,50
D _e : Diámetro tubería exterior (pulg)	8	8	4	4	3	
L _e : Longitud tubería exterior (pulg)	1.00	1.00	0.90	0.50	0.50	0.45
N _i : Numero de perforaciones	36	35	38	36	35	38
S _i : Longitud de separación interior (m)	0.30	0.50	0.24	15	0.25	0.12
S _e : Longitud de separación exterior (m)	0.40	0.50	0.40	20	0.25	0.20
Ø _i : Diámetro de perforaciones (pulg)	1 1/2	1 1/2	1	0,75	0,75	0,50
Ø _e : Diámetro de perforaciones (pulg)	1 1/2	1 1/2	1	0,75	0,75	0,50
D _s : Diámetro tubería de salida (pulg)	6	4	4	3	2	2
D _r : Diámetro tubería de rebose(pulg)	6	4	4	3	2	2
H _r : Altura tubería de rebose (Pulg)	0.90	0.90	0.80	0.50	0.50	0.45

Fuente Corcho Romero, F., Duque Serna, J. (2005).

Nota. La tabla muestra las dimensiones de cada tanque, el caudal de diseño y la cabeza de presión que se logra romper sin que se produzcan condiciones adversas en el tanque.

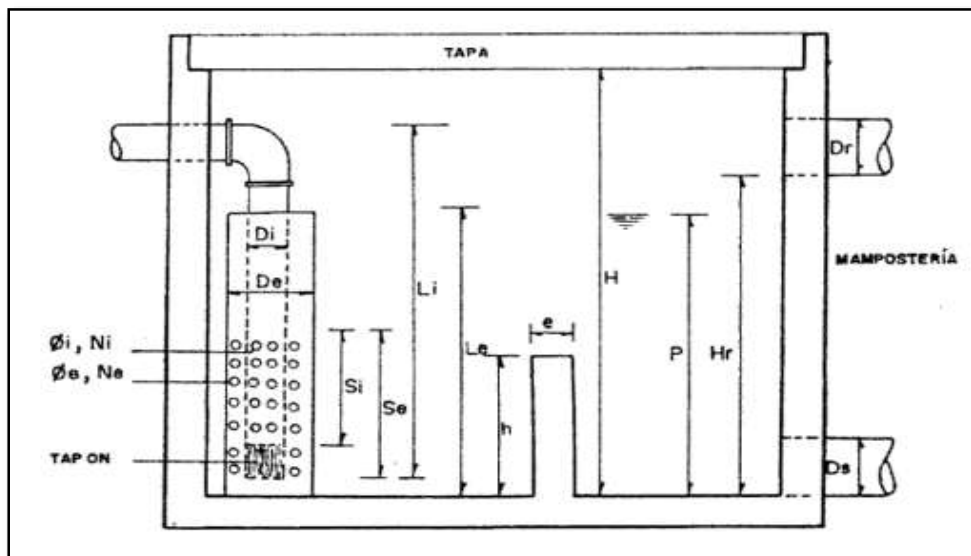


Figura 23. Perfil, Modelo de tanquilla propuesto por Freddy Corcho.

Fuente Corcho Romero, F., Duque Serna, J. (2005).

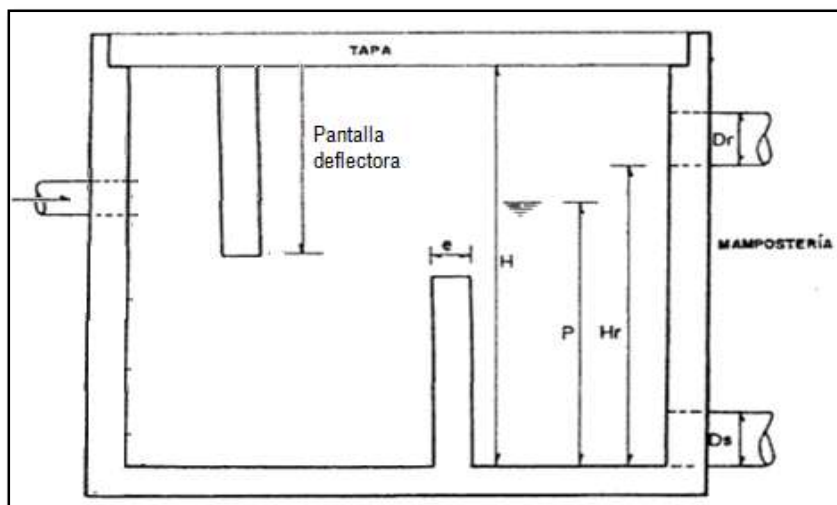


Figura 24. Perfil, Modelo de tanquilla propuesto
fuente: Autores del proyecto.

Para el cálculo de las tanquillas de quiebre de presión del diseño de acueducto de la vereda Mata de Figue, se utiliza el modelo de tanque número 6, establecido en la tabla anterior, teniendo en cuenta que el caudal de salida de la tanquilla difiere con el caudal de entrada ya que se realiza

una división del caudal mediante vertederos de pared delgada, dividiendo la zona de salida en tres cámaras diferente. Se puede observar su diseño en la figura 20.

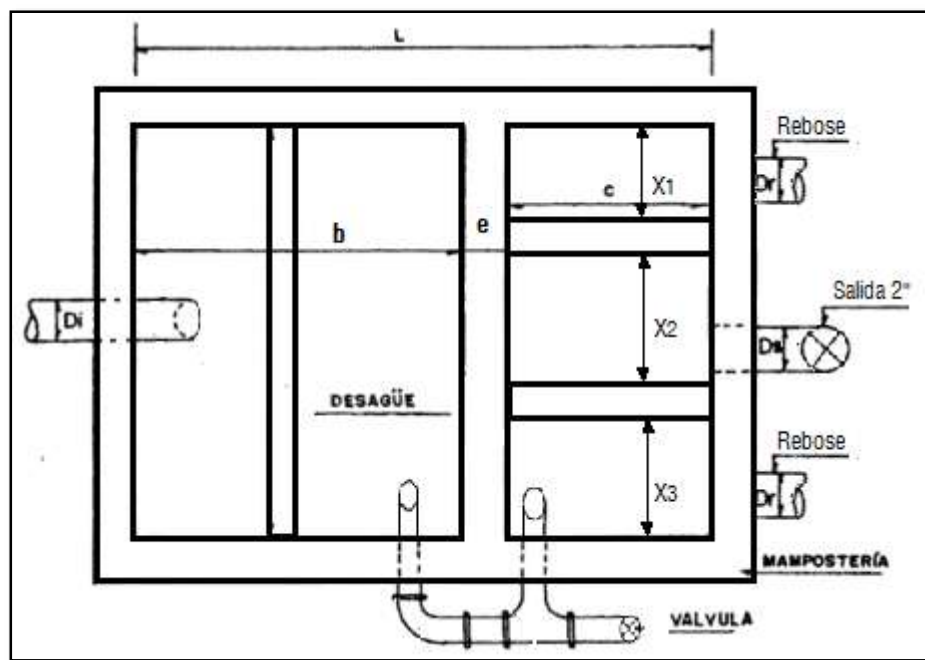


Figura 25. Planta, Modelo de tanquilla

Fuente: autores del proyecto.

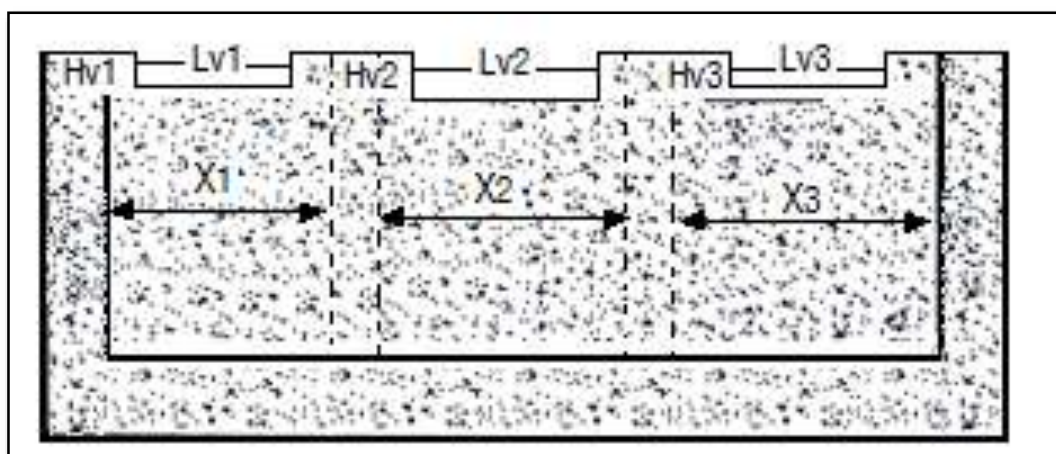


Figura 26. Perfil, vertederos de tanquilla

Fuente autores del proyecto.

Según el caudal a entregar se tienen tres cámaras diferentes identificadas como X1, X2 y X3, de las cuales las cámaras X1 y X3 van a entregar el mismo caudal correspondiente a 0.18 l/s, y la cámara X2, el caudal restante que es de 2.64 l/s.

Para el cálculo de la distribución del caudal se utiliza la fórmula de Francis para vertederos teniendo en cuenta que estos son de pared delgada.

Formula de Francis:

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

Por cuestiones de diseño y facilidad en el mantenimiento y proceso constructivo el ancho interior de las tanquillas corresponderá a 1.0 mts y el largo interior a 0.80 mts. Por lo tanto $X1+X2+X3 = 1\text{ mts}$

Los valores correspondientes se asumen teniendo en cuenta la cantidad de caudal.

El ancho $X1=X2= 0.25\text{ mts}$

El ancho $X3= 0.50\text{ mts}$

Vertedero para el caudal de $0.18\text{ l/s} = 0.00018\text{ m}^3/\text{s}$

Asumiendo una longitud de vertedero $L_v = 0.15\text{ mts}$ se tiene:

$$H = \left(\frac{0.00018}{1.84 * 0.15} \right)^{2/3} = 0.0072\text{ mts} = 0.75\text{ cm} \approx 1\text{ cm}$$

Vertedero para el caudal de $2.64\text{ l/s} = 0.00264\text{ m}^3/\text{s}$

Asumiendo una longitud de vertedero $L_v = 0.20$ mts se tiene:

$$H = \left(\frac{0.00264}{1.84 * 0.20} \right)^{2/3} = 0.037 \text{ mts} = 3.7 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$$

Las dimensiones de los vertederos son:

$$L_{v1} = L_{v3} = 15 \text{ cm}$$

$$L_{v2} = 20 \text{ cm}$$

$$H_{v1} = H_{v3} = 1 \text{ cm}$$

$$H_{v2} = 4 \text{ cm}$$

Para el diseño de las tuberías de reparto para cada usuario se debe sumar a la cabeza de presión, los 20 cm de altura que corresponden a cada cámara de los vertederos, estándar para todas las tanquillas, como alternativa para tener en cuenta el aumento en la presión y energía en la tubería y no considera el diseño como un orificio sumergido, como se observa a continuación:

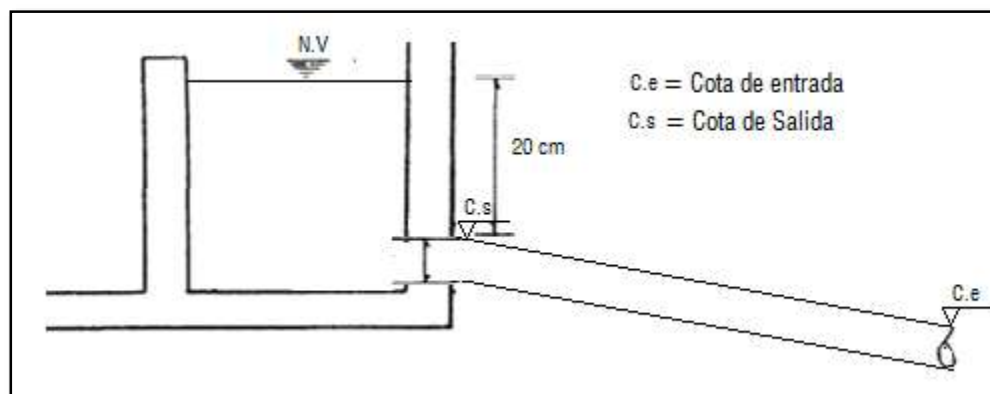


Figura 27. Perfil cámara de reparto en tanquilla de quiebre de presión.

Fuente: Autores del Proyecto

Tabla 29

Dimensiones de vertederos en tanquillas de quiebre de presión

N° Tanquillas	Vertedero 1		Vertedero 2		Vertedero 3	
	Hv	Lv	Hv	Lv	Hv	Lv
1	3.0	50.0				
2	1.0	15.0	4.0	20.0	1.0	15.0
3	1.0	15.0	3.0	30.0		
4	1.0	15.0	3.0	20.0	1.0	15.0
5	1.0	15.0	2.6	20.0	1.1	15.0
6	1.0	15.0	1.6	20.0	1.2	15.0
7	1.0	15.0	1.0	15.0		
8	1.1	15.0	1.0	20.0	1.1	15.0
9	1.0	30.0				
10	1.0	30.0				

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra las dimensiones de los vertederos correspondientes a cada tanquilla de quiebre de presión.

Debido al número de tanquillas de quiebre de presión utilizadas, con el fin de simplificar el procedimiento de cálculo para el conocimiento de las dimensiones se reduce a la tabla 26, en donde la cantidad máxima de vertederos utilizados en una tanquilla corresponde a tres. En la tabla, en cada vertedero, Hv hace referencia a la altura del vertedero con unidad de medida en centímetros y Lv hace referencia a la longitud del vertedero en centímetros.

Las tanquillas de quiebre de presión 1, 9 y 10, se presenta un solo vertedero, ya que en estas tanquillas no se realiza ningún reparto, solo cumplen la función de hacer la presión cero, en los puntos críticos de transporte de la línea de conducción

4.4 Modelar la línea de conducción en el software EPANET 2.0 para sistemas de distribución de agua potable, para obtener la presión y los caudales en nodos y tuberías.

4.4.1 Procedimiento de simulación en Epanet. El primer procedimiento para llevar a cabo la simulación en Epanet es importar el fondo de pantalla el cual se obtiene del software AutoCAD, exportando el archivo en formato metarchivo para posteriormente cargarlo en el software Epanet, como se muestra en la figura 22.



Figura 28. Incorporación de plantilla de trabajo o fondo de pantalla.
Fuente: Software Epanet

Una vez introducido el fondo de pantalla, se utiliza como base o guía para introducir cada uno de los elementos que van a conformar la simulación (ver figura 23), debido al amplio

funcionamiento que presenta el software, en este caso solo se utilizaron elementos como: Embalses, nodos o conexiones y tramos de tubería.

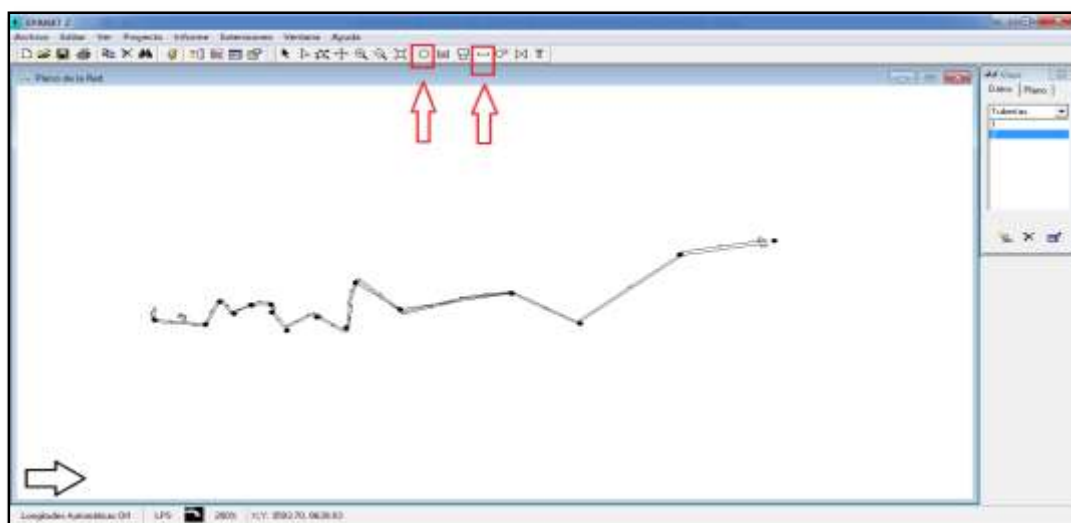


Figura 29. Introducción de embalses, nodos y tramos de tubería

Fuente: Software Epanet

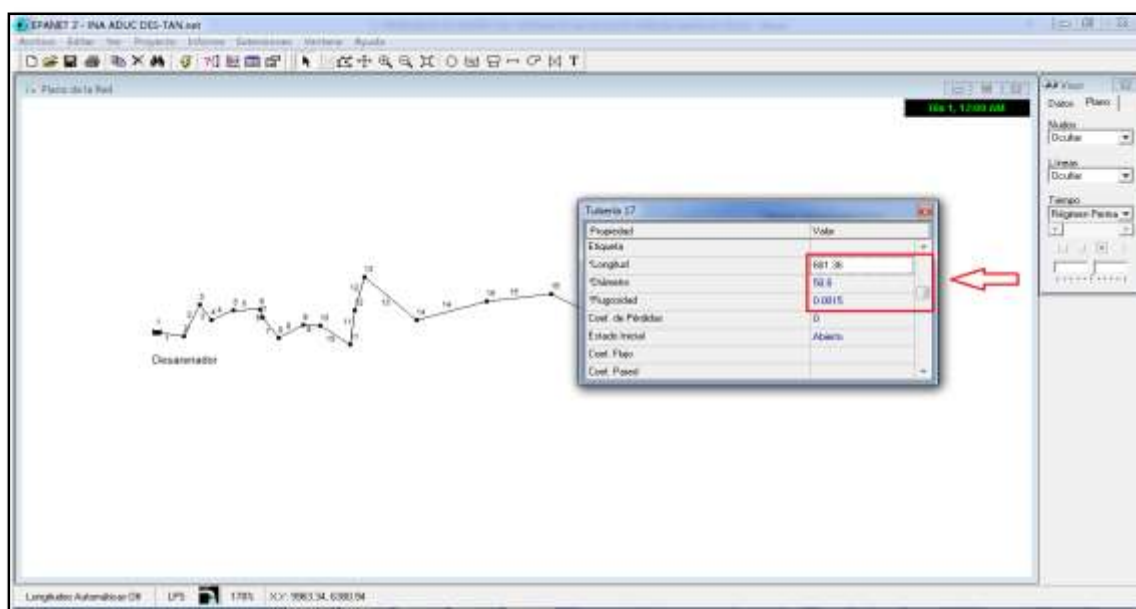


Figura 30. Propiedades de nodos o conexiones.

Fuente: Software Epanet

Completada la introducción de los elementos que corresponden a la simulación, se procede a introducir las propiedades de cada uno de los nodos, tramos de tuberías y embalses; para los nodos solo se introdujeron las cotas o elevaciones y la demanda según correspondiera, para los embalses solo las elevaciones y para los tramos de tubería la longitud correspondiente, el diámetro de tubería y la rugosidad. Se realiza haciendo doble clic sobre cada elemento seleccionado el cual arroja una ventana emergente como se muestra en la figura 24 y la figura 25, donde posteriormente se introducen las propiedades de cada elemento.

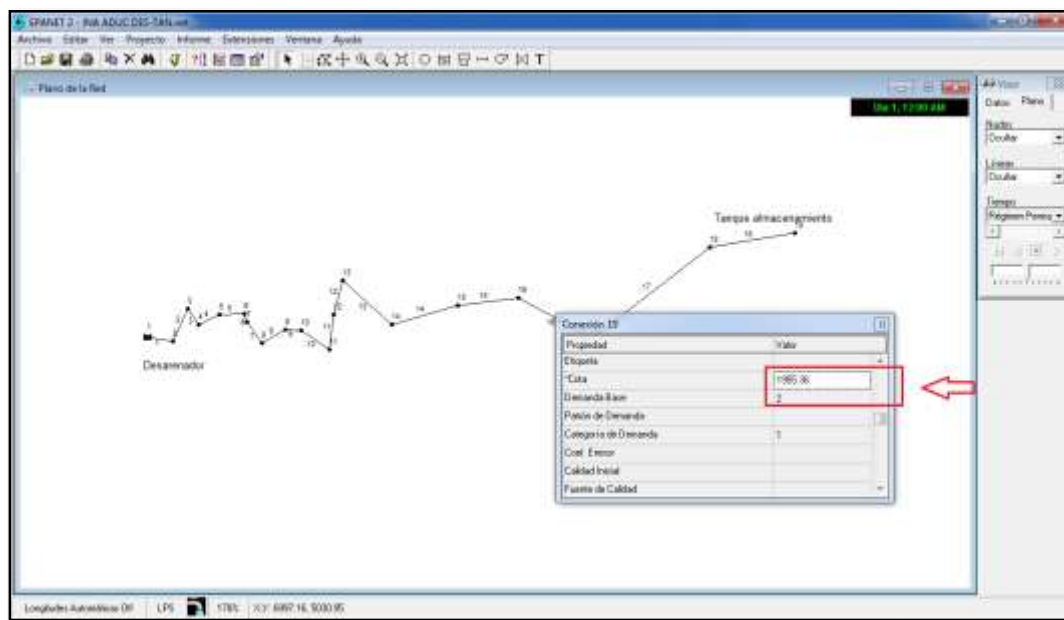


Figura 31. Propiedades de tramos de tubería.
Fuente: Software Epanet

Teniendo toda la información necesaria para realizar la simulación, se procede a establecer los valores por defecto los cuales corresponden al método de cálculo a utilizar como también las unidades de los elementos introducidos. En la parte superior de la ventana del software se selecciona la opción proyecto y luego los valores por defecto, como se muestra en la figura 26.

En este caso el método de cálculo corresponde a Darcy Weisbach dado que es el más generalizado para conducto a presión y recomendado por la norma RAS 2010.

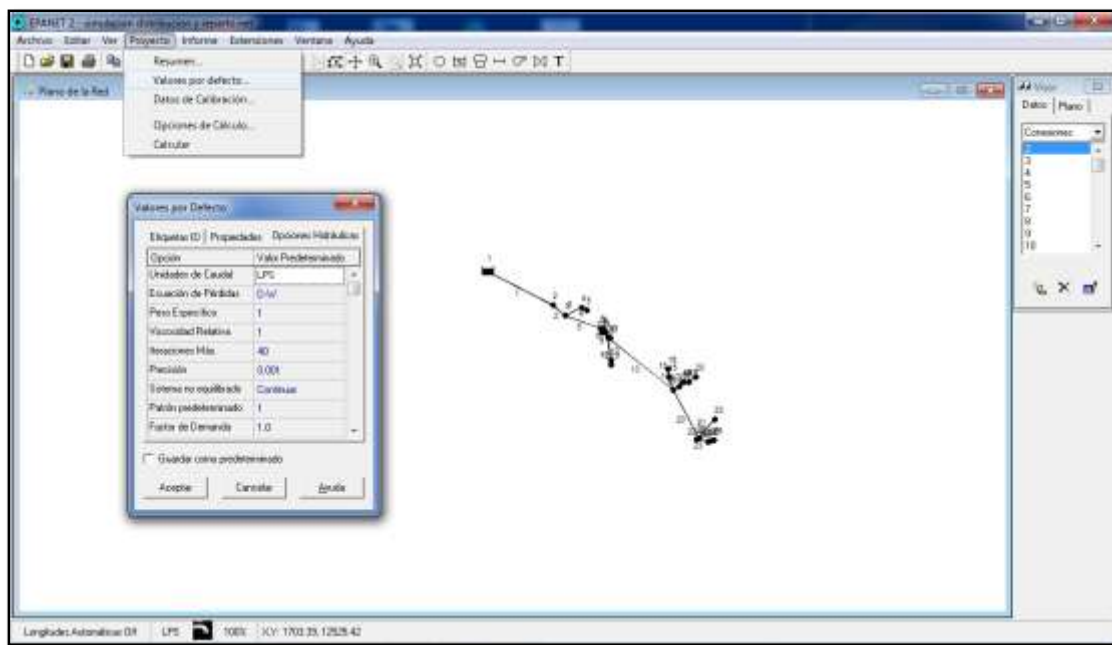


Figura 32. Establecimiento de los valores por defecto.

Fuente: Software Epanet

4.4.2 Obtención de resultados. Para la obtención de resultados una vez introducida toda la información necesaria y establecido los valores por defecto se procede a realizar la simulación mediante el icono señalado en el recuadro rojo de la figura 27, el cual arroja un mensaje de error o éxito según corresponda, en este caso la simulación fue exitosa.

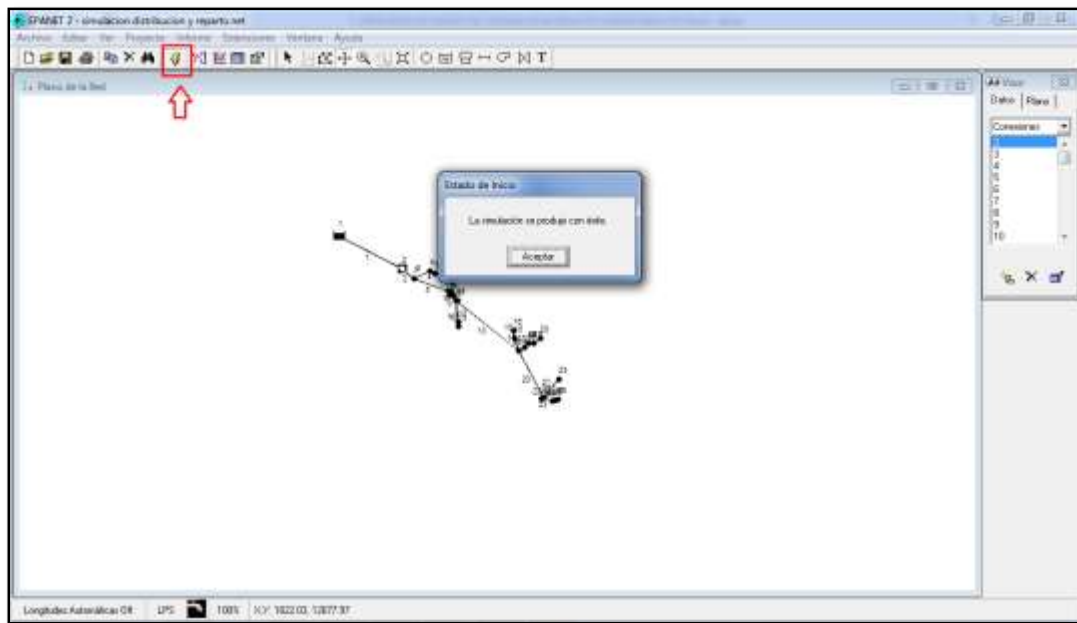


Figura 33. Proceso de simulación del software epanet.

Fuente: Software Epanet

Luego de correr la simulación del software, se procede a obtener el análisis de resultados; estos análisis se adquieren haciendo clic en el icono señalado con recuadro rojo según la figura 28, en donde se arroja una ventana emergente con tres propiedades que son: tipo, columnas y filtros; en el tipo se selecciona los elementos que arrojan resultados que son los nodos o tuberías, en las columnas se seleccionan las variables que se desean observar según las analizadas por el software y en el filtro los rangos de valores si son necesarios para cuantificar un determinado estudio, en nuestro caso no se utilizaron ninguna clase de filtros. Seleccionado el tipo y las columnas se da clic en aceptar, posteriormente se arroja una ventana emergente con la tabla de resultados.

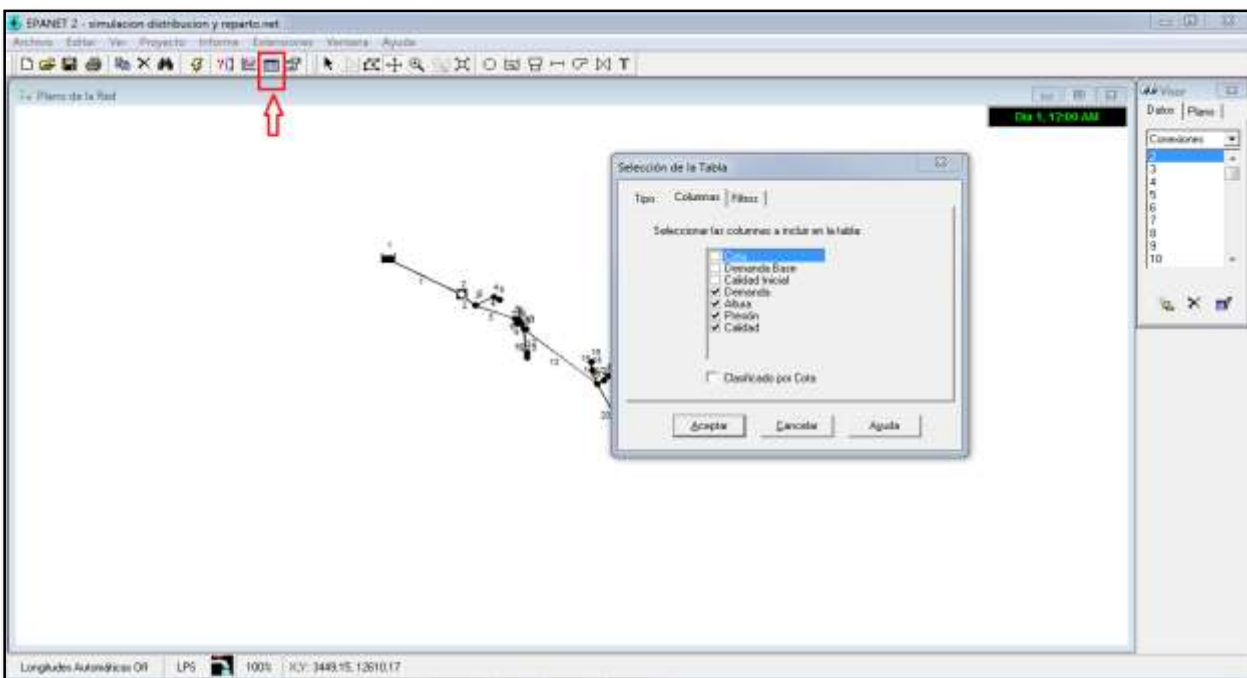


Figura 34. Obtención de resultados mediante la herramienta tabla.

Fuente: Software Epanet

ID Red	Demanda LPS	Alteza m	Presión m	Calidad
Conexión 2	0.04	1920.21	191.20	0.00
Conexión 3	0.04	1912.65	181.52	0.00
Conexión 4	0.06	1912.54	326.27	0.00
Conexión 5	0.06	1912.53	332.16	0.00
Conexión 6	0.08	1897.95	254.94	0.00
Conexión 7	0.04	1896.30	-371.52	0.00
Conexión 8	0.06	1896.30	330.20	0.00
Conexión 9	0.06	1896.30	395.32	0.00
Conexión 10	0.00	1894.22	367.47	0.00
Conexión 11	0.06	1894.22	367.11	0.00
Conexión 12	0.06	1894.08	374.03	0.00
Conexión 13	0.06	1894.07	383.55	0.00
Conexión 14	0.04	1876.08	461.12	0.00
Conexión 15	0.12	1876.73	426.36	0.00

Figura 35. Resultados de simulación.

Fuente: Software Epanet

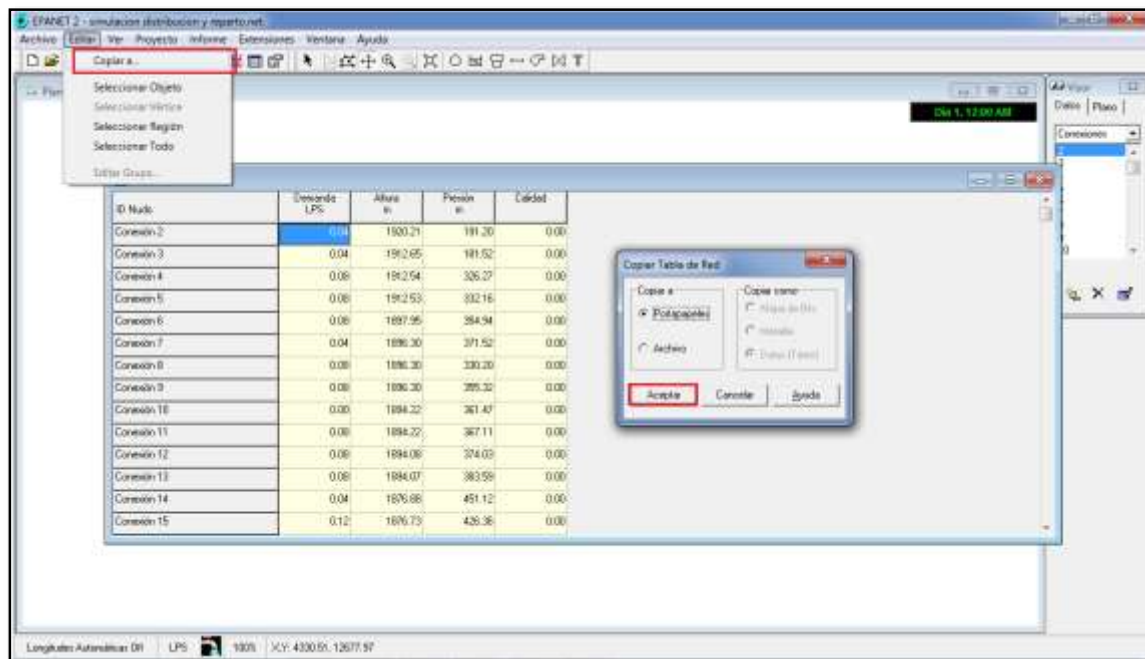


Figura 36. Copia de datos obtenidos de simulación.

Fuente: Software Epanet

Obtenidos los resultados de la simulación en la ventana emergente, para realizar su interpretación se debe copiar la información y pasarla a otro software de fácil manejo como Microsoft Excel. En la parte superior de la ventana principal del software epanet, se da clic izquierdo en la herramienta editar, en donde se selecciona “copiar a”, como se muestra en la figura 30, arrojando otra ventana emergente con la opción de portapapeles y archivo. Se selecciona la opción portapapeles y se da clic en aceptar; luego se abre el programa de preferencia en este caso Excel y solo es cuestión de dar clic derecho y pegar la información obtenida de la simulación.

**4.5 Elaborar presupuesto general del sistema de acueducto de la vereda Mata de Figue,
para conocer el costo total de los elementos del sistema.**

Tabla 30

Presupuesto general del sistema de acueducto

Ítem	Descripción	Un	Cant.	Vr unit	Vr parcial
1	Preliminares				
1.1	Nivelación y replanteo	ml	6.686	\$ 1.792.21	\$ 11.982.716.06
1.2	Desmote y limpieza	m ²	17	\$ 14.984.43	\$ 597.660.00
2	Captación				
2.1	Excavación manual	m ³	1.5	\$ 25.025.00	\$ 37.537.50
2.2	Concreto ciclópeo	m ³	1.6	\$ 452.001.25	\$ 723.202.00
2.3	Concreto 3000 psi (Incluye mortero impermeabilizante)	m ³	2.7	\$ 853.800.00	\$ 2.305.260.00
2.4	Acero de refuerzo D=3/8"	kg	70	\$ 6.245.00	\$ 437.150.00
2.5	Rejilla metálica	und	1	\$ 400.001.25	\$ 400.001.25
3	Desarenador				
3.1	Localización y replanteo	m ²	5	\$ 19.750.00	\$ 98.750.00
3.2	Excavación manual	m ³	6.5	\$ 25.025.00	\$ 162.662.50
3.3	Concreto 3000 psi	m ³	3.71	\$ 853.800.00	\$ 3.167.598.00
3.4	Acero de refuerzo D=3/8"	kg	250	\$ 6.245.00	\$ 1.561.250.00
3.5	Compuerta Control Lam. Galv. calibre 20	und	1	\$ 511.062.12	\$ 511.062.12
4	Aduccion-Conduccion				
4.1	Excavación manual instalación tubería	m ³	802	\$ 36.637.28	\$ 29.394.822.49
4.2	Relleno	m ³	602	\$ 31.984.92	\$ 19.246.605.76
4.3	Suministro e instalación tubería 2" RDE 21 U.M.	ml	5580	\$ 17.737.01	\$ 98.972.515.80
4.4	Suministro e instalación de tubería 1 1/2" RDE 21 U.M.	ml	1106	\$ 14.144.71	\$ 15.644.049.26
5	Tanquilla de quiebre				
5.1	Concreto 3000 psi	m ³	3.5	\$ 853.800.00	\$ 2.988.300.00
5.2	Acero de refuerzo D=3/8"	kg	30	\$ 6.245.00	\$ 187.350.00
5.3	Muro en ladrillo	m ²	25.6	\$ 37.950.83	\$ 971.541.25
5.4	Marco metálico Tapa	und	10	\$ 134.453.32	\$ 1.478.986.52
6	Tanque almacenamiento				
6.1	Excavación manual material común	m ³	9.92	\$ 36.637.28	\$ 363.441.82
6.2	Concreto 3000 psi	m ³	6	\$ 853.800.00	\$ 5.122.800.00
6.3	Acero de refuerzo D=3/8"	kg	450	\$ 6.245.00	\$ 2.810.250.00
6.4	Concreto ciclópeo cimentación	m ³	4	\$ 452.001.25	\$ 1.808.005.00
6.5	Muro en mampostería (Ladrillo doble)	m ²	23.31	\$ 103.649.67	\$ 2.416.073.81

Continuación tabla 30

7	Válvulas y elementos de control				
7.2	Sum. e inst. válvula de comp. JR PVC 2"	und	4	\$ 373.504.40	\$ 1.494.017.60
7.3	Sum. e inst. válvula ventosas (Incluye caja)	und	10	\$ 777.166.40	\$ 4.662.998.40
7.4	Sum. e inst. válvula de purga (Incluye caja)	und	5	\$ 486.555.20	\$ 1.459.665.60
				Total valor parcial	\$ 211.006.272.73
				Administración	\$ 42.201.254.55
				Imprevistos	\$ 10.550.313.64
				Utilidades	\$ 10.550.313.64
				Valor total	\$ 274.308.154.55

Fuente: Autores del Proyecto

Nota. La tabla muestra el costo total que conlleva la construcción de cada uno de los elementos anteriormente diseñados para el sistema de acueducto de la vereda Mata de Fique.

Capítulo 5. Conclusiones

En el diseño del sistema de acueducto para la vereda Mata de Figue es un aporte importante para el desarrollo y mejoramiento en la calidad de vida de la población.

Se realizó un estudio de las condiciones actuales que presenta el agua de la quebrada el Silencio, en donde los resultados arrojaron que la fuente hídrica califica según los parámetros de la norma RAS 2010 para una fuente regular.

El caudal captado para cada elemento del sistema de acueducto no perjudica el caudal ecológico de la fuente de abastecimiento.

Mediante la utilización del software epanet se logró establecer por medio de simulaciones las mejores condiciones de ubicación de las tanquillas de quiebre de presión en total 10, pues se garantiza el control de las presiones en la redes para establecer el RDE de la tubería necesario con forme a los costos que varían según su máxima capacidad de resistencia a la presión.

La bocatoma está diseñada para captar más caudal del necesario sin afectar el valor en su elaboración, teniendo en cuenta que posteriormente puede cubrir un mayor número de usuarios.

Capítulo 6. Recomendaciones

Ya que el agua no presenta sustancias toxicas ni metales pesados perjudiciales para el ser humano se recomienda para su consumo utilizar filtros artesanales ya que el presente estudio solo se basa en hacer llegar una cantidad determinada de agua más no en garantizar su potabilización al 100%.

Para el desarenador una vez terminada la etapa constructiva, fabricar en plástico o en concreto una cubierta para su protección pues no está incluida dentro del proyecto pero no se exime el hecho de que pueda presentar contaminación producto de la diversidad del ecosistema existente en la zona (flora y fauna).

Dado que no se realizó el diseño intrapredial para el reparto del preciado líquido, se recomienda realizar las conexiones directamente de las tanquillas por medio de mangueras de polietileno de alta densidad con un mínimo de presión de 15 metros.

Para la tubería de aducción, se recomienda en aquellos tramos de tubería que pueden quedar destapados al medio ambiente según su elaboración, realizar un recubrimiento en concreto pobre que brinde protección.

Para los cambios de dirección de la tubería, así se encuentre enterrada o no, se recomienda realizar atraques en concreto con el fin de evitar que las soldaduras en codos y uniones presenten fallas y se vean reflejadas en fugas de agua.

Para garantizar el óptimo funcionamiento del sistema de acueducto veredal se recomienda por medio de la comunidad beneficiaria realizar o delegar los trabajos correspondientes de fontanería para realizar los pertinentes mantenimientos.

Referencias

- Claro Rizo, Francisco. (2006) Índice de disponibilidad hídrica. Recuperado de http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/020086/IDH_metodologia.pdf
- Corcho Romero, F., Duque Serna, J. Acueductos teoría y diseño. (2005). Medellín, Colombia: editorial U de Medellín.
- Corcos, G. (2005) Manual para Diseñadores de Sistemas de Distribución Rural de Agua Potable Abastecidos por un Manantial e Impulsados por la Gravedad. Recuperado de <https://aplv.org/files/Aire%20En%20Tuberias.pdf>.
- Londoño Calle V. (21 de marzo del 2013). Mientras la cobertura en las ciudades es del 96%, en las zonas rurales es del 56%. El olvido de los acueductos rurales. El Espectador. Recuperado de <http://www.elespectador.com/noticias/actualidad/vivir/el-olvido-de-los-acueductos-rurales-articulo-411867>.
- Ávila Jiménez C. (24 de marzo de 2015). ¿Cómo es el avance en la cobertura de acueducto en Colombia? El Tiempo. Recuperado de <http://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/agua-potable-en-colombia-/15445939>
- Corporación Nueva Sociedad de la Región Nororiental de Colombia. (2010). *Contribuyendo al Desarrollo Regional* Recuperado de <http://consornoc.org.co/wp-content/uploads/2014/11/cartilla-abrego-1.pdf>
- Alcaldía de Abrego (2016) *Nuestro municipio Información general*. Recuperado de http://abrego-nortedesantander.gov.co/informacion_general.shtml
- López Cualla, R. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados (2003). Bogotá, Colombia: editorial de la escuela colombiana de ingeniería.
- Martínez, A. (2010). Operación y mantenimiento de sistemas de abastecimiento de agua. Recuperado de https://cmsdata.iucn.org/downloads/3_5_fasciculo_4___operacion_y_mantenimiento.pdf

S.a. (2014). Historia de los Acueductos. Recuperado de [http://www.nacion.com / opinion/foros/acueductos-historia](http://www.nacion.com/opinion/foros/acueductos-historia)

Sanguino, M.A, & Quintana. (2016). *Diseño de alternativa para la optimización del minidistrito de riego de la vereda San Javier del municipio de Abrego Norte de Santander* (trabajo de grado) Universidad Francisco de Paula Santander, Ocaña.

Dueñas Rubio J. (2010). Acueductos de Colombia. *SlideShare*, 09-12. Recuperado de <http://es.slideshare.net/zachafe/acueductos-de-colombia>

Anónimo (2014). Acueductos. *ConocimientosWeb.net*. Recuperado de <http://www.conocimientosweb.net/portal/article2748.html>

Apéndices

Apéndice A. Levantamiento topográfico del terreno.

Ver archivo adjunto.

Apéndice B. Recolección de información del lugar del proyecto

Ver archivo adjunto.

Apéndice C. Registros fotográficos de la zona de estudio.

Ver archivo adjunto.

Apéndice D. Simulación hidráulica en Epanet.

Ver archivo adjunto.

Apéndice E. Diseño de elementos hidráulicos.

Ver archivo adjunto.