	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	<small>Documento</small>	<small>Código</small>	<small>Fecha</small>	<small>Revisión</small>
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
	<small>Dependencia</small>	<small>Aprobado</small>		<small>Pág.</small>
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		i(220)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	ELKIN EDIXON QUINTERO GALLARDO ERWING FABIAN QUINTERO GALLARDO		
FACULTAD	DE INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERÍA CIVIL		
DIRECTOR	NAPOLEÓN GUTIÉRREZ DE PIÑERES S.		
TÍTULO DE LA TESIS	DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL ARADO MUNICIPIO DE ABREGO.		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL TRABAJO CONSISTE EN EL PLANTEAMIENTO DE UN SISTEMA DE ACUEDUCTO QUE BRINDE A LA COMUNIDAD CALIDAD Y SEGURIDAD EN EL AGUA QUE LLEGUE A SUS CASAS, SIGUIENDO EL REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS2000, EL CUAL ESTABLECE LOS PASOS Y PARÁMETROS QUE SE DEBEN TENER EN CUENTA PARA LA ELABORACIÓN DE DISEÑOS DE SISTEMAS DE ACUEDUCTO CON UN USO EFICIENTE QUE SATISFAGA LAS NECESIDADES DE LA POBLACIÓN.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS:	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM: 1



DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL ARADO MUNICIPIO DE
ABREGO.

AUTORES:

ELKIN EDIXON QUINTERO GALLARDO

ERWING FABIAN QUINTERO GALLARDO

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

Director

NAPOLEÓN GUTIÉRREZ DE PIÑERES S.

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

INGENIERÍA CIVIL

Ocaña, Colombia

Abril de 2016

DEDICATORIA

Agradecemos al santísimo Todopoderoso nuestro Dios el ser maravilloso que nos dio la fuerza, la inteligencia y la fe para creer lo que parecía imposible terminar.

A nuestra madre querida Nancy María Gallardo por los hábitos y valores enseñados en el transcurso de nuestra vida, por el amor brindado y por su apoyo incondicional, a nuestro padre Edixon Alfonso Quintero quien a pesar de la distancia siempre estuvo al tanto de nuestro proyecto de grado.

Agradecemos también a nuestro Director de Tesis al Ingeniero Napoleón Gutiérrez de Piñeres por habernos brindado la oportunidad de recurrir a su capacidad y conocimiento científico, de igual manera al Ingeniero Cristian Camilo Osorio Molina por todos los conocimientos aportados a este proyecto, pues su dedicación, acompañamiento y apoyo fueron indispensables para lograr lo alcanzado.

A nuestras esposas e hijos quienes nos acompañaron a lo largo de este proyecto, fueron nuestra motivación para seguir adelante a pesar de las adversidades.

A nuestra tía Liliana carrascal Gallardo porque estamos muy agradecidos por toda su entrega, su dedicación y los buenos consejos que no ha brindado puesto que lo único que desea es nuestro bienestar.

A todos nuestros familiares, amigos y compañeros por su apoyo que de alguna manera u otra celebran nuestro éxito.

Agradecer a la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña por darnos la oportunidad de regresar a ella, nos sentimos sumamente orgullosos de ser profesionales de esta institución.

Dios les bendiga todos y todas aquellas personas que hayan contribuido con nosotros.

Índice

Capítulo 1: Estudio para el diseño del sistema de acueducto de la vereda el arado municipio de Abrego.	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.3 Objetivos	2
1.3.1 Objetivo General. Plantear	2
1.3.2 Objetivo Específico.	2
1.4 Justificación	3
1.5 Delimitaciones	4
1.5.1 Delimitación conceptual.	4
1.5.2 Delimitación geográfica	4
1.5.3 Delimitación operativa.	5
1.5.4 Delimitación temporal.	5
 Capítulo 2: Marco referencial	 6
2.1 Marco histórico	6
2.2 Marco contextual	8
2.3 Marco conceptual	9
2.3.1 Elementos de un sistema de acueducto.	9
2.4 Marco teórico	14
2.5 Marco legal	15
 Capítulo 3: Diseño metodológico	 18
3.1 Tipo de investigación	18
3.2 Población	18
3.3 Muestra	19
3.4 Recolección de información	19
3.4.1 Trabajo de campo.	20
3.4.2 Trabajo de oficina.	20
3.4.3 Técnicas de recolección de información.	21
3.4.4 Instrumentos para la recolección de información	21
 Capítulo 4: Representación de resultados	 23
4.1 Análisis de información	23
4.1.1 Análisis cualitativo	23
4.1.2 Análisis cuantitativo	24
4.2 Antecedentes	24
4.2.1 Nivel de Complejidad.	24
4.2.2 Información preliminar	26
4.2.3 Proyecciones de población y consumos	33
4.3 Diseño de un sistema de acueducto	45
4.3.1 Levantamiento topográfico	45

4.3.2 Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto	49
Capítulo 5. Conclusiones	170
Capítulo 6. Recomendaciones	172
Referencias	175
Apéndices	178

Lista de tablas

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad	25
Tabla 2. Características geológicas de la vereda el Arado	26
Tabla 3. Tipo de suelos.	27
Tabla 4. Registros Censal de la vereda el Arado.	28
Tabla 5. Determinación de dotación	29
Tabla 6. Dotación para población flotante.	30
Tabla 7. Dotación uso escolar	31
Tabla 8. Dotación	32
Tabla 9. Dotaciones netas y brutas por usos del agua	33
Tabla 10. Proyecciones de población y demanda de consumos	34
Tabla 11. Trazado de línea conducción desarenador-tanque.	35
Tabla 12. Trazado de red de distribución (GPS)	36
Tabla 13. Calidad de la fuente de abastecimiento.	37
Tabla 14. Parámetros para determinar la calidad del agua de la fuente (decreto 1575 de 2007)	38
Tabla 15. Resultado de los análisis realizados a la fuente Quebrada el Viedo.	39
Tabla 16. Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad	40
Tabla 17. Ecuaciones determinadas para la gráfica IDF.	41
Tabla 18. Periodos de retorno o grado de protección	42
Tabla 19. Constante a de velocidad superficial	43
Tabla 20. Valores de Altura y Longitud.	44

Tabla 21. Ubicación y diámetros purgas aducción desarenador- planta de tratamiento	45
Tabla 22. Puntos línea de aducción desarenador – planta de tratamiento que requieren instalación de ventosas	46
Tabla 23. Ubicación y diseño ventosas línea de aducción desarenador – planta de tratamiento.	47
Tabla 24. Evaluación hidráulica de la línea de conducción captación-desarenador-tanque	48
Tabla 25. Especificaciones para el diseño del sistema de distribución y drenaje	49
Tabla 26. Parámetros de diseño lecho filtrante	50
Tabla 27. Coeficientes para el consumo máximo horario	51
Tabla 28. Presión en cada vivienda	52

Lista de figuras

Figura 1. Vereda el Arado	5
Figura 2. Localización del desarenador	6
Figura 3. Aforo de la microcuenca (metro, bola de plástico, cronometro)	10
Figura 4. Toma de muestra de agua.	11
Figura 5. Línea de aducción (bocatoma-desarenador)	12
Figura 6. Línea de conducción desarenador – tanque	15
Figura 7. Ubicación del tanque	18
Figura 8. Usuario de la red (casa de monjes)	19
Figura 9. Localización área vertiente de precipitación	21
Figura 10. Curva de coeficiente de descarga para crestas de vertederos	22
Figura 11 Coeficiente de descarga inclinado.	24
Figura 12. Graficas de constante de inclinación y constante de velocidad.	26
Figura 13. Curva de la cresta del vertedero	28
Figura 14. Disipación de Energía.	30
Figura 15. Perfil evaluación hidráulica de la línea conducción desarenador- tanque	31
Figura 16. Hipocloroso tipo difusor	32
Figura 17. Cloro o hipoclorito de calcio al 33%.	33
Figura 18. Hilo de nylon	34
Figura 19. Balde graduado	35
Figura 20. Jarra medidora de cloro	36
Figura 21. Artículos de protección personal.	37

Figura 22. Esquema de la red de distribución.	70
Figura 23. Red de distribución EPANET	82

Lista de apéndices

Apéndice 1. Plano de la captación	179
Apéndice 2. Detalle transversal de la rejilla	180
Apéndice 3. Detalle de rejilla en planta	181
Apéndice 4. Desarenador en planta	182
Apéndice 5. Corte de desarenador A-A´	183
Apéndice 6. Corte de desarenador B-B´	184
Apéndice 7. Línea aducción captación-desarenador-tanque	185
Apéndice 8. Línea de red de distribución.	186
Apéndice 9. Tanque de filtro lento en arena (planta)	187
Apéndice 10. Corte transversal del tanque de filtración lenta en arena.	188
Apéndice 11. Tanque de almacenamiento en planta.	189
Apéndice 12. Corte del tanque de almacenamiento A-A´	190
Apéndice 13. Análisis fisicoquímicos y microbiológicos.	191
Apéndice 14. Plano del tanque de almacenamiento.	192
Apéndice 15. Planos del tanque de filtración lenta en arena.	193
Apendice 16. Perfil de la red de distribucion	194
Apendice 17. Perfil de la linea de captacion- desarenador- planta.	195
Apendice 18. Planos del desarenador.	196
Apéndice 19. Planos de la captación.	197
Apéndice 20. Planos de la cámara rompe-presión.	198
Apéndice 21. Planos de la ubicación	199

Apéndice 22. Presupuesto de la obra en general.

200

Resumen

Este proyecto tiene como objetivo el diseño del sistema de acueducto de la vereda El Arado del municipio de Abrego, Norte de Santander, para ello fue necesario conocer la problemática que enfrenta la comunidad a diario al no tener acceso al suministro de agua potable para su consumo.

El trabajo consiste en el planteamiento de un sistema de acueducto que brinde a la comunidad calidad y seguridad en el agua que llegue a sus casas, siguiendo el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS2000, el cual establece los pasos y parámetros que se deben tener en cuenta para la elaboración de diseños de sistemas de acueducto con un uso eficiente que satisfaga las necesidades de la población.

Partiendo de un análisis realizado al agua, se brinda para la vereda El Arado un diseño completo, inclinado a una visión futura en la correcta potabilización de la misma, el diseño va desde la captación, desarenación, filtración lenta, cloración y su posterior almacenamiento, hasta su red de distribución, posibilitando la mejoría de las condiciones del agua para su consumo.

Este documento plantea un diseño que desarrolla la prestación del servicio de agua potable para la vereda El Arado en el municipio de Abrego y sirve como solución a la problemática ambiental que se presenta normalmente cuando una comunidad no recibe agua de buena calidad, con este diseño se busca que el agua sea potable y a su vez mejore la calidad de vida de los habitantes.

Introducción

Los sistemas de acueductos y su construcción 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, pues para nadie es un secreto que el agua es uno de los recursos naturales que se agota cada día más; con este proyecto llamado Diseño de Acueducto de la Vereda el Arado en el municipio de Abrego se quiere lograr la construcción de un acueducto donde se suministre dicho recurso hídrico a la comunidad.

La metodología que se seleccionó para este proyecto fue; recolección de información en la vereda el Arado con ayuda de la comunidad, realización de censo para saber la cantidad aproximada de personas que se beneficiaran con la construcción del acueducto, se realizaron entrevistas a cada una de las viviendas del sector para conocer la cantidad y utilización del recurso hídrico como también estudios necesarios que nos permitieran conocer la información necesaria para la elaboración del proyecto.

Con el propósito de saber el estado del agua, se tomaron muestras para conocer la calidad de la misma mediante los respectivos ensayos, además se realizaron las respectivas mediciones generales para determinar el trazado de la red y las posibles localizaciones de las estructuras que componen el sistema de acueducto.

Por último se realizaron los diseños de los componentes del sistema de acueducto para la Vereda el Arado con base a los estudios realizados mediante cálculos y uso de software

(Epanet, AutoCAD) aplicable a este proyecto, de igual forma se tuvieron en cuenta los análisis fisicoquímicos y microbiológicos los cuales nos proporcionaron la información necesaria para el conocimiento de la calidad del recurso para así lograr el diseño del mismo.

Capítulo 1:

Estudio para el diseño del sistema de acueducto de la vereda el arado municipio de Abrego.

1.1 Planteamiento del problema

En Colombia existen poblaciones que no cuentan con un servicio de agua potable como es el caso de la vereda El Arado según lo observado en campo, sabiendo que Colombia es un país que contiene numerosas fuentes hídricas que pueden ser utilizadas en beneficio de la comunidad. La vereda cuenta con un recurso hídrico como es la Quebrada El Arado comúnmente conocida, e identificada como la Quebrada el Viedo por el IGAC (Instituto Geográfico Agustín Codazzi).

La Vereda Sitio Nuevo y La Teja se abastece de la Quebrada perteneciente a la vereda el Arado, estos volúmenes de agua recolectados por las veredas mencionadas no se utilizan solamente para el consumo humano sino en gran mayoría para los riegos de cultivos dando un mal manejo al líquido, dejando así a la vereda el Arado sin este preciado recurso, por ende se han efectuado conflictos entre las veredas por establecer el consumo hidrológico para los diferentes usuarios. Esta problemática fue dada a conocer a CORPONOR (Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental) sin tener una respuesta concisa sobre el asunto.

Debido a esta problemática la comunidad no cuenta con un sistema de acueducto que satisfagan sus necesidades y se han visto obligadas a buscar soluciones para abastecerse, como es

proveerse de las aguas crudas del Rio Algodonal sin ser tratadas, dicho por el presidente de la acción comunal el señor Samuel Pérez, pero que estas acciones podrían ser perjudiciales para la salud humana.

Con este estudio se desea tener una propuesta que contenga una solución a las necesidades que presenta la comunidad de la vereda El Arado y que origine un buen funcionamiento sin tener ningún inconveniente evitando incomodidades para la comunidad como también para la estructura del sistema.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo se podría contribuir a través de un estudio en el diseño de un sistema de acueducto en la vereda el Arado que cumpla con los requisitos y especificaciones estipuladas en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General. Plantear el diseño de un sistema de acueducto en la Vereda el Arado, Municipio de Abrego.

1.3.2 Objetivo Específico.

Efectuar los estudios topográficos correspondientes a la zona de estudio.

Realizar los ensayos de laboratorio DBO-5 (demanda biológica de oxígeno a los 5 días), coliformes totales, oxígeno disuelto, pH promedio, turbiedad, color verdadero, gusto y olor a muestras de la fuente de abastecimiento.

Identificar y diseñar cada uno de los elementos que constituyen el sistema de acueducto, (bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento y red de distribución)

Trazado de la línea de aducción y red de distribución.

Establecer una distribución del recurso hídrico entre las veredas que se abastecen de la Quebrada el Viodo.

1.4 Justificación

En la actualidad los habitantes de la Vereda El Arado, no cuentan con la provisión de agua adecuada para satisfacer sus necesidades, esto se debe a la falta de un sistema de acueducto, que mejore la calidad del agua que reciben y garantice las presiones mínimas con las que debe contar una vivienda, como lo señala el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).

Es de carácter urgente y prioritario la ejecución de este proyecto para solucionar la deficiencia del suministro de agua potable, mediante el diseño de un sistema de acueducto, ya que los habitantes en varias ocasiones se han acercado a las instalaciones de la alcaldía del

Municipio reclamando la necesidad de un buen servicio de este preciado líquido; Así mismo para darle solución al problema de distribución de agua que conlleva a establecer los diferentes caudales para cada vereda dando como prioridad el uso del líquido para consumo humano(según el artículo 29 del decreto 1594 del 1984 y el artículo 41 y 43 del decreto 1541 de 1978) para satisfacer las necesidades de la población de la vereda el Arado.

La aplicación del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, permite profundizar en todos los aspectos y requerimientos para su financiación, igualmente será de gran satisfacción personal y profesional para contribuir con la comunidad en la solución de las necesidades utilizando los conocimientos adquiridos y así darle un buen inicio a nuestra profesión.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación conceptual. Se tendrán en cuenta los siguientes conceptos:

Agua potable, Almacenamiento, Bocatoma, Captación, Caudal, Desarenador, Desinfección, Dotación , Nivel de Complejidad del Sistema, Período de diseño , Rejilla Red de distribución, Recurso hídrico, Sistema de Acueducto, Válvula.

1.5.2 Delimitación geográfica. El sitio en estudio está ubicado en la vereda El Arado, municipio de Abrego, Norte de Santander, ubicada al nor – oeste del casco urbano del Municipio de Abrego, a 8.8 kilómetros por la vía primaria que conduce a Ocaña, con

coordenadas Latitud: 8° 7'46.85"N Longitud: 73° 15'4.50"O, y con una elevación de 1330 metros sobre el nivel del mar. El problema que comprende el desarrollo de este proyecto de grado es el diseño del sistema de acueducto de la vereda El Arado.

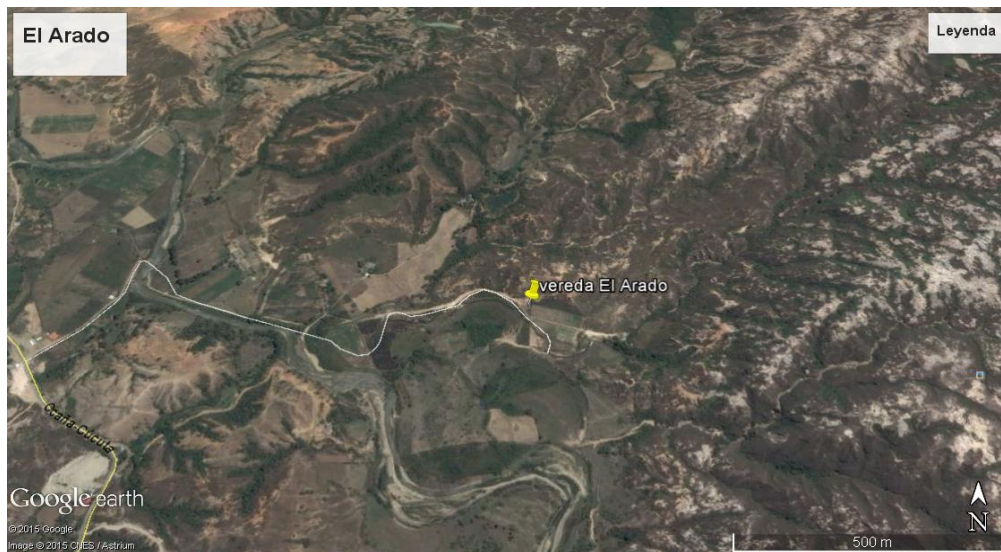


Figura 1. Vereda el arado

Fuente: Google earth

1.5.3 Delimitación operativa. Se tendrá en cuenta en el presente trabajo la utilización de herramientas para aforo de caudales. Según la normatividad vigente por RAS 2000.

1.5.4 Delimitación temporal. El tiempo para el desarrollo del proyecto es de 4 meses.

Capítulo 2:

Marco referencial

2.1 Marco histórico

La palabra acueducto deriva de la palabra latina que significa conducción de agua. Hacia el año 700 a.C., Senaquerib, rey de Asiria de 704 a 681 a.C., mando construir un acueducto que abasteciera de agua su capital, Ninive. 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, Aqua 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 año 310 a.C. El primer acueducto romano que transportaba el agua sobre la superficie del suelo fue el Aqua 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. (García H, 2005, p. 1)

Desde las mujeres que transportaban agua en cántaros, pasando por las fuentes públicas como la del “Mono de la Pila” hasta los métodos tecnificados actuales, el agua ha estado ligada al desarrollo de Colombia. La ciudad de Bogotá se localizó entre los ríos San Francisco y San Agustín de los cuales tomaban líquido sus moradores transportándola en Múcuras hasta las viviendas. En 1584 el Cabildo ordenó la construcción de la primera fuente de la Bogotá colonial, el Mono de la Pila, cuyas aguas eran conducidas hasta allí desde el río San Agustín. La cañería que transportaba el agua atravesaba una arboleda de laureles por lo que se llamó el acueducto de Los Laureles. Durante los siguientes cien años se construyeron más fuentes de agua igualmente rudimentarias. El 30 de Mayo de 1757 se inauguró el acueducto de Agua Nueva que se constituyó en la obra más importante de este período. Conducía las aguas del río San Francisco a la ciudad y en esta época se construyeron más caños para transportar agua a toda la ciudad. En cuanto a la disposición de las aguas servidas (aguas negras), durante el período colonial, la sección transversal de las calles y carreras tenían la forma de batea o artesa, con la parte más honda en el centro por donde corría un caño revestido por lajas de piedra. Los habitantes arrojaban las aguas residuales y las basuras en este caño que corría por toda la ciudad, y la lluvia era la encargada de limpiar el primitivo drenaje que desembocaba en los mismos ríos, aguas abajo o en los pantanos al occidente de la ciudad. En 1886 el municipio concedió a Ramón B. Jimeno y a Antonio Martínez de la Cuadra la exclusividad para establecer, usar y explotar los acueductos de Bogotá y Chapinero por un período de setenta años. Dentro de este sistema se inauguró en 1888 el primer acueducto con tubería de hierro de la ciudad. Pero el sistema privado tampoco fue la respuesta a las necesidades del servicio de la ciudad, por esto en el año de 1914 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. La nueva empresa tenía una junta directiva nombrada por períodos de siete años, compuesta por tres delegados de los bancos prestamistas y dos delegados del Concejo. Se construyeron albercas o cajas desarenadoras en la parte alta de la ciudad. En 1933 se iniciaron las obras para la construcción del embalse de La Regadera y la Planta de tratamiento de Vitelma junto con los embalses de Chisacá y los Tunjos, y la Planta de tratamiento de San Diego. (Dueñas, 2010, p. 1-12)

2.2 Marco contextual

Este proyecto se realiza en la vereda El Arado del municipio de Ábrego (N. de S.), localizado al nor – oeste del municipio de Ábrego. Su extensión es de 2 kilómetros cuadrados aproximadamente y su altura media es de 1.390 metros sobre el nivel del mar, contando con una temperatura que oscila entre 18 y 23 grados centígrados.

Población asentada en las estribaciones de la cordillera oriental, atravesada por la vía central que comunica el municipio de Ábrego con Ocaña. Su principal recurso hídrico es la Quebrada El Arado que recorre su territorio por 1.45 kilómetros que desemboca en el Río Algodonal al límite de la vereda.

2.3 Marco conceptual

Conceptos básicos para la optimización de un acueducto basados en el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000)

2.3.1 Elementos de un sistema de acueducto.

La microcuenca o fuente de abastecimiento. El primer componente del sistema de acueducto es la microcuenca, de allí es de donde obtenemos el agua que surte a todas las viviendas. Es decir que es la fuente de abastecimiento de agua en una región. Sin ella es imposible tener agua en las casas asimismo es el área geográfica mínima por la cual el agua se desplaza a través de drenajes con una salida principal llamada nacimiento o desagüe. Cuando este desagüe o río desemboca en otros cuerpos de agua mayores, como un lago, otro río, una ciénaga, o desemboca en el mar, hablamos de una cuenca. La cantidad de agua de una microcuenca depende de la presencia o no de vegetación y la conservación de los suelos. Los suelos pueden contaminarse con agroquímicos, aguas residuales y basuras, entre otros.

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

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

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

Las obras de conducción. Las tuberías que llevan el agua hasta la red de distribución se llaman conducción, y son el quinto componente del sistema de acueducto.

La planta de tratamiento. En el sistema de acueducto, el componente que realiza la función de purificación y potabilización del agua es la planta de tratamiento. Esta es el sexto componente del sistema de acueducto. La utilización de los métodos de desinfección casera es muy importante cuando no se tiene un sistema de acueducto, o cuando el acueducto no tiene planta de tratamiento. Tratando el agua prevenimos muchas enfermedades.

Los tanques de almacenamiento. Después del proceso de potabilización el agua se debe guardar en los tanques de almacenamiento. Esto permite que tengamos reservas de agua. Debido a que el consumo de la población no es constante sino que varía según la hora del día, el tanque regula las variaciones del consumo. La función básica del tanque es almacenar agua en las horas que se consume menos, de tal forma que en el momento en que la demanda es mayor el suministro se completa con el agua almacenada. El tanque permite disponer de almacenamiento

en caso de reparaciones o para atender incendios y regula las presiones en la red de distribución. Este es el séptimo componente de un sistema de acueducto.

Los sistemas de distribución y las conexiones domiciliarias. Finalmente, los últimos elementos o componentes son las tuberías o redes de distribución y las conexiones domiciliarias, conocidas también como acometidas. Estas son el conjunto de tuberías o mangueras encargadas de llevar el agua hasta cada vivienda. La red cuenta además con un medidor domiciliario, que permite saber a la empresa y a los usuarios, qué cantidad de agua han consumido. Este medidor es el contador o micromedidor. Podemos resumir los componentes del acueducto de acuerdo a sus funciones en: 1. La microcuenca o el área del que tomamos el agua. 2. Las obras que captan o conducen el agua a las viviendas. 3. Las obras para potabilizar y almacenar el agua.

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

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

En general el consumo total de uso residencial aumenta con el tiempo.

El uso eficiente y ahorro del agua, o a la que reemplace, sobre la tecnología de bajo consumo y la reglamentación que exista al respecto, considerando el uso de micromedidores de caudal, reguladores de caudal, reguladores de presión o cualquier otro tipo de accesorio que implique una reducción en el consumo.

La utilización de aparatos de bajo consumo, con el fin de determinar el posible ahorro y el efecto de estos instrumentos en la dotación neta.

La deducción de la dotación de uso residencial, para el diseño de los sistemas de acueducto con base en mediciones directas hechas en la localidad.

El tamaño de la población, las condiciones socioeconómicas, el clima, la cobertura de medidores, los aspectos sanitarios y demás factores que se estimen convenientes.

El riego de jardines.

Las variaciones deben estar técnicamente justificadas, teniendo en cuenta aspectos climatológicos y socioeconómicos del Municipio.

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

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

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

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

Uso para fines Públicos. El uso público utilizado en los servicios de aseo, riego de jardines y parques públicos, fuentes públicas y demás, se estimará entre el 0 y el 3% del consumo medio diario doméstico, siempre y cuando no existan datos disponibles. En caso de que estos datos existan, servirán para establecer la proyección del uso público en el Municipio.

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

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

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

2.4 Marco teórico

Toda comunidad, por pequeña que sea, necesita disponer de un plan de agua potable que satisfaga las necesidades vitales mediante un buen sistema de acueducto, consistiendo en transportar el agua de los ríos o de los manantiales hasta estructuras en las que se trata el agua de manera que se vuelva apta para el consumo humano.

Un sistema de acueducto como su nombre lo dice es una serie de elementos o de componentes que depende el uno del otro para su buen funcionamiento, donde cada uno de estos elementos tiene una función específica, dando como resultado el ofrecimiento de un buen servicio y del buen funcionamiento del sistema.

Reduciendo en sí, Un sistema de acueducto es el encargado de captar, transportar, almacenar y distribuir el agua a cada uno de los usuarios. Los elementos que hacen parte del sistema son:

Micro cuenca

Captación

Desarenador

Obras de conducción

Planta de tratamiento

Tanques de almacenamiento

Un sistema de acueducto como se mencionó antes necesita de una cantidad y variedad de obras o construcciones para el buen funcionamiento y desarrollo del mismo.

2.5 Marco legal

La normatividad contemplada para la elaboración del diseño, obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico se entienden los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto que se desarrollen en la República de Colombia se basa en las NORMAS TECNICAS COLOMBIANAS (NTC) Y REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000), con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado.

Los aspectos legislativos sobre el cual se enmarca este proyecto tienen como soporte el artículo 29 del decreto 1594 del 1984 donde habla de la destinación genérica de las aguas superficiales lo siguiente Para los efectos del presente Decreto se tendrán en cuenta los siguientes usos del agua, sin que su enunciado indique orden de prioridad:

Consumo humano y doméstico.

Preservación de flora y fauna.

Agrícola.

Pecuario.

Recreativo.

Industrial.

Transporte.

y el artículo 41 y 43 del decreto 1541 de 1978 que habla de los Usos por ministerio de la ley y sus Disposiciones comunes lo siguiente,

Artículo 41.- Para otorgar concesiones de aguas se tendrán en cuenta el siguiente orden de prioridades:

Utilización para el consumo humano, colectivo o comunitario, sea urbano o rural.

Utilización para necesidades domésticas individuales.

Usos agropecuarios comunitarios, comprendidas la acuicultura y la pesca.

Usos agropecuarios individuales, comprendidos la acuicultura y la pesca.

Generación de energía hidroeléctrica.

Usos industriales o manufactureros.

Usos mineros.

Usos recreativos comunitarios.

Usos recreativos individuales.

Artículo 43°.- El uso doméstico tendrá siempre prioridad sobre los demás, los usos colectivos sobre los individuales y los de los habitantes de una región sobre los de fuera de ella.

También se tendrán en cuenta la ley 142 de 1994, referente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, la resolución 2320 del 2009, concerniente a la dotación neta máxima permitida, 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. Puntualmente esta normativa establece unos valores aceptables para la presencia de un componente o sustancia que garantice que el agua para consumo humano no presente riesgos conocidos a la salud, planteando además unos instrumentos básicos de medida para garantizar la calidad del agua para consumo humano, basado en un parámetro denominado INDICE DE RIESGO DE LA CALIDAD DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO – IRCA; que asigna un puntaje de riesgo a cada característica física, química y microbiológica, por el no cumplimiento de los valores aceptables establecidos en la resolución.

Capítulo 3:

Diseño metodológico

3.1 Tipo de investigación

El tipo de investigación utilizado para la realización de este proyecto es la descriptiva (según Hernandez Sampieri, los estudios descriptivos miden o evalúan diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno o fenómeno a investigar), en donde se aplica las técnicas de los elementos básicos para el diseño de un acueducto en la vereda El Arado.

3.2 Población

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

Actualmente la vereda El Arado cuenta con una población en el área rural de 30 habitantes según el censo realizado por los autores del proyecto y que serán los que se tomen como base para la ejecución del proyecto.

3.3 Muestra

Debido a que el proyecto de investigación tiene como fundamento de estudio la vereda el Arado que cuenta con un área poblada relativamente pequeña, se tomó como muestra toda la población que será beneficiada con el estudio y que servirá como base para la realización de los diferentes diseños.

3.4 Recolección de información

La identificación del proyecto se realizará mediante la siguiente manera.

El proyecto emprende de una investigación de campo en donde se busca conocer, describir y recopilar información que ayuden a conformar los elementos que constituyen el sistema y la toma de muestras de agua en el punto donde se va ubicar la captación del líquido a la que hace referencia el estudio. Posteriormente se proyecta la elaboración de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas para tener información sobre la calidad del agua que va a ser suministrada.

Con base en la información que se obtenga de lo expuesto anteriormente se realizara un trabajo de oficina que busque definir un sistema de abastecimiento de agua potable, en donde se elaboren diseños que sirvan de base para la implementación del sistema de acueducto.

El proyecto se compone básicamente de:

3.4.1 Trabajo de campo. Inicialmente el trabajo comienza con el desplazamiento al centro poblado mencionado en este estudio, luego con un respectivo dialogo directo con el presidente de la junta de acción comunal suministrándonos información acerca de la problemática que se viene presentando en el sector con la carencia de un sistema de agua potable.

Primero se inspecciona el lugar apropiado donde se ejecutara la obra de captación, así mismo se realiza un aforo que permita conocer la demanda de caudal. Seguido se estudiara el lugar adecuado para el desarenador, se efectúa una toma de muestra del líquido que entrará a las tuberías que conducen el agua hacia el tanque de almacenamiento, donde se asimilara el lugar adecuado para construir dicho tanque que ira conectado a una red de distribución mediante tuberías para proveer que el líquido llegue a cada una de las viviendas del sector. Por último se hace un trabajo más completo y específico en lo que forma parte del sistema de tratamiento como tal, registrando y determinando la forma de cada uno de los componentes

3.4.2 Trabajo de oficina. En esta etapa del proyecto se constituye en analizar los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas en los procesos de campo, con el fin de analizar paso a paso la efectividad de los elementos que irán a conformar el sistema de acueducto, respectivamente la inspección de los datos tomados en campo y los consiguientes cálculos para diseñar los elementos que conforman el sistema.

Al final se presentará una propuesta técnica que involucra el diseño de una opción de tratamiento de agua que cumpla con los estándares de calidad del líquido para consumo humano.

3.4.3 Técnicas de recolección de información.

Entrevista. Se hace un dialogo en persona con los involucrados en la problemática especialmente con las autoridades representantes como el presidente de la junta de acción comunal, para entender desde sus puntos de vista sobre la problemática que se viene presentando por la falta de un sistema de acueducto.

Encuesta. Se hace un censo a la población para registrar los habitantes de la zona y las personas que llegan a la vereda como población flotante.

Observación. Se hace un registro visual de la zona de estudio para situar los elementos del sistema de acueducto en los mejores sitios y las mejores circunstancias.

Registro Fotografía gráfico. El registro de Fotografía gráficas se obtuvo por medio de cámara digital.

3.4.4 Instrumentos para la recolección de información. Para la recolección de datos e información utilizamos algunos instrumentos como:

Información extraída de trabajo de grados, textos u otros documentos proveídos por la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.

Los elementos necesarios para el cálculo del caudal serán: bola de plástico, metro y cronómetro.

Levantamientos topográficos. (Carteras de Campo GPS)

P.B.O.T. del municipio de Abrego para verificar estudios de suelos, perfil de la población, etc.

R.A.S 2000.

Cámaras Fotografía

Gráficas

Software AutoCAD.

Software EPANET.

Capítulo 4:

Representación de resultados

4.1 Análisis de información

Con base en los datos recolectados y utilizando los instrumentos expuestos anteriormente, se realizará un diseño del sistema de acueducto definitivo en la vereda El Arado.

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

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

4.1.1 Análisis cualitativo. Busca describir e interpretar la información obtenida de los planos, las encuestas y el estado actual del afluente que servirá como abastecimiento de agua para el sistema de acueducto.

4.1.2 Análisis cuantitativo. Para el diseño del sistema se utilizará el reglamento de agua potable y saneamiento básico, el cual proveerá las especificaciones para el óptimo funcionamiento del sistema y por medio de este análisis se demostrarán los resultados obtenidos como caudales, presiones, etc.

4.2 Antecedentes

4.2.1 Nivel de Complejidad. El R.A.S. 2000 es un documento de carácter oficial del Ministerio de Desarrollo y los requisitos, procedimientos, prácticas y reglamentos técnicos contenidos o mencionados tienen carácter de disposición obligatoria en todo el territorio de la República de Colombia.

La asignación del nivel de complejidad de todo proyecto objeto es de obligatorio cumplimiento, para todo el territorio nacional se establecen los siguientes niveles de complejidad:

Bajo

Medio

Medio Alto

Alto

La clasificación del proyecto en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto. Como se ilustra en la siguiente Tabla 1.

Tabla 1.

Asignación del nivel de complejidad**Asignación del nivel de complejidad**

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas : (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS.

Habitantes por población. La población proyectada para la Vereda El Arado, determinada en el presente estudio.

Clasificación: nivel bajo (población < 2500 hab).

Por capacidad económica. En cuanto a la estratificación en la zona de estudio el 100% de las viviendas están clasificadas en los estratos 1 y 2 y la población trabaja en las labores del campo. En estos casos la capacidad económica se establece como baja. Clasificación: Nivel Bajo. Nivel de complejidad definitivo: Nivel Bajo.

En ambos casos la capacidad económica se establece como baja. Clasificación: Nivel Bajo

4.2.2 Información preliminar

Ubicación geográfica. La Vereda el Arado del municipio de Abrego se encuentra ubicado en la parte media del departamento de Norte de Santander, cuenta con área total de 9.21 kilómetros cuadrados, la población es de escasos recursos económicos y las viviendas están construidas en tapia pisada, bloque, ladrillo, madera burda. El municipio limita al Norte con los municipios de Ocaña, La Playa y Hacarí; al oriente con los municipios Sardinata, Bucarasica y Villacaro; al sur con el municipio de Cáchira y al occidente con los municipios La esperanza y San Alberto, este último perteneciente al departamento del Cesar. (Alcaldía Municipal de Abrego, 2016, p.4.)

Hidrología y Climatología. Las principales fuentes superficiales son la quebrada el Viodo y el Rio Algodonal, los cuales surten a la comunidad del agua que usan para sus diferentes utilidades; el sector se encuentra entre los pisos térmicos cálido, templado y frío. Su temperatura aproximada es de 21° C. y su precipitación media anual es de 1100 mm. Su cabecera municipal se encuentra ubicada a los 08°7'46" 85" latitud norte y 73°15'4.50" Longitud. Se encuentra a una altura aproximada de 1330 m sobre el nivel del mar. (Alcaldía Municipal de Abrego, 2016, p.4.)

Relieve y Topografía. El sector presenta una Topografía quebrada, con grandes desniveles, cota aproximada de 1330 msnm, las superficies son muy irregulares y en general es un municipio muy montañoso. (Alcaldía Municipal de Abrego, 2016, p.4.)

Vías de acceso y medios de transporte. En el Municipio de Ábrego el principal medio de transporte es el terrestre. Abrego se encuentra comunicado con todo el país, por la carretera Nacional, pavimentada Red Primaria categoría (con algunos tramos destapados) 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, Villa caro, Hacari, Bucarasica, los centros poblados, caseríos y veredas con carreteras destapadas, en regular y mal estado de conservación, las carreteras de la vereda el Arado se encuentran sin afirmado, En épocas de invierno es difícilmente transitable, para el transporte de motocicletas y comunidad cuenta con un puente colgante o puente hamaca, carece de un puente para el paso automovilístico. A la Red Terciaria del departamento corresponden el carreteable de Abrego a la vereda El otro Lado con 4,10 km; Las Playas Pavez, Canutillo, Mesa Rica con 49.55 km. La María corresponde a la Red Secundaria del departamento Remolino – La María 23 km; Ábrego a Capitán Largo 8,19 km; La Cuervo – El Pozo y de Chapinero a La Playa; las demás veredales municipales corresponden a la Red Terciaria, la cual se encuentra en regular y mal estado de conservación, observando que en la época de invierno esas vías su uso es muy restringido. La carretera nacional es puerta de entrada que comunica con San Antonio y Ureña con la República de Venezuela; a su vez en Cúcuta se hace enlace con Pamplona, Bucaramanga, Tunja y Bogotá. Por el Norte y Nor-occidente partiendo de Ábrego une con Ocaña y Aguachica, de este punto se comunica con Bucaramanga y por el Medio Magdalena con Bogotá. Hacia el Norte de Aguachica a su vez comunica con la Costa Atlántica (Santa Martha, Barranquilla, Cartagena y demás municipios costeros). De Ábrego sale la carretera que comunica con Ocaña y de esta a su vez con Convención que es pavimentada; de ahí en adelante sin pavimento pasando por Tibú hasta la Y,

donde vuelve a empezar la pavimentada a Cúcuta. También de Ábrego, pasando por Ocaña se comunica con Río de Oro (Cesar) y El Carmén. Del eje vial principal, nacen carreteras y carretables de segundo y tercer orden y caminos de herradura que intercomunican zonas del municipio. (Alcaldía Municipal de Abrego, 2016, p.4.)

Geología y Suelos. La vereda el Arado en su formación geológica presenta las siguientes características.

Tabla 2.

Características geológicas de la vereda el Arado

ERA	PERIODO	EPOCA	FORMACION	SIMB	DESCRIPCION
			GEOLOGICA		
Mesozoica	Jurásico	Jurásico	Complejo ígneo	Jcr	Plutónicas y volcánicas
		medio	intrusivo -		ácidas sin diferenciar.
			extrusivo		Predominio de cuarzomonzoritas y riolitas

Fuente:(PBOT) municipio de Abrego

Tabla 3.

Tipo de suelos.

UNIDAD TAXONOMICA	LITOLOGIA	PENDIENTE EN FASE	CARACTERISTICAS DEL SUELO	º DE EVOLUCION
Lithic	Granito y	Fase:	Superficiales y	Muy bajo
Ustorthents	conglomerados	Pendiente 25-50% y erosión severa	moderadamente profundos, Limitados por roca, bien drenados. Fertilidad natural alta y baja	

Fuente:(PBOT) municipio de Abrego

Demografía. Para proyectar un sistema de acueducto y que funcione adecuadamente durante el periodo de diseño, el parámetro más importante es determinar el número de habitantes los cuales van hacer atendidos en el proyecto, por ende se necesita conocer la población futura aproximada para 25 años de diseño que se tomara como base.

Según información censal por parte del Plan básico de ordenamiento territorial del municipio de Abrego realizado en el 2009, la vereda el Arado cuenta con 99 habitantes, y de un censo realizado por los autores del proyecto en el 2016 la vereda presenta 30 habitantes, indagando con el presidente de la junta de acción comunal del sector se obtuvo información que dicho número de población suministrada por el plan básico de ordenamiento territorial es confusa, ya que en el año 2009 no existía esa cantidad de personas en el sector, por este motivo

descartamos la información obtenida y desarrollamos el proyecto en base a la población censada en el año 2016.

Es de gran importancia recalcar que por motivo de adelantar el proyecto del sistema de acueducto de la vereda el Arado, estos censos se presentan como parte del estudio de la población para determinar la demanda de servicios. (Alcaldía Municipal de Abrego, 2016, p.4.)

Estudio de población y demanda del servicio de acueducto. El actual estudio se hizo con base en las modificaciones al Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S 2000. (Resolución 2320 de 2009, resolución 2115 de 2007 y el decreto 1775 del 2007)

Registros históricos censales. Según el plan básico de ordenamiento territorial del municipio de Abrego, la vereda el Arado cuenta con 99 habitantes en el año 2009 el cual es un dato desconfiable. Se obtuvo información por parte de la junta de acción comunal la cual ratifica que ese sector no ha contado con un número tan alto de habitantes por tanto ese registro es descartado para la ejecución del proyecto. Desarrollado un censo en el año 2016 en la vereda por parte de los autores del proyecto se pudo observar que la población es del total de 30 habitantes.

De la vereda el Arado no existen más información acerca de registros censales, por tanto este proyecto se basa en la cantidad de habitantes que refleja el censo realizado en el año 2016 como muestra la **tabla 4**.

Tabla 4.

Registros Censal de la vereda el Arado.

AÑO	POBLACION
2016	30

Fuente: Autores de la investigación

Registros censales

Población según Censo año 2016=30

Población flotante censo año 2016=11

Número de suscriptores acueducto = 10

Número de habitantes viviendas = 3.0 hab/viv

Tasas de crecimiento. Según el R.A.S 2000 es obligatorio para el Nivel Bajo de complejidad utilizar métodos de cálculos ajustables para determinar el crecimiento de habitantes y así realizar las proyecciones de población, los cuales algunos métodos son: El aritmético, el geométrico y el exponencial, considerando en cada caso la disponibilidad de datos o registros y las características de crecimiento de la localidad:

Método aritmético

$$Pf = Puc + [(Puc - Pci) / (Tuc - Tci)] \times (Tf - Tuc)$$

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

Método geométrico

$$Pf = Puc \times (1+r)^{(Tf-Tuc)}$$

$$R = [(Puc / Pci) (1/(Tuc-Tci))] - 1$$

Método exponencial

$$Pf = Pci \times e^{(k \times (Tf-Tci))}$$

$$K = (\ln Pcp - \ln Pca) / (Tcp - Tca)$$

El sector del Arado solo cuenta con un solo registro histórico censal el cual no es certero, ya que la población registrada no corresponde a la dicha por la junta de acción comunal, por lo tanto se asume un solo registro censal realizado en el 2016 por parte de los autores del proyecto, luego para la estimación de la tasa de crecimiento por los métodos anteriormente descritos es imposible este cálculo porque como mínimo debe existir dos registros históricos censales, de manera que la tasa de crecimiento para realizar las proyección de población es del 2% según información de la alcaldía municipal de Abrego.(Alcaldia Municipal de Abrego, 2008, p. 1)

Perspectivas de desarrollo. Evaluar los sucesos de desarrollo de una región o localidad, no es una decisión sencilla, antes por el contrario depende de la disponibilidad de recursos y de la correcta planeación y adecuada explotación de los bienes y servicios que una determinada zona posea o produzca. Importante es la planificación y en este sentido la formulación obligatoria del Plan de Ordenamiento Territorial, es básica, porque, es donde se fija el rumbo y se proyecta al futuro organizado y planificado del desarrollo del corregimiento.

Las condiciones en las que se encuentra a la fecha la vereda el Arado desde el contexto socio económico:

Se destaca como dominante una actividad específica, la cual es la producción agropecuaria ya que la mayoría de las personas orientan su forma de vida al cultivo del campo y a la crianza de animales.

En la actividad agropecuaria, se encuentran personas dueñas de fincas, parceleras, y jornaleros. Se destacan los cultivos de tomate, pepino, pimentón, ají y cilantro. La cría de ganado vacuno y porcino son actividades que también se desarrollan pero en reducida escala

Bajo las anteriores consideraciones las perspectivas de desarrollo del corregimiento y crecimiento de población está dado básicamente por:

Desarrollo del sector rural por la ampliación de la frontera agrícola. Lo anterior puede provocar el desarrollo del casco urbano como fuente de alimentación de insumos y servicios para dicha zona y por ende la llegada de personas tanto del campo como de otras regiones del departamento y del país en busca de un mejor futuro.

4.2.3 Proyecciones de población y consumos

Tasa de crecimiento. Evaluar la población futura de una localidad para conocer sus necesidades en cuanto a satisfacción de servicios públicos para construir la infraestructura que

posibilite su suministro y atención, es uno de los temas que con más cuidado y criterio debe tratarse por el impacto socio – económico, financiero, técnico y cultural que puede causar en las características de diseño y construcción de las obras proyectadas para satisfacer dichos servicios.

Para la proyección de población se utilizó un solo dato en general, ya que no se contaba con más registros históricos censales en el sector en los últimos años, ni años anteriores. Siendo la rata de crecimiento del municipio de Abrego del 2% se adopta esta tasa para la proyección de la población.

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

Dotación neta recomendada para población básica. Dadas las condiciones climatológicas de la región, las costumbres de la población, el uso del agua, las demandas de uso específico, se recomienda considerar los gastos que se presentan en la tabla 5.

Tabla 5.

Determinación de dotación

Nombre localidad	Abrego (vereda el Arado)
Nivel complejidad	Bajo
Ubicación localidad	Al nor – oeste del casco urbano del Municipio de Abrego

Temperatura promedio	21 °C
Altitud promedio	1330
(m.s.n.m)	

Fuente: Autores de la investigación

Consumo neto para población flotante.

El valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en la Resolución 2320 de 2009, según estos requerimientos la dotación neta para un nivel de complejidad bajo es de 90 (lts/hab*día), y una dotación bruta de 120(lts/hab*día)

Según información por parte de la población básica de la vereda el Arado la población flotante que existe en el sector solo consume agua por medio del aseo personal y los inodoros. Se recomienda utilizar los gastos para esta población según la tabla 6.

Tabla 6.

Dotación para población flotante

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UND	OBSERVACIÓN
Aseo personal	25	lts/hab*día	
Sanitario	20	lts/hab*día	
Lavado de ropa	10	lts/hab*día	
Cocina	15	lts/hab*día	
Riego de jardines	3	lts/hab*día	
Lavado de pisos	2	lts/hab*día	
Dotación Neta Básica	75	lts/hab*día	
Pérdidas técnicas establecidas			25% (Numeral B.2.7 R.A.S.)
Dotación Bruta	100	lts/hab*día	
Aseo personal	20	lts/hab*día	
Sanitario	20	lts/hab*día	
Dotación Neta Básica	40	lts/hab*día	
Pérdidas técnicas establecidas			25% (Numeral B.2.7 R.A.S.)
Dotación Bruta	53.33	lts/hab*día	

Fuente: Autores de la investigación

Nota: las cantidades de las descripciones son tomadas de la tabla de Schoelstch.

Consumo neto uso escolar. La vereda cuenta con una institución de educación elemental con un total de 9 estudiantes, con una intensidad horaria de 5 horas semanales en una sola jornada.

Tabla 7.

Dotación uso escolar

Tipo de instalación	Consumo de agua
Educación elemental	20 L/ alumn/ jorn

Fuente: Ras 2000

$$\text{Consumo escolar: } \frac{20L}{\text{alumn} * \text{jorn}} \times \frac{9 \text{ alumn}}{30 \text{ hab}} \times \frac{1 \text{ jorn}}{5 \text{ hr}} \times \frac{24 \text{ hr}}{1 \text{ dia}} = 28.8 \frac{\text{lt}}{\text{hab} * \text{dia}}$$

Consumo neto por parte del monasterio. En el sector se encuentra una comunidad de monjes quienes son visitados por aproximadamente 20 personas el día domingo de la semana, donde el consumo de agua de estas personas se basa en el aseo personal y la utilización de sanitarios, estas personas no se asume como población flotante pero si se realiza un cálculo aproximado sobre el consumo que realizan en el sector y se asume en el consumo total.

Tabla 8.

Dotación

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UND	OBSERVACIÓN
Aseo personal	20	lts/hab*día	
Sanitario	20	lts/hab*día	
Dotación Neta Básica	40	lts/hab*día	
Pérdidas técnicas establecidas			25% (Numeral B.2.7 R.A.S.)
Dotación Bruta	53.33	lts/hab*día	

Fuente: autores del proyecto

Caudal medio diario. Es el caudal promedio obtenido en un año de registro y es la base para la estimación del caudal máximo diario y máximo horario.

$$Qmd = \frac{hab * dbruta}{86400}$$

Para la estimación del caudal medio diario para la población básica se suma la dotación neta de los habitantes básicos y la dotación neta del uso escolar dando un resultado de dotación neta de $118.8 \frac{lt}{hab*día}$, con esta nueva dotación se estima la dotación bruta con un total de pérdidas del 25 %, dando una dotación bruta de $158.4 \frac{lt}{hab*día}$.

$$Qmd \text{ poblacion basica} = \frac{30hab * 158.4 \frac{lt}{hab * dia}}{86400} = 0.055 \text{ lt/seg}$$

Posteriormente se calcula el caudal medio diario de la población flotante.

$$Qmd \text{ poblacion flotante} = \frac{11hab * 53.33 \frac{lt}{hab * dia}}{86400} = 0.0068 \text{ lt/seg}$$

Se halla un caudal medio diario de las personas que asisten los domingos al monasterio de la siguiente manera:

20 personas asisten los domingos, luego se obtiene un promedio de persona por día a la semana

$$\frac{20hab}{7 \text{ dias}} = 3 \text{ personas di}$$

$$Qmd \text{ sector monasterio} = \frac{3hab * 53.33 \frac{lt}{hab * dia}}{86400} = 0.002 \text{ lt/seg}$$

Por lo tanto el caudal medio diario $Qmd=(0.055 + 0.0068 + 0.002) = 0.0638 \text{ lt/seg}$

Gastos estimados. Para la estimación de los gastos de diseño se deben determinar: Consumo medio diario (qmd), Consumo Máximo Diario (QMD) Y Consumo Máximo Horario (QMH), para ello se utilizan fórmulas y coeficientes de mayoración de la siguiente manera:

$$q.m.d = \text{Dotación} \times \text{Habitantes} / 86400 \text{ (lts/seg)}$$

$$Q.M.D. = k1 \times qmd$$

$$Q.M.H. = K2 \times QMD$$

Donde K1 = 1.3 Caudal máximo diario Numeral B.2.8.2.2 R.A.S

K2 = 1.3 – 1.7 Caudal máximo horario Numeral B.2.8.3 R.A.S

Se aclara que se recomienda utilizar como K2 el valor de 1.5 tomando el promedio de aplicación entre los valores que estipula la norma debido a que no existen datos de consumos tomados durante un año de la población en estudio.

Cálculo de proyecciones. Para la proyección de la población, asumimos el método de evaluación del crecimiento de forma geométrico.

Con base en las fórmulas mencionadas y los criterios establecidos se realizan los cálculos de proyecciones de población definitivos y demanda de consumos año a año en una distancia de diseño al 2040, cuyos resultados se presentan en la tabla 10.

Tabla 9.

Dotaciones netas y brutas por usos del agua

Nivel de complejidad	bajo		
Dotación neta residencial (L/hab*día)	90	Dotación bruta residencial(L/hab*día)	120
Dotacion neta escolar(L/alumn/ jorn)	28.8	Dotacion bruta basica(L/hab*día)	158.4
Dotacion neta basica (L/hab*día)	118.8	Dotacion bruta flotante(L/hab*día)	53.3333333
Dotacion neta flotante(L/hab*día)	40	Dotacion bruta monasterio(L/hab*día)	53.3333333
Dotacion neta monasterio (L/hab*día)	40	k1	1.3
k1	1.3	k2	1.5
k2	1.5	% perdidas según resolución 2320 de 2009	25
% perdidas según resolucion 2320 de 2009	25		

Fuente: Autores del proyecto.

Tabla 10.

Proyecciones de población y demanda de consumos

POBLACIÓN												
N	AÑO	TASA	BÁSIC A	ESCOLA R	FLOTANT E	MONASTERI O	Qmd Básica (residen mas escolar)	Qmd flotant e lts/seg	Qmd monasteri o lts/seg	Qmd total lts/se g	QMD lts/seg	QMH lts/seg
0	2015	0.020	30	9	11	3	0.055	0.0068	0.002	0.064	0.0827345	0.1241018
		0									7	5
1	2016	0.020	31	9	11	3	0.0561	0.0069	0.002	0.065	0.0843892	0.1265838
		0									6	9
2	2017	0.020	31	9	11	3	0.057222	0.0071	0.002	0.066	0.0860770	0.1291155
		0									4	7
3	2018	0.020	32	10	12	3	0.0583664	0.0072	0.002	0.068	0.0877985	0.1316978
		0					4				9	8
4	2019	0.020	32	10	12	3	0.0595337	0.0073	0.002	0.069	0.0895545	0.1343318
		0					7				6	4

5	2020	0.020	33	10	12	3	0.0607244	0.0075	0.002	0.070	0.0913456	0.1370184
		0					4				5	7
6	2021	0.020	34	10	12	3	0.0619389	0.0076	0.002	0.072	0.0931725	0.1397588
		0					3				6	4
7	2022	0.020	34	10	13	3	0.0631777	0.0078	0.002	0.073	0.0950360	0.1425540
		0					1				1	2
8	2023	0.020	35	11	13	4	0.0644412	0.0080	0.002	0.075	0.0969367	0.1454051
		0					7				3	
9	2024	0.020	36	11	13	4	0.0657300	0.0081	0.002	0.076	0.0988754	0.1483132
		0					9				7	
10	2025	0.020	37	11	13	4	0.0670446	0.0083	0.002	0.078	0.1008529	0.1512794
		0					9				8	6
11	2026	0.020	37	11	14	4	0.0683855	0.0084	0.002	0.079	0.1028700	0.1543050
		0					9				4	5
12	2027	0.020	38	11	14	4	0.0697533	0.0086	0.002	0.081	0.1049274	0.1573911
		0									4	6
13	2028	0.020	39	12	14	4	0.0711483	0.0088	0.002	0.082	0.1070259	0.1605389
		0					6				9	8
14	2029	0.020	40	12	15	4	0.0725713	0.0090	0.002	0.084	0.1091665	0.1637497
		0					3				1	6

15	2030	0.020	40	12	15	4	0.0740227	0.0091	0.002	0.086	0.1113498	0.1670247
		0					6				4	5
16	2031	0.020	41	12	15	4	0.0755032	0.0093	0.003	0.087	0.1135768	0.1703652
		0					1				3	5
17	2032	0.020	42	13	15	4	0.0770132	0.0095	0.003	0.089	0.1158483	0.1737725
		0					8				7	5
18	2033	0.020	43	13	16	4	0.0785535	0.0097	0.003	0.091	0.1181653	0.177248
		0					4				4	
19	2034	0.020	44	13	16	4	0.0801246	0.0099	0.003	0.093	0.1205286	0.1807929
		0					1				4	6
20	2035	0.020	45	13	16	4	0.0817271	0.0101	0.003	0.095	0.1229392	0.1844088
		0					1				2	2
21	2036	0.020	45	14	17	5	0.0833616	0.0103	0.003	0.096	0.125398	0.188097
		0					5					
22	2037	0.020	46	14	17	5	0.0850288	0.0105	0.003	0.098	0.1279059	0.1918589
		0					8				6	4
23	2038	0.020	47	14	17	5	0.0867294	0.0107	0.003	0.100	0.1304640	0.1956961
		0					6				8	2
24	2039	0.020	48	14	18	5	0.0884640	0.0109	0.003	0.102	0.1330733	0.1996100
		0					5				6	4

25	2040	0.020	49	15	18	5	0.0902333	0.0111	0.003	0.104	0.1357348	0.2036022
		0					3				3	4

Fuente: Autores del proyecto.

4.3 Diseño de un sistema de acueducto

4.3.1 Levantamiento topográfico. Es primordial para el desarrollo del proyecto la realización de un levantamiento topográfico que pueda esquematizar de la forma más exacta posible, las condiciones reales del terreno sobre el cual se lleva a cabo el estudio.

Inicialmente se determinaron las curvas de nivel de los sitios donde estarán ubicadas las estructuras, tales como lo son la captación y el tanque de almacenamiento, luego se realizó el trazado de la aducción, conducción y red de distribución, además de la localización de las viviendas que serán beneficiadas

Tabla 11.

Trazado de línea conducción desarenador-tanque.

Captación-desarenador-tanque			
Punto	Coordenada E	Coordenada N	Altura
1	1092908.078	1392339.188	1480.0
2	1092831.068	1392325.811	1452.12
3	1092788.072	1392313.06	1450.34
4	1092800.045	1392277.262	1447.2
5	1092771.548	1392249.718	1442.85
6	1092738.829	1392251.938	1444.6
7	1092709.705	1392241.666	1439.76
8	1092665.516	1392251.087	1439.43

9	1092587.535	1392242.372	1437.8
10	1092541.265	1392227.036	1430.32
11	1092524.739	1392193.54	1429.05
12	1092473.061	1392178.754	1428.25
13	1092429.335	1392193.407	1428.92
14	1092389.983	1392193.591	1427.95
15	1092345.621	1392192.001	1427.55
16	1092299.491	1392169.371	1427.1
17	1092262.861	1392142.791	1426.2
18	1092230.045	1392106.802	1426.72
19	1092168.615	1392083.482	1425.05
20	1092103.415	1392079.512	1421.35
21	1092043.085	1392082.942	1421.82
22	1092014.802	1392129.708	1419.73
23	1091974.372	1392135.378	1418.89
24	1091977.922	1392163.348	1418.8
25	1091926.098	1392168.039	1417.12
26	1091877.417	1392166.368	1415.77
27	1091848.767	1392141.531	1412.91
28	1091836.651	1392130.21	1413.79

Fuente: Autores del proyecto



Figura 2. Localización del desarenador

Fuente: autores del proyecto.

Tabla 12.

Trazado de red de distribución (GPS)

coordenadas red de distribución			
Punto	Coordenada E	Coordenada N	Altura
1	1091734.878	1392107.158	1395.882
2	1091699.416	1392095.022	1379.451
3	1091655.023	1392095.137	1377.143
4	1091684.422	1392163.778	1377.49
5	1091705.034	1392211.49	1372.352
6	1091729.743	1392302.847	1392.121
7	1091618.251	1392031.993	1375.944
8	1091614.838	1391971.76	1373.89
9	1091560.006	1391907.924	1371.678

10	1091455.413	1391952.328	1372.147
11	1091411.018	1391882.085	1372.962
12	1091381.35	1391875.197	1373.103
13	1091304.817	1391802.972	1373.562
14	1091323.524	1391725.015	1373.578
15	1091320.053	1391677.993	1370.201
16	1091327.397	1391608.281	1367.438
17	1091290.321	1391615.187	1365.372
18	1091213.108	1391558.322	1360.603
19	1091185.992	1391527.788	1355.607
20	1091103.36	1391520.364	1352.3
21	1091070.486	1391475.98	1349.95
22	1091021.315	1391306.173	1345.8
23	1090918.09	1391246.43	1344.572
24	1090896.827	1391136.348	1342.769
25	1090853.81	1391101.137	1340.007
26	1090686.979	1390952.329	1336.988
27	1090619.059	1390940.976	1335.15
28	1090541.479	1390826.657	1329.278
29	1090610.781	1390801.455	1330.856
30	1090873.841	1390857.892	1341.875
31	1090953.865	1390902.479	1343.969
32	1091058.331	1390816.904	1336.065

33	1091214.724	1390759.511	1347.224
34	1091268.055	1390746.223	1346.412
35	1090348.335	1390815.687	1340.72
36	1090061.899	1390926.904	1330.899
37	1090104.4	1391153.52	1331.665
38	1090074.327	1391240.953	1332.346
39	1090182.461	1391298.564	1332.531
40	1090222.811	1391384.456	1333.097

Fuente: autores de la investigación.

4.3.2 Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto. Para la estimación de la infraestructura se plantean las siguientes actividades u obras, para el diseño del sistema de acueducto rural de la vereda El Arado.

La elección de la fuente de abastecimiento de agua, ya sea superficial, subterránea o de aguas lluvias, debe cumplir los requisitos mínimos de cantidad, calidad y localización. En todo caso se debe garantizar un caudal mínimo de aguas debajo de la captación superficial, que permita desarrollar otros proyectos.

Para determinar el caudal de la corriente superficial, se llevaron a cabo mediciones directas en campo. Para ello se aplicó el método de velocidad superficial, debido a que el canal de la quebrada presenta secciones y tramos más o menos constantes y rectos, de forma que se puede asumir un flujo uniforme.

Con ayuda de flotadores (bola de plástico) y establecida una distancia, se determinaron unos tiempos para calcular la velocidad superficial. Conocida la sección hidráulica del canal, se calcula el caudal a partir de la ecuación de continuidad. Los valores obtenidos a partir de este método son los siguientes:

$$Q_{real} = V * A \left(\frac{lt}{seg} \right)$$

$$V = \frac{X}{T} \left(\frac{m}{seg} \right)$$

Q_{real} = Caudal real de fuente.

V = Velocidad en la quebrada.

A = Área transversal.

X = Tramo de ensayo (distancia).

T = Tiempo de recorrido (bola de plástico).

Caudal de la quebrada en verano. Calculo de la velocidad:

$X = 2.0$ m.

$T_1 = 21.40$ seg; $T_2 = 34.77$ seg; $T_3 = 32.93$ seg; $T_4 = 39.35$ seg. $T_5 = 27.07$ seg.

$V = 2.0/31.10$.

$V = 0.064$ m/seg.

Calculo del caudal:

$$Q_{\text{real}} = 0.064 * 0.050$$

$$Q_{\text{real}} = 3.2 \text{ lt/seg.}$$



Figura 3. Aforo de la microcuenca (metro, bola de plástico, cronometro)

Fuente: Autores del proyecto

Caudal de la quebrada en invierno. Calculo de la velocidad:´

$$X = 2 \text{ m.}$$

$$T1 = 20.07 \text{ seg; } T2 = 21.07 \text{ seg; } T3 = 20.93 \text{ seg; } T4 = 18.74 \text{ seg } T5 = 20.41 \text{ seg.}$$

$$V = 2/20.24$$

$$V = 0.099 \text{ m/seg.}$$

Calculo del caudal:

$$Q_{\text{real}} = 0.099 * 0.185$$

$$Q_{\text{real}} = 18.27 \text{ lt/seg}$$

Caudal promedio de la quebrada. Calculo de la velocidad:

$$X = 2 \text{ m.}$$

$$T_1 = 25.78 \text{ seg; } T_2 = 24.83 \text{ seg; } T_3 = 23.99 \text{ seg; } T_4 = 25.54 \text{ seg } T_5 = 24.76 \text{ seg.}$$

$$V = 2/24.87$$

$$V = 0.080 \text{ m/seg.}$$

Calculo del caudal:

$$Q_{\text{real}} = 0.080 * 0.094$$

$$Q_{\text{real}} = 7.52 \text{ lt/seg}$$

Sistema de tratamiento de agua potable. La forma de conocer el tipo de sistema de tratamiento a utilizar se encuentra en el Reglamento de Agua potable y Saneamiento básico (R.A.S.2000), por medio de un sistema de clasificación de los niveles de calidad en la fuente y de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos nos permite conocer los diferentes procesos de tratamiento a emplear.

Calidad del agua de la fuente (R.A.S.). La calidad de la fuente debe caracterizarse de la manera más completa posible para poder identificar el tipo de tratamiento que necesita y los parámetros principales de interés en periodo seco y de lluvia. Además, la fuente debe cumplir con lo exigido en el Decreto 1594 del 26 de junio de 1984, en sus artículos 37 y 38, o en su ausencia el que lo reemplace. Los análisis de laboratorio y los muestreos deben realizarse de acuerdo con la normatividad vigente (Normas NTC-ISO 5667). En la tabla 13 se presenta la clasificación de los niveles de calidad de las fuentes de abastecimiento en función de unos parámetros mínimos de análisis físico-químicos y microbiológicos, y el grado de tratamiento asociado.

Tabla 13.

Calidad de la fuente de abastecimiento.

Parámetros	Análisis según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de contaminación			
	Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3. Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			≤ 1.5	1.5 - 2.5	2.5 – 4	>4
Máximo diario mg/L			1 – 3	3 - 4	4 – 6	>6

Coliformes totales (NMP/100 mL)						
Promedio mensual		D-3870	0 – 50	50 - 500	500 – 5000	>5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	>=4	>=4	>=4	<4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 – 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	<2	2 - 40	40 – 150	>= 150
Color verdadero (UPC)			<10	10 -20	20 – 40	>= 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 – 200	300
Fluoruros (mg/L - F)		D 1179	<1.2	<1.2	<1.2	>1.7
GRADO DE TRATAMIEN TO						
- Necesita un tratamiento convencional			NO	NO	Sí, hay veces (ver requisitos para uso	SI

			FLDE : literal C.7.4.3.3)	
- Necesita unos tratamientos específicos	NO	NO	NO	SI
- Procesos de tratamiento utilizados	(1) = Desinfección + Estabilización	(2) = Filtración Lenta o Filtración Directa + (1)	(3) = Pretratamiento o + [Coagulación + Sedimentación + Filtración Rápida] o [Filtración Lenta Diversas Etapas] + (1)	(4) = (3) + Tratamientos específicos

Fuente: Resolución 2115 del 2007.

Los análisis con los que se cuenta para realizar la caracterización de la fuente de abastecimiento son: Análisis en época de verano marzo 2016 (ejecutado por los autores del proyecto), los análisis realizados por los autores de la investigación se tendrán en cuenta para el balance de la calidad del agua

Tabla 14.

Parámetros para determinar la calidad del agua de la fuente (decreto 1575 de 2007)

Características	Valor máximo Admisible	Procedimientos analíticos recomendados		Parámetros de comparación de la calidad de la fuente recomendados según el nivel calidad de la fuente			
		Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	Acceptable	Regular	Deficiente	Muy deficiente
MICROBIOLÓGICAS							
Coliformes totales	0			X	X	X	X
UFC/100 cm³							
Escherichia coli	0		D 5392			X	X
UFC/100 cm³							
FÍSICAS							
pH	6.5 – 9.0		D 1293	X	X	X	X
Turbiedad UNT	≤2	4707	D 1889	X	X	X	X
Color Aparente	≤15			X	X	X	X
UPC							
Conductividad	1.000		D 1125	X	X	X	X
US/cm							
Olor y sabor	Aceptable		D 1292	X	X	X	X
QUÍMICAS DE SUSTANCIAS QUE TIENEN RECONOCIDO EFECTO ADVERSO EN LA SALUD HUMANA							

Antimonio – mg/l	0.02	D 3697				X
Arsénico – mg/l	0.01	D 2972				X
Bario – mg/l	0.7	D 4382				X
Cadmio – mg/l	0.003	D 3557				X
Cianuro libre y disociable – mg/l	0.05					X
Cobre – mg/l	1.0	D 1688				X
Cromo total – mg/l	0.05	D 1687				X
Mercurio – mg/l	0.001	D 3223				X
Níquel – mg/l	0.02	D 1886				X
Plomo – mg/l	0.01	D 3559				X
Selenio	0.01	D 3859				X
Thihalometanos	0.2					X
Totales						
Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAP)	0.01					X
QUÍMICAS QUE TIENEN IMPLICACIONES SOBRE LA SALUD HUMANA						
Carbono Orgánico Total – mg/l	5.0					X
Nitritos – mg/l	0.1		X	X	X	X
Nitratos – mg/l	10					X
Fluoruros – mg/l	1.0					X

QUÍMICAS QUE TIENEN CONSECUENCIAS ECONÓMICAS E INDIRECTAS SOBRE LA SALUD HUMANA

Calcio – mg/l	60	X	X	X	X
Alcalinidad Total – mg/l	200	X	X	X	X
Cloruros – mg/l	250	X	X	X	X
Aluminio – mg/l	0.2				X
Dureza Total – mg/l	300	X	X	X	X
Hierro Total – mg/l	0.3	X	X	X	X
Magnesio – mg/l	36	X	X	X	X
Manganeso – mg/l	0.1			X	X
Molibdeno – mg/l	0.07				X
Sulfatos – mg/l	250	X	X	X	X
Zinc – mg/l	3				X
Fosfatos – mg/l	0.5			X	X

Fuente: RAS 2000

Tabla 15.

Resultado de los análisis realizados a la fuente Quebrada el Viedo.

Parámetro	Unidad	Resultado
Potencial de hidrogeno	PH	7.79
turbiedad	UNT	1.15
Color aparente	UP	19
Dureza total	Mg/L	7
Alcalinidad	Mg/L	23
Nitritos	Mg/L	0.02
Nitratos	Mg/L	6.6
Hierro	Mg/L	0.15
Conductividad	μS/cm	21.3
Sulfatos	Mg/L	2
Oxígeno disuelto	Mg/L	7.6
DBO5	Mg/L	0.9
Coliformes totales	UFC/100ml	>2000
Coliformes fecales	UFC/100ml	>2000
Aerobios mesófilos	UFC/100ml	>2000

Fuente: Empresa de servicios públicos de Ocaña (ESPO. S.A.)



Figura 4. Toma de muestra de agua.

Fuente: Autores del proyecto

Potencial de hidrogeno. El pH es uno de los indicadores de calidad de agua más importante. Es necesario que el pH del agua este controlado cuando entra al sistema de distribución para minimizar la corrosión en la tubería. Si la corrosión no está minimizada la contaminación de agua potable puede ocurrir y el sabor del agua puede alterarse. Es importante que el pH sea seguido en cada nivel de tratamiento del agua para asegurar que es el adecuado. Los análisis hechos a la fuente de abastecimiento manifiestan que este se encuentra en niveles óptimos 7.79 pH.

Turbiedad. La turbiedad es el parámetro más utilizado para determinar la calidad del agua cruda y tratada. Es el factor que indica si se requiere pretratamiento o únicamente filtración lenta convencional. En general existe una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos suspendidos, de allí la importancia de conocerla, debido a que a mayor concentración de partículas se tiene mayor turbiedad, aunque esa relación no es igual en todas las aguas crudas y tratadas.

La materia en suspensión puede ser arcilla, sílice, materia orgánica, plancton y diferentes microorganismos, además de la precipitación de calcio, hierro y manganeso que pueden obstruir al lecho de arena en el filtro. La turbiedad es considerada en la calidad del agua, por ser un parámetro indicativo del grado de contaminación y por dificultar la desinfección final. Comparando lo exigido por la resolución 2115 del 2007 con los valores que presentan los análisis de la fuente 1.15 UNT la turbidez del agua no presenta inconvenientes en la utilización de la misma, vemos que esta se encuentra dentro del parámetro “fuente Aceptable”.

Color. Se produce debido a compuestos orgánicos en estado coloidal muy finos y a inorgánicos en solución. El color ocasiona una apariencia desagradable, siendo causante en un medio adecuado para el crecimiento de algas (teoría de la purificación del agua). La resolución 2115 de 2007 estipula un valor límite para el color, según los análisis realizados se encontró que la “fuente es regular” en cuanto a su color ya que el color presente es de 19 (UPC).

Hierro total. La presencia de hierro es un problema de calidad del agua muy común, El hierro también incrementa la proliferación de bacterias ferruginosas, que obtienen su energía de la oxidación del hierro ferroso a férrico y que, en su actividad, depositan una capa viscosa en las tuberías y pueden aparecer como turbidez y coloración en el agua. La muestra tomada a la fuente presenta niveles de este parámetro, su valor es de 0.15 mg/L. Notamos que se encuentra en los valores aceptados.

Dureza total. La dureza del agua, derivada de la presencia de calcio y magnesio, provoca otros inconvenientes como el peligro de obstrucción de tuberías debido a la cal y la necesidad de

utilizar más agua y jabón en la ducha diaria lo que genera desperdicio en el líquido y genera consecuencias económicas aunque no muy representativas estadísticamente hablando, si lo son para poblaciones rurales de bajos recursos económicos como la que es objeto del presente estudio. Los valores encontrados en los análisis son de 7 (mg/L), lo que ratifica que se encuentra dentro de los valores aceptables, luego el valor máximo es de 300 (mg/L).

Alcalinidad. Es la capacidad del agua de neutralizar. Evitar que los niveles de pH del agua lleguen a ser demasiado básico o ácido. En los resultados arrojados por los análisis esta se encuentra en un nivel estable, en época de la toma de 23 (mg/L), hacen prever que esta se encuentra dentro de los valores aceptables en la tabla 14 el valor máximo es de 200 (mg/L)..

Nitritos. Nitritos representan la forma intermedia, detestable y tóxica del nitrógeno. La fuente que contenga nitritos puede considerarse sospechosa de una contaminación reciente de materia fecal de animales por lo que se le considera un parámetro eficiente para la medición de la contaminación del agua.

La fuente presenta niveles óptimos de nitritos ubicados en 0,02 mg/l lo que indica que este parámetro no representa problema para el proceso en el sistema.

Nitratos. La existencia de éstos en aguas superficiales sin aporte de aguas industriales, se debe a la descomposición de materia orgánica tanto vegetal como animal y al aporte del agua lluvia, si se encuentran en cantidad excesiva inducen el crecimiento desmesurado de algas y otros organismos provocando la eutrofización de las aguas. El valor obtenido en los análisis da

como resultado una presencia de nitratos de 6.6 (mg/L), por lo tanto este valor es aceptable luego el máximo valor admisibles es de 10 (mg/L).

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

El valor obtenido de los análisis > 1100 UFC indica una presencia peligrosa de estos microorganismos que podrían pasar la barrera de diseño causando enfermedades que serían potencialmente peligrosas para la salud de los habitantes de la región, debido a esto hay que hacerle un seguimiento a este parámetro en todos los procesos del sistema

Coliformes totales. Tradicionalmente se los ha considerado como indicadores de contaminación fecal en el control de calidad del agua destinada al consumo humano en razón de que, en los medios acuáticos, los Coliformes son más resistentes que las bacterias patógenas intestinales y porque su origen es principalmente fecal. Por tanto, su ausencia indica que el agua es bacteriológicamente segura. Los resultados obtenidos en los análisis son preocupantes >1100 UFC, Estos valores nos muestran las altas cargas contaminantes de tipo microbiológico, que indica la presencia de materia fecal en el líquido y que hacen exigente el sistema de tratamiento, para lograr removerlas y reducirlas a los valores admisibles.

Coliformes fecales. Los coliformes fecales se denominan termo tolerantes por su capacidad de soportar temperaturas más elevadas. Esta es la característica que diferencia a coliformes totales y fecales. La capacidad de los coliformes fecales de reproducirse fuera del intestino de los animales homeotérmicos es favorecida por la existencia de condiciones adecuadas de materia orgánica, pH, humedad etc. En los análisis que se obtuvieron de la fuente, esta muestra valores altamente riesgosos de contenido de coliformes > 1100 UFC por lo tanto debe hacerse un seguimiento especial en todos los procesos.

Después de analizar las pruebas y compararlas con lo estipulado en el decreto 2115 de 2007 se puede apreciar que la fuente de abastecimiento cumple con la mayoría de los valores admisibles para determinarla como una fuente segura.

La evaluación anterior indica que el sistema sugerido por el decreto 2115 de 2007, corresponde al número (2) que equivale a filtración lenta más desinfección, dicho proceso es empleado para una fuente regular. Se concluye entonces que el sistema a diseñar para la población del Arado será (filtración lenta + desinfección)

Consumo de agua. El complemento necesario para establecer el caudal de diseño de un acueducto es la determinación del consumo total de agua o dotación bruta. El consumo es el volumen de agua utilizado por cada persona en un día y se expresa por lo general en litros por habitante y por día (L/hab*d). El consumo total en una Vereda se puede dividir en el consumo neto y las pérdidas de agua en el sistema de acueducto. La determinación individual de cada uno de ellos se debe realizar con pleno conocimiento de las características de la población.

Factores determinantes del consumo

Temperatura. A mayores temperaturas, mayor será el consumo de agua, debidos a las condiciones propias de las actividades del ser humano

Calidad del agua. El consumo de agua será mayor en la disposición en que los seres humanos tengan la seguridad de una excelente calidad de agua.

Características sociales. El consumo de agua depende también en buena parte del nivel de educación y el nivel de ingresos de la población. Por esta razón en ciudades grandes, el consumo de agua es mayor que en municipios o veredas.

Proyección de la población. La determinación del número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la población. Con el fin de poder estimar la población futura es necesario estudiar las características sociales, culturales y económicas en el pasado y en presente y hacer predicciones sobre su futuro desarrollo.

Demografía. Uno de las medidas para proyectar un sistema de tratamiento de agua potable, que funcione adecuadamente durante su periodo de diseño, es conocer o determinar el número de habitantes que se piensa atender en el proyecto. Por lo anterior se requiere conocer la población futura, partiendo de la información actual que se registra en los censos de población

realizados en el país. En este caso específico se realizará este procedimiento diseñando para 25 años y se tomara como base del mismo, los parámetros que arroje las condiciones más críticas.

Diseño bocatoma fondo. Las bocatomas de fondo son obras hidráulicas cuya función es regular y captar un caudal determinado de agua. Las bocatomas nos permiten tomar el agua de los ríos o quebradas, garantizando que la captación de agua será una cantidad constante, a la vez impide el ingreso de materiales sólidos y flotantes. Además, debe proteger el resto del sistema del ingreso de embalses que pudieran producirse en las épocas lluviosas o de crecientes extraordinarias. La ubicación más apropiada para una bocatoma se presume en los tramos rectos y estables del río, dependiendo de la topografía, la geología, la capacidad portante de los suelos y, principalmente, de las variaciones hidrológicas del lugar que nos servirá de instalación. (R.A.S., 2000, p. 34)

En la bocatoma el agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de la presa y que se ubica en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o menor que el ancho del río.

La bocatoma de fondo consta de lo siguiente:

Una presa, construida generalmente en concreto

Muros laterales de contención encauzan el agua del río hacia la rejilla y protegen los taludes de crecientes.

Una rejilla colocada sobre el canal colector que se encuentra dentro de la presa.

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

Un vertedero de excesos dentro de la cámara de recolección.

Parámetro de diseño

Localización = Vereda El Arado (Abrego N. de S.)

Nivel de complejidad del sistema =Bajo

Periodo de diseño = 25 años (QMD)

Capacidad de diseño =Para nivel bajo de complejidad

$$Q_{Dis} = 2 * QMD \text{ (lts/seg)}$$

$$Q_{Dis} = 2 * 0.1357 \text{ (lts/seg)}$$

$$Q_{Dis} = 0.2714 \text{ (lts/seg)}$$

$$Q_{Dis} = 0.0002714 \text{ (m}^3\text{/seg)}$$

Diseño de la presa

Ancho de la Presa: debe depender del ancho total de la estructura de captación (RAS 2000). Se asume un ancho: L_p : 0.6 m Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño es:

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

$$H = \left[\frac{0.0002714}{1.84 * 0.6} \right]^{\frac{2}{3}} \text{ (m)}$$

$$H = 0.004 \text{ (m)}$$

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:

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

$$L_p' = 0.6 - 0.2 * 0.004 \text{ (m)}$$

$$L_p' = 0.6 \text{ (m)}$$

Donde corresponde al número de contracciones laterales y L_p' es la longitud corregida.

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

$$0.3 \text{ m/s} < V_r < 3.0 \text{ m/s}$$

Velocidad del río sobre la presa:

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

$$V = \frac{0.0002714}{0.6 * 0.004} \text{ (m/seg)}$$

$$V = 0.11 \text{ (m/seg)}$$

Se asume una velocidad del agua al pasar sobre la rejilla de 0.3 m/s porque la velocidad real está dando por debajo de la mínima.

Diseño de la rejilla. La captación de aguas superficiales a través de rejillas se utiliza especialmente en los ríos de zonas montañosas, los cuales están sujetos a grandes variaciones de caudal entre los periodos de estiaje y los periodos de crecientes máximas, con el fin de limitar la entrada de material flotante hacia las estructuras de captación.

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 2000).

Dimensiones de la rejilla. El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. El ancho mínimo de la rejilla es de 0.30 m y la longitud mínima debe ser de 0.40 m. Las dimensiones son con el objeto de facilitar las labores de limpieza y mantenimiento de la estructura.

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 2000).

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

Espacio entre barras(a) = 0.02 m N° espacios = N + 1

El largo de la rejilla se calcula adoptando un ancho de rejilla de 0.30 m.

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

$$A_{neta} = \frac{0.02}{0.02 + 0.0127} * 0.3 * 0.4 = 0.072 \quad (m^2)$$

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

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

$$N = \frac{0.07}{0.02 * 0.30} = 12 \text{ barras}$$

Condiciones de la rejilla.

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

$$A_{neta} = 0.02 * 0.3 * 12 = 0.072 \quad (m)$$

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

$$L_r = \frac{0.072 * (0.02 + 0.0127)}{0.02 * 0.3} = 0.40(m)$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A_{neta}} = \frac{0.0002714}{0.9 * 0.072} = 0.004 \frac{m}{seg} < 0.15 \frac{m}{seg} \quad CUMPLE$$

Diseño del canal de aducción. El canal de aducción recoge el agua a través de la rejilla y la transporta a la cámara de recolección. 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.

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

$$X_s = 0.36 * 0.30^{2/3} + 0.6 * 0.004^{4/7}$$

$$X_s = 0.19m$$

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

$$X_i = 0.18 * 0.30^{4/7} + 0.74 * 0.004^{3/4}$$

$$X_i = 0.10 m$$

El ancho del canal asumido es de 0.20 cm

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 rio (m/seg).

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

B = Ancho del canal de aducción (m).

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

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

$$h_e = h_c = \left[\frac{0.0002714^2}{9.81 * 0.20^2} \right]^{\frac{1}{3}} = 0.01(m)$$

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:

$$0.3 \text{ m/s} < V_e < 6 \text{ m/s}$$

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

$$V_e = \frac{0.0002714}{0.20 * 0.01} = 0.14(m/seg)$$

$$V_e = 0.14 \text{ m/seg} .$$

Como la velocidad del agua al final del canal no cumple se asume la velocidad mínima de $0.3(m/seg)$

Nivel Aguas Arriba. Tomando 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 crítica (m).

h_e = profundidad aguas abajo (m).

i = pendiente del fondo del canal.

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

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

Se asume una pendiente del canal de 3%.

$L_c = L_r + \text{espesor del muro} = 0.40m + 0,15 m = 0.55m$

$$h_o = \left[2 * 0.01^2 + \left(0.01 - \frac{0.03 * 0.55}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0.03 * 0.55$$

$$h_o = 0.004m$$

Entonces, la altura del canal aguas arriba es igual a la suma de la altura de la lámina de agua más un borde libre de 10 cm.

$$H_o = h_o + BL = 0.004 + 10$$

$$H_o = 0.10m$$

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + i * L_c + BL = 0.01 + (0.004 - 0.01) + 0.03 * 0.55 + 0.10$$

$$H_e = 0.12m$$

Diseño de la 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.

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

$$X_s = 0.36 * 0.30^{2/3} + 0.6 * 0.01^{4/7}$$

$$X_s = 0.20m$$

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

$$X_i = 0.18 * 0.30^{4/7} + 0.74 * 0.01^{3/4}$$

$$X_i = 0.11 m$$

$$B = X_s + BL = 0.20 + 0.10 = 0.30$$

$$B = 0.30m$$

De los cálculos hidráulicos se establecen las condiciones mínimas de la cámara de recolección. Sin embargo, Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara de 0.70 m (en el sentido de Bcámara por 1.0 m de lado de largo. El borde libre de la cámara es de 20 cm y una altura de 1.20m

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

$$Q_{prom} = Q_{prom\ rio} - Q_D = 7.52 - 0.2714$$

$$Q_{prom} = 7.25 \text{ lts/seg}$$

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

$$H = \left[\frac{0.00725}{1.84 * 0.6} \right]^{\frac{2}{3}} = 0.035(m)$$

$$H = 0.035 (m)$$

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

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

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

C_d = coeficiente de descarga = 0.3.

A_{neta} = área neta de la rejilla (m^2).

H = altura lámina de agua sobre la rejilla (m).

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H} \text{ (} m^3/seg \text{)}$$

$$Q_{captado} = 0.30 * 0.072 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.035}$$

$$Q_{captado} = 0.018 \text{ (} m^3/seg \text{)}$$

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

$$Q_{excesos} = 0.018 - 0.0002714$$

$$Q_{excesos} = 0.0177 \text{ (} m^3/seg \text{)}$$

La altura de la lámina del agua de excesos, se calcula a partir del caudal de excesos obtenido y teniendo en cuenta las dimensiones de la cámara.

$$H_{excesos} = \left[\frac{Q}{1.84 * B_{camara}} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.0177}{1.84 * 1.2} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{excesos} = 0.04m$$

$$V_{excesos} = \frac{Q_{exc.}}{H_{exc.} * B_{camara}} = \frac{0.0177}{0.04 * 1.2}$$

$$V_{excesos} = 0.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

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

$$x_s = 0.36 * 0.37^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.04^{\frac{4}{7}}$$

$$x_s = 0.28 \text{ m}$$

Se adiciona un espacio libre de 15 cm, para que no sacuda el muro y evitar avería de la estructura.

$$Ancho = x_s + BL = 0.28 + 0.15$$

$$Ancho = 0.43\text{m}$$

El vertedero de excesos estará colocado a 0.40 m de la pared de la cámara de recolección.

Diseño tubería de excesos. Aplicando la ecuación de Hazen – Williams:

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54} \quad (m^3/seg) \quad \therefore C = 150 \text{ PVC}$$

$$D = \left[\frac{Q_{exc}}{0.2785 * C * j^{0.54}} \right]^{\frac{1}{2.63}} \text{ pulg.}$$

$$D = \left[\frac{0.0177}{0.2785 * 150 * 0.40^{0.54}} \right]^{\frac{1}{2.63}} = 2.47 \text{pulgadas}$$

$$D = 2 \frac{1}{2} \text{ in}$$

Se plantea instalar tubería: $\phi = 2 \frac{1}{2}$ " PVC RDE 32.5.

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 = 57.85 Ha Longitud = 2276.70m Cota máx. =1980 m Cota min.
=1480 m



Figura 5. Localización área vertiente de precipitación

Fuente: Autores del proyecto.

Coefficiente 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.

Tabla 16.

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 2000

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 esorrentía. Para obtener la gráfica de las curvas IDF, se utilizaron las ecuaciones determinadas de HIDROSAN para el estudio del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado en Ocaña, mediante datos obtenidos de la estación pluviométrica de Abrego. (Alcaldía municipal de Abrego, 2016, p. 4)

Tabla 17.

Ecuaciones determinadas para la gráfica IDF.

TIEMPO DERETORNO	FORMULA
4	$I_4 = 1069060 (D+88)^{-2.02207}$
5	$I_5 = 1979400 (D+94)^{-2.11586}$

7	$I7 = 4548340 (D+102)^{-2.24155}$
10	$I10 = 12381400 (D+112)^{-2.39415}$
25	$I25 = 612271000 (D+153)^{-2.9921}$
50	$I50 = 16114800000 (D+187)^{-3.48397}$

D = duración en minuto

Fuente: PBOT del municipio de Abrego.

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, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado. En la tabla se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección.

Tabla 18.

Periodos de retorno o grado de protección

Características del área de drenaje	Mínimo	Aceptable	Recomendad
	(años)	(años)	(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

*Parte revestida a 10 años, más borde libre a 100 años

Fuente: RAS 2000

Tiempo de concentración. En nuestro caso solo se necesita conocer el tiempo de entrada, el cual corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al punto de captación.

El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar T_e con base en la velocidad media de escorrentía superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido.

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

V_s Puede aproximarse por

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

a = es una constante que depende del tipo de superficie

L = Longitud máxima del cauce (m)

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

Tabla 19.

Constante a 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 2000

$$L = 2276.70m$$

$$s = \frac{1980 - 1480}{2276.70} = 0.22 \text{ m/m}$$

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

$$V_s = 0.70 * 0.22^{\frac{1}{2}} = 0.33$$

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

$$T_e = \frac{2276.70}{(60 * 0.33)} = 114.98 \text{ min}$$

Para un tiempo de concentración igual a 114.98 minutos, de la ecuación se obtiene un valor de intensidad de 24.40 mm/hr.

$$I = 24.40 \text{ mm/hr}$$

$$Q_{max} = \frac{C * I * A}{360} = \frac{0.30 * 24.40 * 57.85}{360}$$

$$Q_{max} = 1.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H_{max_{rio}} = \left[\frac{Q_{max_{rio}}}{1.84 * L} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{1.17}{1.84 * 0.6} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{max_{rio}} = 1.0 \text{ m}$$

Se definió que la altura de los muros sería de 1.0 metros, con este cálculo se controla que la estructura no sufra daños en caso de presentarse una precipitación extrema.

Cota corona de muros= 1481m

Cota de la rejilla=1480m

Cota superior canal de aducción=1479.90m

Cota aguas abajo canal de aducción=1479.882m

Cota de fondo cámara de derivación=1479.282m

Cota lamina agua cámara de derivación=1479.682m

Cota vertederos de excesos=1479.648m

Diseño pozo de amortiguación. El pozo de amortiguación es una estructura corta pavimentada, situada al pie del aliviadero con el objeto de producir y retener el resalto hidráulico, y para convertir el flujo supercrítico en subcrítico. Esta condición es necesaria para evitar la socavación de la estructura aguas abajo del sector pavimentado.

Vertedero vista frontal

$Q = 7.2486 \text{ m}^3/\text{seg. Descarga}$

$$\frac{h}{H_d} > 1.33$$

$$H_e = H_d \quad C = C_d = 4.03$$

$$Q = C * L * H_e^{3/2}$$

$C = 4.03$ Tabla Coeficiente de Descarga

$L = 37.753 \text{ m.}$ Calculado Longitud efectiva de la cresta

$H_e = 0.13142 \text{ m.}$ Asumido Carga total sobre la cresta

Por tanto se tiene

$L = 15 \text{ m.}$ Redondeado Longitud efectiva de la cresta

$Q = 7.2486 \text{ m}^3/\text{seg. Descarga}$

$C = 4.03$ tabla Coeficiente de Descarga

$H_e = 0.24317 \text{ m.}$ Calculado Carga total sobre la cresta.

Velocidad de aproximación: (V_a)

$$V_a = \frac{Q}{P + H_e}$$

Datos

$P = 0.5 \text{ m}$ Paramento aguas arriba

$H_e = 0.243$ Carga total sobre la cresta

$V_a = 9.754$ Velocidad de aproximación

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

$g = 9.81$ m/s² Gravedad

$h_a = 0.49713$ m. Carga del agua antes del remanso de depresión

Perdidas

$$h_f = 0.15h_a$$

$h_f = 0.07457$ m. Pérdida de Carga

Aproximadamente cero (0)

Entonces

$$H_a = H_e - h_f$$

$H_a = H_e$

$H_a = 0.2432$. Altura de velocidad de aproximación aguas arriba

Coefficiente de descarga para crestas de vertederos

En pared vertical

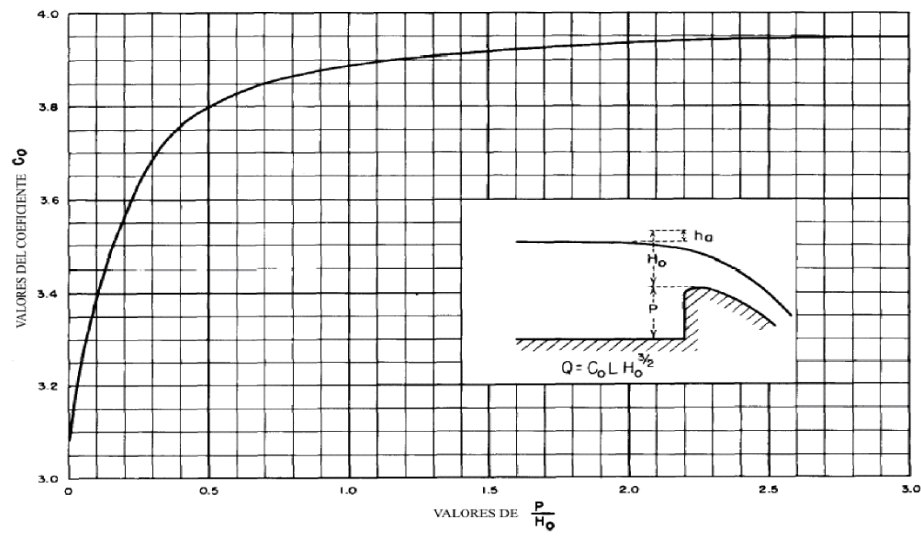


Figura 6. Curva de coeficiente de descarga para crestas de vertederos.

Fuente: CORCHO ROMERO, Freddy. Acueductos, Teoría y diseño.

$$\frac{P}{H_0} = 2.06$$

De la figura se tiene

$C = 3.95$. Coeficiente de Descarga.

Coeficiente de descarga con paramento de aguas arriba

Sin inclinación

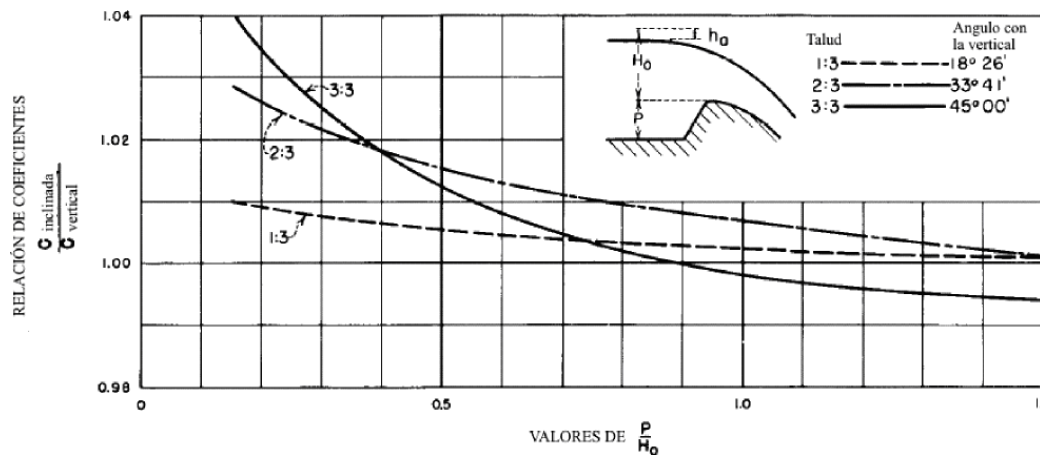


Figura 7. Coeficiente de descarga inclinado.

Fuente: CORCHO ROMERO, Freddy. Acueductos, Teoría y diseño.

$$\frac{C \text{ Inclinado}}{C \text{ Vertical}} = 1$$

De la Figura

C inclinado = 3.950. Coeficiente de Descarga Inclinado

Efecto lavadero aguas abajo

Las condiciones de aguas abajo no tiene efecto entonces ya no se corrige

C =3.950. Coeficiente de Descarga

L' =15m. Longitud efectiva de la cresta

Q =7.2486 m³/seg. Descarga

H =0.100m Carga total sobre la cresta

Diseño de la forma de la cresta 2:3

$$\frac{ha}{H} = 4.971$$

$$\frac{y}{H} = -K \left(\frac{X}{H} \right)^n$$

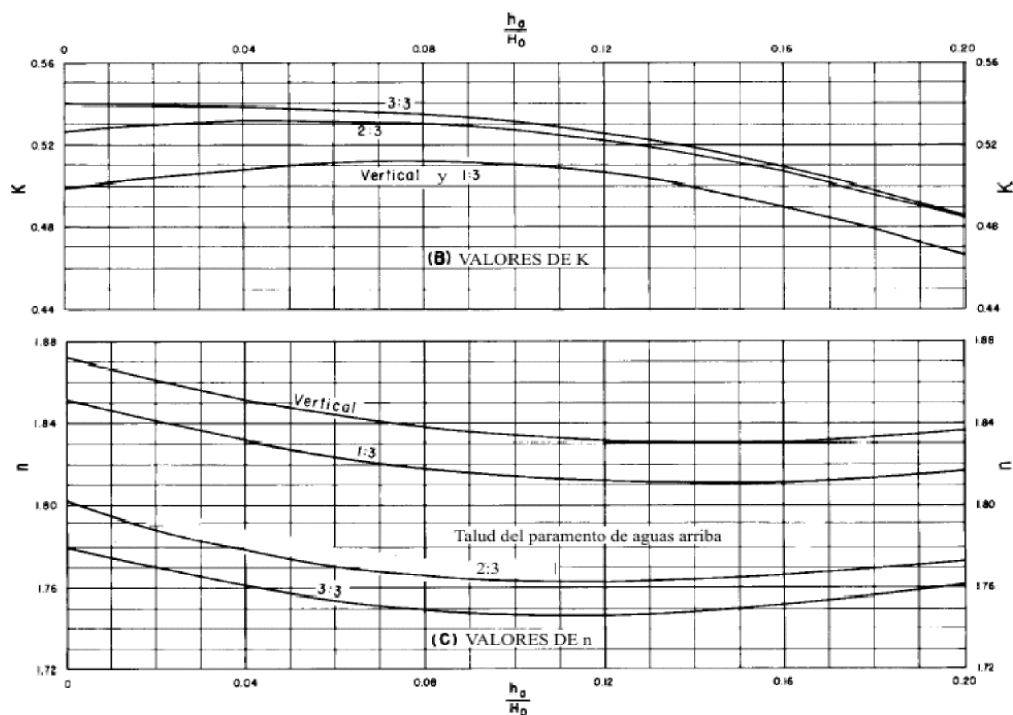


Figura 8. Graficas de constante de inclinación y constante de velocidad.

Fuente: CORCHO ROMERO, Freddy. Acueductos, Teoría y diseño.

$K = 0.51$ Constante de inclinación de aguas arriba.

$n = 1.84$ Constante de la velocidad de llegada.

Tabla 20.

Valores de Altura y Longitud.

Altura	Longitud
-0.014	0.05
-0.051	0.1
-0.108	0.15

-0.183	0.2
-0.275	0.25
-0.385	0.3
-0.511	0.35
-0.654	0.4
-0.812	0.45
-0.986	0.5
-1.174	0.55
-1.378	0.6
-1.597	0.65
-1.830	0.7
-2.012	0.737

Autores del proyecto.

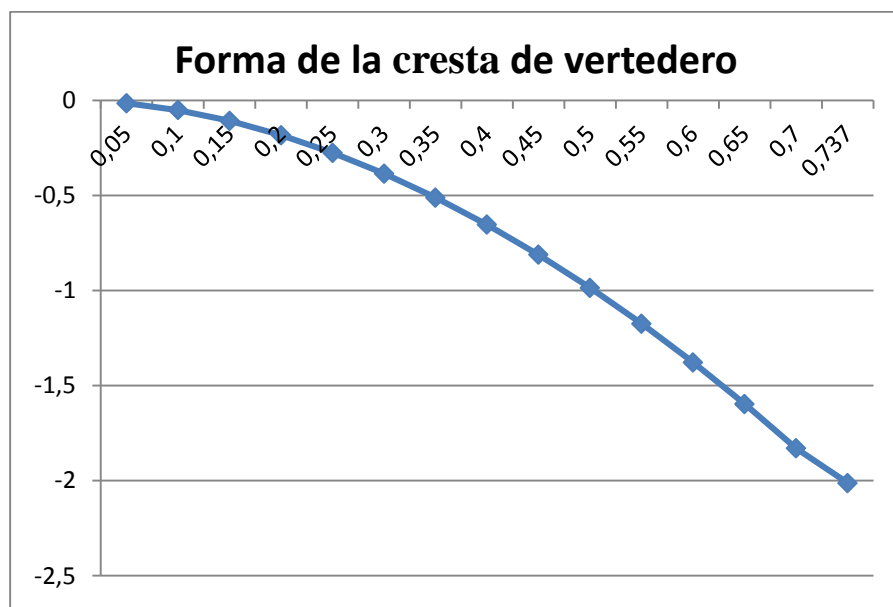


Figura 9. Curva de la cresta del vertedero

Fuente: autores del proyecto.

Disipación de energía aguas abajo

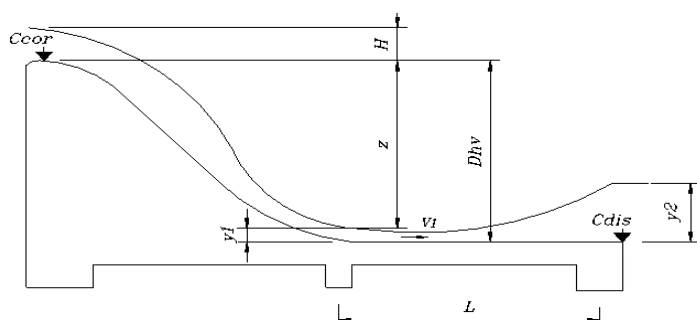


Figura 10. Disipación de Energía.

Fuente: CORCHO ROMERO, Freddy. Acueductos, Teoría y diseño.

$$y_1 = \frac{\frac{Q}{L}}{\sqrt{2g(H + Z)}}$$

$Z = 0.5$. Altura de carga

$L' = 15$ m. Longitud de la cresta

$H = 0.10$ m. Carga sobre la cresta

$y_1 = 0.1408$ m. Tirante aguas arriba

$y_1 = 14.084$ cm.

$$v_1 = \sqrt{2g(H + Z)}$$

$v_1 = 3.43$ m/seg. Velocidad aguas arriba

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{2v_1^2 y_1}{g} + \frac{y_1^2}{4}}$$

$y_2 = 0.52$ m. Tirante aguas abajo

$y_2 = 51.59$ cm.

$$L = 5(y_2 - y_1)$$

$L = 1.88$ m. Longitud del resalto

$L = 1.50\text{m}$

Dimensiones del vertedero

$L' = 15\text{m}$. Longitud efectiva de la cresta

$P = 0.5\text{m}$. Paramento aguas arriba 90°

$H = 0.100\text{m}$. Carga sobre la cresta

$L = 1.50\text{m}$. Longitud del resalto

Diseño de la línea de aducción (Bocatoma – Desarenador). En general, las aducciones se realizan a flujo libre o a presión, con el objeto de evitar cualquier posibilidad de contaminación externa del agua, es preferible no hacer el transporte de agua en canales abiertos. El periodo de diseño de la aducción es de 25 años.

Siempre que exista almacenamiento en el sistema de acueducto, el caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario, en caso contrario será el caudal máximo horario, más la adición de pérdidas. La aducción se diseña asumiendo que el conducto trabajará a flujo libre, aunque existe la posibilidad de que la tubería se llene completamente haciendo que ésta funcione a presión.

Por esta razón, se debe garantizar que la tubería solo se llenará el 70%. La fórmula de cálculo tradicional de este tipo de conductos es la de Manning.



Figura 11. Línea de aducción (bocatoma-desarenador)

Fuente: Autores del proyecto.

Parámetros de diseño.

Caudal de diseño = 0.1357 lts/seg

Longitud = 50.5m

Cota salida bocatoma = 1479.282 m

Cota llegada desarenador = 1454.82 m

Coefficiente de Manning = 0.009

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

En donde: Q = Caudal (m^3/seg).

A = Área de la sección de flujo (m^2).

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

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.

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L} = \frac{1479.282 - 1454.82}{50.5} = 0.48 \frac{m}{m} * 100 = 48.4\%$$

Expresando la ecuación de Manning en términos de la dimensión de las características n tuberías, es decir, el diámetro interno:

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

Y despejando el diámetro de la tubería, tenemos:

$$D = 1.548 * \left(\frac{n * Q}{S^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}} = 1.548 * \left(\frac{0.009 * 0.0001357}{0.484^{\frac{1}{2}}}\right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.42 \text{ pulg.}$$

Según el RAS 2000, el diámetro mínimo para tuberías para líneas de aducción a flujo libre es de 4", pero este diámetro es mucho mayor que el diámetro necesitado en el proyecto, por tanto se adopta una tubería de diámetro de 2" (0.0508m).

$$Q_o = 0.312 \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} = 0.312 \frac{0.0508^{\frac{8}{3}} * 0.484^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$Q_o = 0.0085 \frac{m^3}{seg}$$

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 2000). 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 2000).

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0.0085}{0.0020} = 4.25 \frac{m}{seg} \quad OK$$

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.0001357 \frac{m^3}{seg}}{0.0085 \frac{m^3}{seg}} = 0.016$$

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.

$$\frac{V}{V_0} = \frac{0}{4.25} = 0.362 \quad \frac{d}{D} = \frac{0}{0.0508} = 0.124 \frac{R}{R_0} = \frac{0}{0.0508/4} = 0.315$$

$$V = 0.362 * 4.25 = 1.5 \text{ m/seg } OK \quad ; \quad d = 0.124 * 0.0508 = 0.0063 \text{ m}$$

$$R = 0.0127 * 0.315 = 0.004 \text{ m}$$

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

En donde: τ = esfuerzo cortante medio N/m^2 .

γ = peso específico del agua $9.81 \text{ kN}/m^3$.

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

$$\tau = 0.004 * 9.81 * 0.484 = 18.99 \text{ N}/m^2$$

Este esfuerzo cortante me permite el arrastre de la mayor parte de materiales. Se adopta un diámetro de 2 pulgadas, con el fin de evitar ruptura en la conducción por sobrepresión. El caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_d = 18 - 0.1357$$

$$Q_{excesos} = 0.01786 \frac{m^3}{seg}$$

Las cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

$$\text{Cota de batea a la salida de la bocatoma} = 1479.28 \text{ m}$$

Cota clave a la salida de la bocatoma	= 1479.33m
Cota de batea a la llegada del desarenador	= 1454.82 m
Cota clave a la llegada del desarenador	= 1454.87 m
Cota de la lámina de agua a la llegada del desarenador	= 1454.83 m

Diseño del 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.

$Q_d = 0.0001357 \text{ m}^3/\text{seg}$	$Q_o = 0.0085 \text{ m}^3/\text{seg}.$
$V = 1.5 \text{ m/seg}$	$V_o = 4.25 \text{ m/seg}$
$D = 2'' (0.0508 \text{ m})$	$d = 0.0063 \text{ m}.$

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	= 1454.830 m
Cota batea de la tubería de entrada	= 1454.8237 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), $\mu_{20^\circ\text{C}} = 0.01007 \text{ cm}^2/\text{seg}$.

d = diámetro de las partículas a remover 0.005cm

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

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

Número de Reynolds. Es un numero adimensional que sirve para caracterizar si un flujo es laminar o turbulento.

$$R_e = \frac{V_s * d}{\mu}$$

$$R_e = \frac{0.223 * 0.005}{0.01007} = 0.11 \leq 1 \quad \text{FLUJO LAMINAR}$$

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

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

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

H = Profundidad útil del desarenador = 100 cm.

V_s = Velocidad de sedimentación = 0.223 cm/seg.

$$T = \frac{100}{0.223} = 448.43 \text{ seg}$$

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:

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

$$\rightarrow \theta = 3 * T = 3 * 448.43$$

$$\theta = 1345.29 \text{ seg} = 22.4 \text{ min} \geq 20 \text{ min} \text{ (Literal B.4.6.4 RAS)}$$

Chequeo de otras condiciones.

Volumen del tanque

$$V = \theta * Q_{\text{diseño}}$$

$$V = 1345.29 * 0.0001357 = 0.18 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque,

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

$$A_s = \frac{0.18}{1} = 0.18 \text{ m}^2$$

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

$$B = \frac{A_s}{4} = \frac{0.18}{4} = 0.05$$

$B = 0.05 \text{ m} \Rightarrow$ Asumimos un ancho de 60 cm para facilidad de operación y mantenimiento

$$L = 4 * B = 4 * (0.6) = 2.40 \text{ m}$$

Volumen del tanque modificado por facilidad de operación y mantenimiento.

$$V = B * L * H = 0.60 * 2.40 * 1 = 1.44 \text{ m}^3$$

$$A_s = \frac{V}{H} = \frac{1.44}{1} = 1.44 \text{ m}^2$$

Carga hidráulica superficial para el tanque.

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

q = Carga hidráulica superficial

Q = Capacidad hidráulica del desarenador (m³/seg)

A_s = Área superficial del tanque (m²)

$$q = \frac{0.0001357 * 86400 \text{seg}}{0.6 \text{m} \times 2.4 \text{m}} = 8.14 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}}$$

Velocidad vertical

$$V_o = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.0001357 \text{m}^3/\text{seg}}{1.44 \text{m}^2}$$

$$V_o = 0.010 \text{ cm/seg}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho'_s - \rho)}} = \sqrt{\frac{0.010 * 18 * 0.01007}{981 * (2.65 - 1)}}$$

$$d_o = 0.0011 \text{cm} \leq 0.005 \text{ cm}$$

Relación de tiempos es igual a relación de velocidades

$$\frac{\theta}{T} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0.223}{0.010} = 22.3$$

Se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.0011mm. 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 re suspensión del sedimento.

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

En donde: V_h = Velocidad horizontal en cm /seg.

V_o = Carga hidráulica superficial = 15 / 86400 = 0.00017 m/seg.

L = Largo útil del desarenador = 2.4 m.

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1 m.

$$V_h = \frac{0.00017\text{m/seg} * 2.4}{1} * 100 = 0.041 \text{ cm/seg}$$

Velocidad horizontal máxima = $V_{h_{max}} = 20 * V_s$

$V_{h_{max}}$ = 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 cm/seg > 0.041 cm/seg

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

Velocidad de resuspensión máxima

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

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 2015.

Caudal de operación = $Q_{md} = 0.064 \text{ lts/seg} = 0.000064 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{1.44}{0.000064 \text{ m}^3/\text{seg}} \left(\frac{1 \text{ min}}{60 \text{ seg}} \right)$$

$$\theta = 375 \text{ min} \geq 20 \text{ min}$$

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

V = Volumen del tanque.

Q = Caudal medio diario.

$$q = \frac{Q_d}{A_s} = \frac{0.000064\text{m}^3/\text{seg} * 86400\text{seg}}{1.44} = \frac{3.84 \text{ m}^3}{\text{m}^2 * \text{d}}$$

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

$$15 < 3.84 < 80 \text{ (m}^3/\text{m}^2 * \text{día)}.$$

Cálculo de los elementos del desarenador. Vertedero de salida

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

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

Q = Caudal máximo diario en m³/seg.

B = Base del desarenador en m.

$$H_v = \left(\frac{0.0001357}{1.84 * 0.6} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0.0025 \text{ m}$$

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

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

Q = Caudal máximo diario en m³/seg.

B = Base del desarenador en m.

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

$$V_v = \frac{0.0001357}{0.6 * 0.0025}$$

$$V_v = 0.10 \text{ m/seg}$$

Ecuación del alcance horizontal

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

$$X_s = 0.36 * (0.10)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.0025)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.10 \text{ m}$$

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

$$L_v = 0.20 \text{ m} \quad \text{Se adopta } L_v = 0.30 \text{ m}$$

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 * H_v = 15 * 0.0025 = 0.040 \text{ m, se asume un } H_v = 0.25 \text{ m}$$

para mantenimiento y limpieza

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento} = L/4 = 2.4/4 = 0.6 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos

Relación longitud: profundidad de lodos	= 10
Profundidad máxima = $L/10 = 2.4/10$	= 0.24 m
Profundidad máxima adoptada	= 0.25 m
Profundidad mínima adoptada	= 0.20 m
Distancia punto de salida a la cámara de quietamiento = $L/3 = 2.4/3$	= 0.8 m
Distancia punto de salida al vertedero salida = $2L/3 = 2 * 2.4/3$	= 1.6 m
Pendiente transversal = $(0.25 - 0.20) / 0.6$	= 8.3%
Pendiente longitudinal (en $L/3$) = $(0.25 - 0.20) / (2.4/3)$	= 6.25 %
Pendiente longitudinal (en $2L/3$) = $(0.25 - 0.20) / (2*2.4/3)$	= 3.13%

Cámara de quietamiento

$$\text{Profundidad} = H/3 = 1/3 = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = B/3 = 0.6/3 = 0.2 \text{ m}$$

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

Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q_{excesos} = Q_o - Q = 0.0085 - 0.0001357 = 0.0084 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$H_e = \left[\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L_e} \right]^{\frac{2}{3}} = \left[\frac{0.0084}{1.84 * 0.40} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$H_e = 0.051 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e * L_e} = \frac{0.0084}{0.051 * 0.40}$$

$$V_e = 0.41 \text{ m/seg}$$

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

$$X_s = 0.36 * (0.41)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.05)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.11 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + 0.10 = 0.11 + 0.10 = 0.21 \text{ m} \approx 0.25 \text{ m}$$

$$\frac{B - ancho}{2} = \frac{0.6 - 0.2}{2} = 0.20 \text{ m}$$

Se adopta como $L_r = 0.25 \text{ m}$

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:

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

$$Q = 0.1357 + 5\% * 0.104 = 0.1409 \text{ lts/seg} = 0.0001409 \text{ m}^3/\text{seg}.$$

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

$$V_1 = 1.5 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{0.0001357}{0.2 * 0.35} = 0.002 \text{ m/seg}$$

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

$$h_m = 0.2 \frac{1.5^2 - 0.002^2}{2 * 9.81} = 0.023 \text{ m}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$

$$V_1 = 0.002 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = V_h = 0.001 \text{ m/seg.}$$

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

$$h_m = 0.1 \frac{0.002^2 - 0.001^2}{2 * 9.81} = 0.00 \text{ m}$$

Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado.

Tubería de excesos. Debido a la magnitud de los caudales de la quebrada El Arado el diámetro es el mínimo de la tubería de excesos en PVC Ø 3''.

Tubería de lavado. Además del funcionamiento hidráulico de esta tubería, un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del desarenador.

Cálculo de cotas

Cota clave llegada al desarenador tubería de entrada	= 1454.87 m
Cota de batea de la tubería de entrada	= 1454.82 m
Cota lámina de agua en tubería de entrada	= 1454.83 m
Cota lámina de agua en cámara de quietamiento	= 1454.797m
Cota fondo de la cámara de quietamiento	= 1454.447m
Cota lámina de agua en zona de sedimentación	= 1454.797m
Cota de la corona de los muros del desarenador	= 1454.997m
Cota inferior de pantallas de entrada y salida	= 1454.297m
Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación	= 1453.797m
Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador	= 1453,597m
Cota placa fondo en punto de desagüe	= 1453.547m
Cota de batea de la tubería de lavado	= 1453.547m
Cota clave de la tubería de lavado = 1453,547+0.0762	= 1453.6232m
Cota cresta del vertedero de salida = 1454.797-0.0041	= 1454.7929m
Cota lámina de agua de la cámara de recolección = 1454.7929-0.05	= 1454.7429m
Cota de fondo de la cámara de recolección = 1454.7429-0.20	= 1454.5429m

Línea de conducción (desarenador-tanque). Es el tramo de tubería que transporta agua desde el desarenador hasta la planta potabilizadora o bien hasta el tanque de almacenamiento, dependiendo de la configuración del sistema de agua potable.

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.



Figura 12. Línea de conducción desarenador – tanque

Fuente: Autores del proyecto

Condiciones de diseño

$$Q_d = 0.1357 \text{ lts/seg}$$

Cota salida del desarenador: 1454.7429

Cota llegada al tanque: 1413.79

Longitud del tramo de tubería: 1225.10 m

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

$$KS=1.5X10^{-6}$$

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

$$V^2 = \frac{2 * 9.81 * 40.95 * D}{F * 1225.10}$$

$$V = \sqrt{\frac{0.66D}{F}}$$

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

De donde,

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q_d}{A} = \frac{0.0001357}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{172.78X10^{-6}}{D^2} \\ &= 0.017m = 0.68" \end{aligned}$$

$$\frac{0.81 * \sqrt{D}}{\frac{172.78X10^{-6}}{D^2}} = \sqrt{F}$$

$$4688.04 * D^{2.5} = \sqrt{F}$$

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

$$Re = \frac{D}{1.007 \times 10^{-6}} * \frac{0.81 * \sqrt{D}}{\sqrt{F}}$$

$$Re = \frac{804369.4141 * D^{1.5}}{\sqrt{F}}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

$$\frac{1}{4688.04 * D^{2.5}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{804369.4141 D^{1.5}} \right]$$

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.

$$Q_d = V * A$$

$$V = \frac{0.0001357}{2.027 \times 10^{-3}} = 0.067 \text{ m/seg}$$

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

$$Re = \frac{0.067 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 3379.9404$$

$$\frac{1}{\sqrt{F}} = -2 * \text{Log} \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{3379.9404 * \sqrt{F}} \right]$$

$$F = 0.041995$$

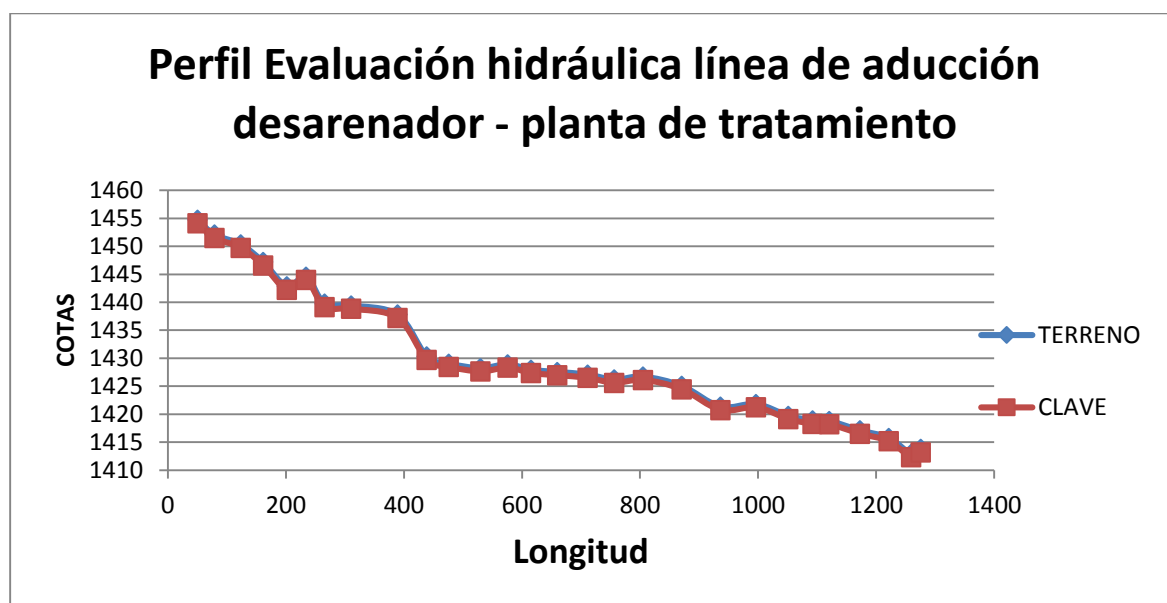


Figura 13. Perfil evaluación hidráulica de la línea conducción desarenador- tanque

Fuente: Autores investigación

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. En nuestro caso tenemos:

Tabla 21.

Ubicación y diámetros purgas aducción desarenador- planta de tratamiento.

PUNTO	∅ TUBERIA (pulg)	∅ INTERNO REAL TUBERÍA (mm)	∅ PURGA (pulg)
4	2	48,3	2
11	2	48,3	2
19	2	48,3	2
26	2	48,3	2

Fuente: autores del proyecto

Diseño de ventosas. Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS 2000 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 abajo debe ser efectuado con las siguientes expresiones:

1. $V_c = Y \times \sqrt{g \times D}$
2. $Y = 3 \times P - 2.1 \times P^2$
3. $P = \sqrt{\sin \Theta}$

Dónde:

g = Aceleración de la gravedad en m/seg²

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.

Tabla 22.

Puntos línea de aducción desarenador – planta de tratamiento que requieren instalación de ventosas.

caudal (m³/seg)	0,0001357			
PUNTO PERFIL	5	8	17	20
DIAMETRO (mm)	50,8	50,8	50,8	50,8

COTA SUPERIOR	1444,6	1437,8	1426,72	1421,82
COTA INFERIOR	1439,76	1430,32	1425,05	1419,63
LONGITUD (m)	31,2597	49,3157	65,7287	54,6934
θ (grados)	8,8	8,62	1,45	2,29
P	0,39	0,387	0,16	0,2
Y	0,8658	0,8615	0,4032	0,52
Vc (m/seg)	0,61	0,608	0,28	0,37
V (m/seg)	0,067	0,067	0,067	0,067
V > Vc	NO	NO	NO	NO
Se Necesia	SI	SI	SI	SI
Ventosa?				

Fuente: autores del proyecto

Tabla 23.

Ubicación y diseño ventosas línea de aducción desarenador – planta de tratamiento.

PUNTO	∅	∅	∅
	TUBERIA	INTERNO	VENTOSA
	(pulg)	REAL	(pulg)
		TUBERÍA	
		(mm)	
5	2	48,3	2
8	2	48,3	2
17	2	48,3	2

20	2	48,3	2
-----------	---	------	---

Fuente: autores del proyecto.

Tabla 24.

Evaluación hidráulica de la línea de conducción captación-desarenador- tanque

Tramo		long(m)	lon acm (m)	QMD m ³	ø	ø mm	material	formula	f	j m/m	H	cota terreno		cota clave		cota piezometrica		presion final		pen %	vel (m/s)
inicio	fin									m/m		inicio	fin	inicio	fin	inicio	fin	Est	din		
cap	desa	50.5	50.5	0.000136	2"	50.8	PVC	MANNING		0.02689	1.357945	1479.282	1454.743	1478.682	1454.143	1478.682	1477.324	24.5391	23.1816	2.689	0.066979
des	1	28.62	79.12	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.005405	1454.743	1452.12	1454.943	1451.52	1454.892	1454.886	3.4229	0.149	11.95982	0.066979
1	2	44.82	123.94	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.008465	1452.12	1450.34	1451.52	1449.74	1454.886	1454.878	5.2029	5.138029	3.971441	0.066979
2	3	37.88	161.82	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.007154	1450.34	1447.2	1449.74	1446.6	1454.878	1454.871	8.3429	8.270875	8.289335	0.066979
3	4	39.87	201.69	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.00753	1447.2	1442.85	1446.6	1442.25	1454.871	1454.863	12.6929	12.61334	10.91046	0.066979
4	5	32.84	234.53	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.006202	1442.85	1444.6	1442.25	1444	1454.863	1454.857	10.9429	10.85714	-5.32887	0.066979
5	6	31.26	265.79	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.005904	1444.6	1439.76	1444	1439.16	1454.857	1454.851	15.7829	15.69124	15.48305	0.066979
6	7	45.18	310.97	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.008533	1439.76	1439.43	1439.16	1438.83	1454.851	1454.843	16.1129	16.01271	0.730412	0.066979
7	8	78.48	389.45	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.014822	1439.43	1437.8	1438.83	1437.2	1454.843	1454.828	17.7429	17.62788	2.078962	0.066979
8	9	49.32	438.77	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.009315	1437.8	1430.32	1437.2	1429.72	1454.828	1454.819	25.2229	25.09857	15.16626	0.066979
9	10	37.37	476.14	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.007058	1430.32	1429.05	1429.72	1428.45	1454.819	1454.812	26.4929	26.36151	3.398448	0.066979
10	11	53.76	529.9	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.010154	1429.05	1428.25	1428.45	1427.65	1454.812	1454.801	27.2929	26.35136	1.488095	0.066979
11	12	46.12	576.02	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.008711	1428.25	1428.92	1427.65	1428.32	1454.801	1454.793	26.6229	26.47265	-1.45273	0.066979
12	13	39.36	615.38	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.007434	1428.92	1427.95	1428.32	1427.35	1454.793	1454.785	27.5929	27.43521	2.464431	0.066979
13	14	44.39	659.77	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.008384	1427.95	1427.55	1427.35	1426.95	1454.785	1454.777	27.9929	27.82683	0.901104	0.066979
14	15	51.38	711.15	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.009704	1427.55	1427.1	1426.95	1426.5	1454.777	1454.767	28.4429	28.26712	0.875827	0.066979
15	16	45.27	756.42	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.00855	1427.1	1426.2	1426.5	1425.6	1454.767	1454.759	29.3429	29.15857	-1.98807	0.066979
16	17	48.71	805.13	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.0092	1426.2	1426.72	1425.6	1426.12	1454.759	1454.749	28.8229	28.62937	-1.06754	0.066979
17	18	65.73	870.86	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.012414	1426.72	1425.05	1426.12	1424.45	1454.749	1454.737	30.4929	30.28696	-2.5407	0.066979
18	19	65.42	936.28	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.012356	1425.05	1421.35	1424.45	1420.75	1454.737	1454.725	34.1929	33.9746	5.655763	0.066979
19	20	60.43	996.71	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.011413	1421.35	1421.82	1420.75	1421.22	1454.725	1454.713	33.7229	33.49319	-0.77776	0.066979
20	21	54.69	1051.4	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.010329	1421.82	1419.72	1421.22	1419.12	1454.713	1454.703	35.8229	35.58286	3.839824	0.066979
21	22	40.83	1092.23	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.007712	1419.72	1418.89	1419.12	1418.29	1454.703	1454.695	36.6529	36.40515	2.032819	0.066979
22	23	28.19	1120.42	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.005324	1418.89	1418.8	1418.29	1418.2	1454.695	1454.69	36.7429	36.48983	0.319262	0.066979
23	24	52.06	1172.48	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.009833	1418.8	1417.12	1418.2	1416.52	1454.69	1454.68	38.4229	38.15939	3.227046	0.066979
24	25	48.73	1221.21	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.009204	1417.12	1415.77	1416.52	1415.17	1454.68	1454.671	39.7729	39.50079	2.770367	0.066979
25	26	38.02	1259.23	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.007161	1415.77	1412.91	1415.17	1412.31	1454.671	1454.664	42.6329	42.35361	7.522357	0.066979
26	tanque	16.61	1275.84	0.000136	2"	50.8	PVC	DARCY	0.041995	0.000189	0.003137	1412.91	1413.79	1412.31	1413.19	1454.664	1454.66	41.7529	41.47047	-5.29801	0.066979

Fuente: autores de la investigación.

Planta de Tratamiento del agua

Se denomina estación de tratamiento de agua potable (frecuentemente abreviado como ETAP), o estación potabilizadora de agua (EPA), al conjunto de estructuras en las que se trata el agua de manera que se vuelva apta para el consumo humano. Existen diferentes tecnologías para potabilizar el agua, pero todas deben cumplir los mismos principios:

- combinación de barreras múltiples (diferentes etapas del proceso de potabilización) para alcanzar bajas condiciones de riesgo.
- tratamiento integrado para producir el efecto esperado.
- tratamiento por objetivo (cada etapa del tratamiento tiene una meta específica relacionada con algún tipo de contaminante).(Wikipedia, 2015, p,1)

En este proyecto la planta de tratamiento se hará por medio de

- Filtración Lenta en Arena (FLA).
- Desinfección.

Filtración Lenta en Arena (FLA)

La filtración lenta en arena (FLA) es el sistema de tratamiento de agua más antiguo del mundo. Copia el proceso de purificación que se produce en la naturaleza cuando el agua de lluvia atraviesa los estratos de la corteza terrestre y forma los acuíferos o ríos subterráneos. El

filtro lento se utiliza principalmente para eliminar la turbiedad del agua, pero si se diseña y opera convenientemente puede ser considerado como un sistema de desinfección del agua.

El tratamiento del agua es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja para mejorar la calidad microbiológica del agua.

Consiste en un tanque con un lecho de arena fina, colocado sobre una capa de grava que constituye el soporte de la arena la cual, a su vez, se encuentra sobre un sistema de tuberías perforadas que recolectan el agua filtrada. El flujo es descendente, con una velocidad de filtración muy baja que puede ser controlada preferiblemente al ingreso del tanque.

(Organización Panamericana para la salud, 2005, p. 1-27)

Parámetros de diseño.

Caudal de filtración. (Q_f)

Número mínimo de unidades de filtración: 2 und. De donde

$$Q_f = \frac{Q_d}{2 \text{ und}}$$

Q_f = caudal a filtrarse.

Q_d = caudal de diseño.

Reemplazando se tiene:

$$Q_f = \frac{0.0002714}{2 \text{ und}}$$

$$Q_f = 0.1357 \text{ l/s} = 0.0001357 \text{ m}^3/\text{s}$$

Área de filtración por modulo.

$$A_s = \frac{Q_f}{v_f} \quad \text{Donde}$$

A_s = área superficial.

Q_f = 0.0001357 m^3/s caudal a filtrarse.

v_f = velocidad de filtración.

R.A.S. Sugiere que esta debe encontrarse entre:

$$7 \text{ y } 14 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \quad \left(0.3 \text{ y } 0.6 \frac{\text{m}}{\text{h}}\right)$$

Velocidad de filtración adoptada 7 y 14 $\frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$;

$$\text{Asumimos } 7 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} = 8.10 \times 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}}$$

$$A_s = \frac{0.0001357}{8.10 \times 10^{-5}}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$A_s = 1.67 \text{ m}^2$$

Se adoptaran medidas para el filtro de $A_s = 1.3\text{m} \times 1.3\text{m} = 2.25 \text{ m}^2$

$H = 1.0\text{m}$

Canal de distribución. El canal de distribución se diseña para que se presente flujo subcrítico se busca con esto que la llegada del agua al filtro no produzca desestratificación del lecho. Como dato adicional se toma como ancho adoptado 0.15 m .

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} ; \text{ Donde}$$

$Y_c =$ tirante critico

$Q =$ Caudal a filtrarse 0.1357 l/s

$b =$ ancho del canal 0.15 m

$g =$ aceleración de gravedad 9.81 m/s

Reemplazando se tiene.

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{0.0001357^2}{9.81 * 0.15^2}}$$

$Y_c = 0.0043 \text{ m}$

Se halla el Y_n para evaluar las características hidráulicas.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3}}{n} \cdot S^{1/2} \quad \text{Donde.}$$

$$R = \frac{A_m}{P_m}, \quad A_m = b \cdot Y_n, \quad P_m = b + 2 \cdot Y_n, \quad S = 0.001 \quad n = 0.013$$

Dónde:

A_m = Área mojada

P_m = Perímetro mojado

R = Radio hidráulico

$b = 0,10\text{m}$ Ancho del canal

Y_n = tirante

Reemplazando se tiene:

$$Q = \frac{b * y_n \left(\frac{b * y_n}{b + 2 * y_n} \right)^{2/3}}{n} * S^{1/2}$$

$Y_n = 1.22 \text{ cm}$

Se halla la velocidad que se presenta en el canal

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$R = \frac{A_m}{P_m} = \frac{b * Y_n}{b + 2 * Y_n} = 0.048 \text{ m}$$

$S = 0.001$

$n = 0.013$

Reemplazando se tiene.

$$V = 0.32 \text{ m/s}$$

Verificamos el número de froude

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}}$$

$$V = 0.17 \text{ m/s} \quad \text{velocidad del flujo}$$

$$D = 0.0122 \text{ m} \quad \text{profundidad hidráulica}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad \text{aceleración de la gravedad}$$

Reemplazando tenemos.

$$F = 0.92$$

Como $F < 1$ se considera flujo subcrítico.

Vertedero triangular. Se dimensiona un canal de distribución de 0.15m de ancho x 0.60m de largo con un vertedero triangular de 90°

$$Q = 1.434h^{2.5} \quad \text{Despejando se tiene.}$$

$$h = \left(\frac{Q}{1.434}\right)^{\frac{1}{2.5}}$$

$$Q = 0.0001357 \text{ m}^3 \quad \text{caudal a filtrar}$$

De la ecuación obtenemos.

$$h = 0.025 \cong 0.03 \text{ m} \quad \text{carga del agua en el vertedero.}$$

Diseño del sistema de drenaje. El agua filtrada es recogida a través de un sistema de tuberías en forma de peineta construido en tubería PVC sanitaria perforada que se ubicará en el fondo del filtro.

Tabla 25.

Especificaciones para el diseño del sistema de distribución y drenaje

Criterio	Unidad	Valor recomendado
Área de orificios / Área filtrante	%	0,2 – 0,33 (Cinara)
Diámetro de orificios	mm	6,5 – 15,8 (Cinara)
Distancia entre orificios	m	0,10 – 0,30
Distancia entre laterales	m	$(1/16)L - 2,0$
Distancia respecto a la pared	m	$(1/32)L - 1,0$
Velocidad máxima en drenes	m/seg	0,5

Fuente: Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S

Diámetro, número de orificio y de laterales. Se adopta una distancia entre laterales de 0.13 m centro a centro con orificios de diámetro de 10 mm separados cada uno de ellos cada 0.15 m.

Longitud lateral: 1.3 m

Distancia entre laterales: 0.12 m

Diámetro de orificios: 10 mm

Área de orificio: $7.854 \times 10^{-5} m^2$

Distancia entre orificio: 0.10 m

Distancia respecto a la pared: 0.05

Numero de laterales.

$$\# \text{ lat.} = \frac{b}{d} \quad \text{donde}$$

b = longitud del colector principal.

d = distancia entre laterales.

Reemplazando de la ecuación tenemos.

$$\# \text{ lat.} = \frac{1.2}{.12} = 10 \text{ lat.}$$

$$\text{Caudal de filtración por lateral} = \frac{0.0001357 m^3}{10 \text{ lat.}} = 1.357 \times 10^{-5} m^3$$

Numero de orificios.

$$Ro = \frac{N * A. \text{orificio}}{A. \text{lecho}}$$

Ro = Relación que existe entre la superficie total de los orificios y la del área filtrante (Instituto Cinara).

De donde:

N: Número total de orificios.

$$A. \text{ Orificios} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.01^2}{4} = 0.00007854 \text{ m}^2$$

$$A. \text{ Lecho} = 1.69 \text{ m}^2$$

Asumiendo una relación $Ro = 0,0056$ y despejando N de la formula se tiene:

$$N = \frac{Ro * A. \text{ lecho}}{A. \text{ orificios}}$$

Reemplazando de la ecuación se tiene.

$$N = \frac{0.0056 * 1.69}{0.00007854}$$

$N = 120.4$ Orificios. -- Se Asume 120 orificios.

Numero de orificios por lateral.

$Nl = N / \# \text{ lat.} = 10$ orificios por lateral.

Área y diámetro del colector lateral. Para establecer el diámetro de cada colector se utilizan las ecuaciones sugeridas por el Cinara, además se tienen en cuenta las recomendaciones

estipuladas en el R.A.S, en donde se sugiere que la velocidad máxima del colector sea igual a 0,50 m/s

$$R1 = N \cdot \frac{\phi^2}{D^2} = 0.4 \quad \text{De donde.}$$

R1 = Relación entre el área de los orificios y el área del lateral. (Arboleda Valencia)

$\phi = 0,01$ m Diámetro del orificio recolector.

N = número de orificios en el colector = 10

D = diámetro del colector.

Despejando D se tiene.

$$D = \sqrt{N \cdot \frac{\phi^2}{0.4}} = \sqrt{10 \cdot \frac{0.01^2}{0.4}}$$

$D = 0.0025$ m Adoptamos un diámetro mínimo de 2"

Chequeo velocidad del caudal de filtración en la tubería

$$V = \frac{Ql}{Al} \quad \text{Donde}$$

$$Ql = 1.357 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Al = \text{área del lateral} = 2" = 0.0508 \text{ m} \Rightarrow \pi * r^2 = \pi * 0.0508^2 = 2.027 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Reemplazando de la ecuación tenemos.

$$V = \frac{1.357 \times 10^{-5}}{2.027 \times 10^{-3}}$$

$$V = 0.007 \text{ m/s}$$

Diámetro de colector principal. Siguiendo las recomendaciones realizadas por el R.A.S, se adopta una velocidad de drenaje de 0.5 m/s.

Asumimos un diámetro de entrada de 2”.

$$A_c = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.002 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q_{lat}}{A_c}$$

V_c = velocidad en el colector.

Q_{lat} = caudal por lateral.

Reemplazando se tiene:

$$V_c = \frac{0.000165}{0.002} = 0.006785 \text{ m/s} < 0.5 \text{ m/s}$$

Por tanto el diámetro de diseño es de 2”.

Lecho filtrante y de soporte. A continuación se presentan los criterios dados por el R.A.S. para el diseño del lecho filtrante y de soporte, la colocación de dicho material deberá ser acompañado con personal entendido en la materia.

Tabla 26.

Parámetros de diseño lecho filtrante

Criterio de diseño	Valores recomendados
Espesor de arena (m)	0,8 – 1,0
Coefficiente de uniformidad	2 – 4
Diámetro efectivo	0,35 – 0,55
Altura de grava de soporte (m)	
1ra capa	0,10 – 0,15
2da capa	0,05
Tamaño de la grava (mm)	
1ra capa	9 – 19
2da capa	2 – 9

Fuente: Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S 2000

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

Capacidad de los tanques de almacenamiento:

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



Figura 14. Ubicación del tanque

Fuente: Autores del proyecto.

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 21.

Tabla 27.

Coeficientes para el consumo máximo horario

<i>POBLACIÓN</i>	<i>K</i>
Hasta 5000 hab.	1.8
5000 hab. - 20000 hab.	1.65
Más de 20000 hab.	1.5

Fuente: Autores del proyecto.

Θ = Angulo para cada hora.

Lo cual significa que tendrá un valor de:

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

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

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

$$c.m.d = 0,104 \text{ lts/seg}$$

$$c.m.d = 8,52 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$c.m.d = 0,355 \text{ m}^3/\text{hora}$$

En porcentaje el consumo medio diario por hora será:

$$c.m.d = \frac{0,355}{8,52} * 100$$

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

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:

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

$$K = 1,8$$

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

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

HORAS	Θ	Y	APORTE % c.m.d.	CONSUMO EN % DE c.m.d.	ALMACENAMIENTO %
0 - 1	0	100.00		4.1667	0
1 - 2	15	120.71	100/24	5.0296	-0.8596
2 - 3	30	140.00		5.8333	-1.6633
3 - 4	45	156.57		6.5238	-2.3538
4 - 5	60	169.28		7.0533	-2.8833

5 - 6	75	177.27		7.3863	-3.2163
6 - 7	90	180.00		7.5000	-3.3300
7 - 8	105	177.27		7.3863	-3.2163
8 - 9	120	169.28		7.0533	-2.8833
9 - 10	135	156.57		6.5238	-2.3538
10 - 11	150	140.00		5.8333	-1.6633
11 - 12	165	120.71		5.0296	-0.8596
12 - 13	180	100.00	4.17	4.1667	0
13 - 14	195	79.29		3.3038	0.8663
14 - 15	210	60.00		2.5000	1.6700
15 - 16	225	43.43		1.8096	2.3604
16 - 17	240	30.72		1.2800	2.8900
17 - 18	255	22.73		0.9471	3.2229
18 - 19	270	20.00		0.8333	3.3367
19 - 20	285	22.73		0.9471	3.2229
20 - 21	300	30.72		1.2800	2.8900
21 - 22	315	43.43		1.8096	2.3604
22 - 23	330	60.00		2.5000	1.6700
23 - 24	345	79.29		3.3038	0.8663
		2400.00		100.0000	

El caudal promedio gastado en una hora

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

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

$$V = (1,3) * (8,52\text{m}^3/\text{día}) * (0,253558)$$

$$V = (1,3) * (2,16\text{m}^3)$$

$$V = 2,81\text{m}^3$$

Volumen de diseño por módulo = $2,81\text{m}^3$

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

$$h = \frac{0,0281}{3,6} + 1,8$$

h	$= 1,81 \text{ m}$	Altura total
b	$= 0,20 \text{ m}$	Borde libre superior
$bh1$	$= 0,20 \text{ m}$	Altura de lados
hut	$= 1,60 \text{ m}$	Altura útil

Hútil = 1,60m

$$A = \frac{V}{h_u} = \frac{2,81}{1,60} = 1,8 \text{ m}^2$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{1,8} = 1,34 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$$

Dimensiones finales:

Ancho útil	$= 1,4 \text{ m}$
Largo útil	$= 1,4 \text{ m}$
Altura útil	$= 1,60 \text{ m}$
Borde libre	$= 0,20 \text{ m}$
Altura de lados	$= 0,20 \text{ m}$
Tubería de salida	$= 2''$
Altura total	$= 1,80 \text{ m}$
Volumen útil	$= 3,14 \text{ m}^3 > 2,81 \text{ m}^3$

Tubería de lavado del tanque:

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

T = tiempo de vaciado en seg.

S = superficie del tanque = 1,96 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
---------------------------	--------

	2,10 m
--	--------

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

$$\mu = 1,3$$

h = Altura lámina de agua = 1,60 m

$$T = \frac{2 * 1,96 * \sqrt{1,60}}{1,3 * 0,00456 * \sqrt{2(9,8)}}$$

$$T = 188,93 \text{ seg.}$$

$$V = Q/A = (3,14 \text{ m}^3 / 188,93 \text{ seg}) / (0,00456) = 3,64 \text{ m/seg.}$$

Caudal de evacuación por la tubería

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

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

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

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

$$QMD = 0,1357 \text{ lts/seg} \quad \text{Caudal total}$$

$$Q \text{ diseño} = 0,1357 \text{ lts/seg} * 2 = 0,2714 \text{ lts/seg}$$

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

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

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

$$Q = 0,0057 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} = 5,7 \frac{\text{lts}}{\text{seg}} > 0,2714 \text{ lts/seg}$$

Desinfección. Es obligatorio en todos los niveles de confiabilidad, desinfectar el agua sin importar el tipo de tratamiento previo que se haya realizado para su potabilización. Entre los

procesos de desinfección que pueden realizarse esta la cloración, ozonación, desinfección con dióxido de cloro, con rayos ultravioleta entre otros procesos. El tanque debe proporcionar el tiempo necesario que garantice la desinfección del agua. No se recomienda el uso de cloro gaseoso en el nivel bajo de complejidad. Para este nivel se recomienda el empleo de compuestos en estado sólido o líquido, como: cal clorada, hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio. En caso de emplear otro producto químico distinto a los aquí mencionados para la desinfección, debe pedirse permiso al Ministerio de Salud para su aplicación, además, debe probar su eficiencia, ya sea por resultados obtenidos a nivel internacional o nacional, por investigaciones, trabajos a nivel laboratorio y/o planta piloto donde se demuestre su efectividad. La cloración puede ser empleada en los siguientes casos: Desinfección de las aguas, Control de olores y sabores, Prevención del crecimiento de algas y microorganismos.(RAS, 2000, p. 21)

Cloración. El agua de fuentes superficiales, si bien es agua de buena calidad no es completamente apta para el consumo humano, por lo que siempre se requiere realizar la cloración del agua, clorar el agua es curarla, tratarla, ponerla en buenas condiciones para ser consumida por la población

En las comunidades del ámbito rural, una de las formas más sencillas de clorar el agua, es utilizando el hipoclorador tipo difusor.(RAS, 2000, p. 24)

Materiales necesarios para la cloración del agua utilizando el Hipoclorador tipo difusor.

Hipoclorador tipo difusor. Es un dispositivo de bajo costo, de fácil mantenimiento que sirve para la cloración de sistemas de abastecimiento de agua rural. Este dispositivo esta hecho de tupo PVC de diámetro 4" x 41.5cm de largo, con un diseño especial para permitir el desprendimiento del cloro. Tiene una capacidad para 3kg.



Figura 15. Hipocloroso tipo difusor

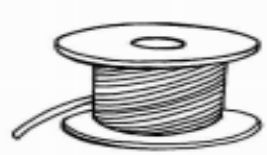
Fuente: autores de la investigación

Cloro o hipoclorito de calcio.



Figura 16. Cloro o hipoclorito de calcio al 33%.

Fuente: autores de la investigación

Hilo de nylon.**Figura 17.** Hilo de nylon

Fuente: autores de la investigación

Balde graduado.**Figura 18.** Balde graduado

Fuente: autores de la investigación

Jarra medidora de cloro.**Figura 19.** Jarra medidora de cloro

Fuente: autores de la investigación

Artículos de protección personal para los manipuladores.



Figura 20. Artículos de protección personal.

Fuente: autores de la investigación.

Recomendaciones para la cloración.

Utilizar hipoclorito de calcio de 30 – 33%

Según el RAS 2000 (título C) se recomienda para nivel de baja complejidad el empleo del compuesto en estado sólido o líquido, como: cal clorada, hipoclorito de calcio e hipoclorito de sodio.

Limpiar el hipoclorador por fuera y por dentro con una escobilla de plástico y luego echar poco a poco y por capas el hipoclorito hasta completar el llenado.

Colocar el hipoclorador a un metro de distancia del ingreso del agua al tanque y a 20cm de la base. La ubicación debe permitir que el flujo de agua mantenga en movimiento pendular al mismo y facilite la difusión del cloro.

Realizar el control de cloro residual después de los primeros 15 días de realizada la cloración, para determinar con qué frecuencia debe clorarse el sistema en los meses siguientes.

No usar alambre, ni soga para colgarlo. Solo hilo de nylon.

Esperar 30 minutos después de colocarlo en el tanque, para abrir la válvula de salida y brindar el servicio de agua a los usuarios.

Dosificación. Según el RAS 2000 (C.8.7.2) Se debe estudiar si el agua requiere pre cloración y pos cloración o solo pos cloración, esto depende de las características de la fuente, debe emplearse el pre cloración cuando hay excesiva producción de algas en la planta o cuando el NMP/100 mL de coliformes en el agua cruda sea superior a 5000. La pos cloración debe usarse en todos los casos. Las dosis dependen de la demanda de cloro en la red, redes extensas en las que el agua tiene un largo período de detención requieren por lo común dosis iniciales mayores que redes cortas.

Para determinar la dosis óptima, deben realizarse pruebas de laboratorio agregando las cantidades crecientes de cloro al agua tratada y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima sería la que produzca un residual de cloro libre (cantidad de cloro presente en el agua en forma de ácido hipocloroso o hipoclorito) entre 0,5 mg/l y 2 mg/l. Si lo anterior no fuera

económicamente viable porque las concentraciones iniciales resultaron muy altas, es necesario proyectar re cloraciones en puntos seleccionados de la red.

La operación exitosa del proceso de cloración requiere principalmente:

Suministro adecuado y permanente del agente desinfectante.

Control eficiente, continuo y exacto de la dosificación.

Manejo seguro en todo momento del compuesto y de los equipos utilizados para su aplicación.

Mezcla completa y continua del cloro con toda el agua a tratar.

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



Figura 21. Usuario de la red (casa de monjes)

Fuente: autores investigación

La red de distribución futura será diseñada utilizando como parámetro el QMH futuro y puntualizando cargas para futuro desarrollo, además, deberá estar en capacidad de atender la demanda de dicha población. La red se proyecta de tal forma que se amplía la cobertura inmediata de servicio al 100% de las viviendas actuales y con capacidad para atender la demanda futura a un período no menor de 25 años

Recomendaciones sobre el trazado de la red de distribución (B.7.3.1 RAS)

Recomendaciones generales (B.7.3.1.1 RAS). Para todos los Niveles de Complejidad del Sistema, y hasta donde sea posible el diseño de la red de distribución debe tener como objetivo la instalación en terrenos de propiedad pública, evitando interferencias con complejos industriales, vías de tráfico intenso, redes eléctricas, tuberías principales de la red de gas, colectores del sistema de alcantarillado, instalaciones aeroportuarias, etc. En particular, para todos los Niveles de Complejidad del Sistema deben cumplirse los siguientes requisitos:

El trazado se debe hacer, en lo posible, en áreas públicas evitando adquisiciones o expropiaciones de terrenos particulares y zonas verdes. En caso que la red de distribución deba instalarse atravesando zonas privadas, se debe constituir una servidumbre a favor de la Persona Prestadora del Servicio Público de Agua Potable del municipio. Preferiblemente se deben ubicar las redes de distribución debajo de las zonas peatonales (andenes).

En todos los casos se debe llevar la red de distribución hasta el frente del lote, asegurando que se abarque la totalidad del frente de dicho lote.

El trazado de la red de distribución debe evitar interferencias con aquellos servicios públicos domiciliarios cuya red sea de difícil relocalización o presente dificultades técnicas importantes.

Las tuberías principales de la red de distribución deben ubicarse cerca de los grandes consumidores y de las áreas de mayor consumo específico.

El trazado debe evitar alineamientos junto a quebradas o cañadas que formen parte del sistema de drenaje urbano natural de los municipios objeto del diseño, debido a que allí particularmente deben existir concentraciones de redes de alcantarillado de aguas lluvias y aguas residuales, así como la presencia de suelos aluviales y suelos con niveles freáticos adicionales. Adicionalmente, en las zonas cercanas a las quebradas en municipios con topografías quebradas, se pueden presentar problemas importantes de inestabilidad de suelos que deben ser considerados.

Siempre deben buscarse rutas con topografía suave, evitando piezas y accesorios especiales.

Durante la ejecución de la obra, el trazado debe minimizar los desvíos e interrupciones del tráfico.

El trazado también debe propender por minimizar la cantidad de rotura y reconstrucción de pavimentos.

El trazado debe reducir al mínimo las interferencias con las redes de servicios públicos existentes durante el período de construcción.

En lo posible, debe evitarse ubicar tuberías nuevas en las calles que ya tengan instaladas tuberías de acueducto de diámetros mayores que 200 mm. A menos que las tuberías existentes sean parte de la red de conducciones.

Presiones en la red de distribución (B.7.4.6 RAS). Para todos los Niveles de Complejidad del Sistema, desde la etapa de diseño se deben tener en cuenta los siguientes requisitos referentes a las presiones en los nodos de la red de distribución:

La presión dinámica mínima, para los Niveles de Complejidad del Sistema Bajo y Medio debe ser de 98.1 kPa (10 m.c.a.).

Configuraciones hidráulicas del sistema. Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas. Para el proyecto la red distribución es de tipo “red abierta o ramificada” por contar con una tubería principal de la cual parten ramales.

Red abierta o ramificada. Este tipo de red de distribución se caracteriza por contar con una tubería principal de distribución (la de mayor diámetro) desde la cual parten ramales que terminarán en puntos ciegos, es decir sin interconexiones con otras tuberías en la misma Red de Distribución.

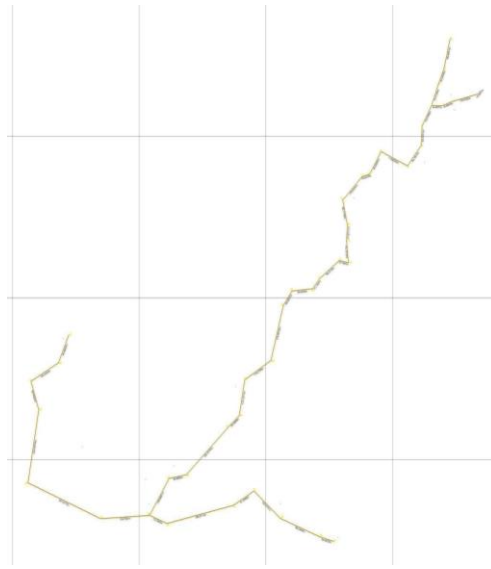


Figura 22. Esquema de la red de distribución.

Fuente: Autores de la investigación

Diseño de los tramos de la red de distribución.

Para el diseño de la red de distribución tramo por tramo se utilizará el método de Darcy Weisbach, para un periodo de diseño de 25 años.

Tramo Tanque – punto3

Cota tanque = 1413.79m

Cota punto3 = 1377.143m

Viviendas = 10

QMH = 0.203 lt/seg

Longitud = 191.2541m

$$Q_{\text{unitario}} = \frac{QM_H}{\# \text{ viviendas}} = \frac{0.203}{10 \text{ viviendas}}$$

$$Q_{\text{unitario}} = 0.0203 \frac{lt}{\text{seg.} * \text{ vivienda}}$$

$$k_s = 0.0015 \text{ mm} \quad \Rightarrow k_s = 1.5 \times 10^{-6} \text{ m}$$

$$T = 1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{16647 * 2 * 9.81 * D}{f * 191.2541} = \frac{1.71 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{1.71 * D}{f}} = \frac{1.31 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{1.31 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{1300893.744 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{203 \times 10^{-6}}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{258.47 \times 10^{-6}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{1.31 * \sqrt{D}}{\frac{258.47 \times 10^{-6}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 5068.286 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{k_s}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{5068.286 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{1300893.744 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.0161m \approx 0.63in$$

Asumimos $\Rightarrow D = 2''$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{203 \times 10^{-6}}{\frac{\pi}{4} * 0.0508^2} = \frac{258.47 \times 10^{-6}}{2.027^2} = 0.10 \text{ m/seg}$$

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} = \frac{0.10 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 5044.68719$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{5044.68719 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 3.73 \times 10^2$$

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

$$H = \frac{3.73 \times 10^2 * 191.251 * 0.10^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 0.07m$$

Entonces hallamos,

$$\text{Cota piezométrica punto 3} \Rightarrow 1413.79 - 0.07 = \underline{\underline{1413.72m}}$$

$$\text{Presión dinámica punto 3} \Rightarrow 1413.72 - 1377.143 = \underline{\underline{36.577m.c.a.}}$$

Tramo punto3 – punto17

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{unitario}} * \# \text{ viviendas}$$

$$= 0.0203 \text{ lt/sg} * 8 \text{ viviendas}$$

$$\text{- Qdiseño} = 0.1624 \text{ lt/sg.}$$

$$\text{- Cota punto 17} = 1365.372 \text{ m}$$

$$\text{- Longitud} = 785.4085 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Cota piezométrica} = 1365.372 + 15 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1380.372 \text{ m}$$

$$H = 1413.72 - 1365.372$$

$$\mathbf{H = 48.348 \text{ m}}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{48.348 * 2 * 9.81 * D}{f * 785.4085} = \frac{1.21 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{1.21 * D}{f}} = \frac{1.099 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{1.099 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{1091343.557 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.624 * 10^{-4}}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{2.07 * 10^{-4}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{1.21 * \sqrt{D}}{\frac{2.07 * 10^{-4}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 5845.411 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{5845.411 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{1091343.557 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.0154m \approx 0.61in$$

Asumimos \Rightarrow **$D = 2''$**

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{203 \times 10^{-6}}{\frac{\pi}{4} * 0.0508^2} = \frac{1.624 \times 10^{-4}}{2.027 \times 10^{-3}} = 0.08 \frac{m}{seg}$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.08 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 4035.749752$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{4035.749752 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.040$$

$$H = \frac{0.040 * 785.4085 * 0.08^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 0.20m$$

Cota piezométrica punto 17 = 1413.72 - 0.20 = **1413.52 m**

Presión dinámica punto 17 = 1413.52 - 1365.372 = **48.148 m.c.a.**

Realizamos un diseño hidráulico de cámara rompe presión tipo 7 en el punto 17.

Cámara rompe presión

Son estructuras pequeñas, su función principal es de reducir la presión hidrostática a cero u a la atmosfera local, generando un nuevo nivel de agua y creándose una zona de presión dentro de los límites de trabajo de las tuberías, existen 2 tipos; para la Línea de Conducción y la Red de Distribución. Cuando existe mucho desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, pueden generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar una tubería. En esa situación, es necesaria la construcción de cámaras rompre-presion que permitan disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), con la finalidad de evitar daños en la tubería. Estas estructuras permiten utilizar tuberías de menor clase, reduciendo considerablemente los costos en las obras de abastecimiento de agua potable

Tipos CRP: Tipo 6.- Es empleada en la Línea de Conducción cuya función es únicamente de reducir la presión en la tubería. CRP Tipo 7. Para utilizarla en la red de distribución, además de reducir la presión regula el abastecimiento mediante el accionamiento de la válvula flotadora.

(Basualdo, 2014, p. 1-9)

Diseño de cámara rompe presión tipo7

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir. Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2 * g}$$

Dónde:

H = Carga de agua (m.).

V = Velocidad del flujo en mls definida como $1.9735 Q/D^2$, considerando $Q = 0.1357$ l/seg y

$D = 2$ ".

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

$$\therefore V = 1.9735 \frac{Q}{D^2}$$

$$V = 1.9735 * \frac{0.0001357}{0.0508^2}$$

$$V = 0.103774238 \text{ m/seg}$$

Remplazando los valores en la ecuación de Bernoulli, se tiene:

$$\Rightarrow H = 1.56 * \frac{0.103774238^2}{2 * 9.81}$$

$$H = 0.001 \text{ m}$$

Para el diseño, se asume un H mínimo de $\Rightarrow H = 0.35 \text{ m}$

$$HT = A + H + BL$$

Donde,

A = Altura mínima de 10 cm.

H = Carga de agua (35 cm)..

BL = Bordo libre mínimo 35 cm.

HT = Altura total de la cámara rompe presión.

$$HT = 0.10 + 0.35 + 0.35$$

$$HT = 0.80 \text{ m}$$

Por facilidad, en el proceso constructivo y en la instalación de accesorios, se considerara una sección interna de 0.60 x 0.60 m.

Tramo punto17 – punto28

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= Q_{\text{unitario}} * \# \text{ viviendas} \\ &= 0.0203 \text{ lt/sg} * 6 \text{ viviendas} \end{aligned}$$

$$\text{- } Q_{\text{diseño}} = 0.1218 \text{ lt/sg.}$$

$$\text{- Cota punto 28} = 1329.278 \text{ m}$$

$$\text{- Longitud} = 1170.1046 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Cota piezométrica} = 1329.278 + 15 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1344.278 \text{ m}$$

$$H = 1365.372 - 1344.278$$

$$\mathbf{H = 21.094 \text{ m}}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{21.094 * 2 * 9.81 * D}{f * 1170.1046} = \frac{0.3537 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{0.3537 * D}{f}} = \frac{0.595 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.595 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{590591.454 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.218 * 10^{-4}}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{1.55 * 10^{-4}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{0.595 * \sqrt{D}}{\frac{1.55 * 10^{-4}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 3838.7097 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{3838.7097 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 * 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{590591.454 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.0186 \text{ m} \approx 0.73 \text{ in}$$

Asumimos $\Rightarrow D = 2''$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1.218 * 10^{-4}}{2.027 * 10^{-3}} = 0.06 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.06 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 3026.812314$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{3026.812314 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.043$$

$$H = \frac{0.043 * 1170.1046 * 0.06^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 0.18m$$

$$\text{Cota piezométrica punto 28} = 1365.372 - 0.18 = \underline{\underline{1365.192 \text{ m}}}$$

$$\text{Presión dinámica punto 28} = 1365.192 - 1329.278 = \underline{\underline{35.914 \text{ m.c.a.}}}$$

Tramo punto28 – punto40

$$\begin{aligned} Q_{\text{diseño}} &= Q_{\text{unitario}} * \# \text{ viviendas} \\ &= 0.0203 \text{ lt/sg} * 2 \text{ viviendas} \end{aligned}$$

$$- Q_{\text{diseño}} = 41.6 \times 10^{-3} \text{ lt/seg.}$$

$$- \text{Cota punto 40} = 1333.097 \text{ m}$$

$$- \text{Longitud} = 991.675 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Cota piezométrica} = 1333.097 + 15 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1348.097 \text{ m}$$

$$H = 1365.192 - 1348.097$$

$$\mathbf{H = 17.095m}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{17.095 * 2 * 9.81 * D}{f * 991.6745} = \frac{0.34 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{0.34 * D}{f}} = \frac{0.58 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.58 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{575968.2224 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4.16 * 10^{-5}}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{5.297 * 10^{-5}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{0.34 * \sqrt{D}}{\frac{5.297 * 10^{-5}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 6418.7276 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{6418.7276 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 * 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{575968.2224 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.015 \text{ m} \approx 0.61 \text{ in}$$

Asumimos \Rightarrow **D = 2"**

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4.16 * 10^{-5}}{2.027 * 10^{-3}} = 0.021 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.021 * 0.0508}{1.007 * 10^{-6}} = 1059.38431$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{1059.38431 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.061$$

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

$$H = \frac{0.061 * 991.6745 * 0.021^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 0.03 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica punto 40} = 1365.192 - 0.03 = \underline{\underline{1365.162 \text{ m}}}$$

$$\text{Presión dinámica punto 40} = 1365.162 - 1333.097 = \underline{\underline{32.065 \text{ m.c.a.}}}$$

Tramo punto28 – punto34

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{MH unitario}} * \# \text{ viviendas}$$

$$= 0.0203 \text{ lt/sg} * 2 \text{ viviendas}$$

$$- Q_{\text{diseño}} = 41.6 \times 10^{-3} \text{ lt/seg.}$$

$$- \text{Cota punto 34} = 1346.412 \text{ m}$$

$$- \text{Longitud} = 791.8664 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Cota piezométrica} = 1346.412 + 15 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1361.412 \text{ m}$$

$$H = 1365.192 - 1361.412$$

$$\mathbf{H = 3.78m}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{3.78 * 2 * 9.81 * D}{f * 791.8664} = \frac{0.094 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{0.094 * D}{f}} = \frac{0.31 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.31 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{307845.0844 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4.16 * 10^{-5}}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{5.297 * 10^{-5}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{0.31 * \sqrt{D}}{\frac{5.297 * 10^{-5}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 5852.369 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{5852.369 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 * 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{307845.0844 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 0.017 \text{ m} \approx 0.67 \text{ in}$$

$$\text{Asumimos} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 2''}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4.16 \times 10^{-5}}{2.027 \times 10^{-3}} = 0.021 \frac{m}{seg}$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.021 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 1059.38431$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{1059.38431 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.061$$

$$H = \frac{0.061 * 791.8664 * 0.021^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 0.02 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica punto 34} = 1365.192 - 0.02 = \underline{\underline{1365.172 \text{ m}}}$$

$$\text{Presión dinámica punto 34} = 1365.172 - 1346.422 = \underline{\underline{18.75 \text{ m.c.a.}}}$$

Tramo punto3 – punto6

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{MH unitario}} * \# \text{ viviendas}$$

$$= 0.0203 \text{ lt/sg} * 1 \text{ viviendas}$$

$$- Q_{\text{diseño}} = 20.3 \times 10^{-3} \text{ lt/seg.}$$

$$- \text{Cota punto 6} = 1392.121 \text{ m}$$

$$- \text{Longitud} = 223.5823 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Cota piezométrica} = 1392.121 + 10 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Cota piezométrica} = 1402.121 \text{ m}$$

$$H = 1413.72 - 1402.121$$

$$H = 11.599\text{m}$$

$$V^2 = \frac{H * 2g * D}{f * L} = \frac{11.599 * 2 * 9.81 * D}{f * 223.5823} = \frac{1.02 * D}{f}$$

$$V = \sqrt{\frac{1.02 * D}{f}} = \frac{1.01 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} \quad (1)$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{1.01 * \sqrt{D}}{\sqrt{f}} * \frac{D}{1.007 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}}$$

$$R_e = \frac{1001913.702 * D^{1.5}}{\sqrt{f}} \quad (2)$$

$$Q = V * A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2.03 * 10^{-5}}{\frac{\pi * D^2}{4}} = \frac{2.65 * 10^{-5}}{D^2} \quad (3)$$

Despejando \sqrt{f} de la ecuación (1) y reemplazando (2) y (3)

$$\Rightarrow \sqrt{f} = \frac{1.01 * \sqrt{D}}{\frac{2.65 * 10^{-5}}{D^2}} \Rightarrow \sqrt{f} = 37759.53 * D^{2.5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{ks}{3.7 * D} + \frac{2.51}{R_e * \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{377593.53 * D^{2.5}} = -2 \log \left[\frac{1.5 * 10^{-6}}{3.7 * D} + \frac{2.51}{1001913.702 * D^{1.5}} \right]$$

$$D = 3.44 * 10^{-3} \text{ m} \approx 0.14 \text{ in}$$

$$\text{Asumimos} \quad \Rightarrow \quad D = 2''$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{2.03 \times 10^{-5}}{2.027 \times 10^{-3}} = 0.01 \frac{m}{seg}$$

$$R_e = \frac{V * D}{u} = \frac{0.01 * 0.0508}{1.007 \times 10^{-6}} = 517.7$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{1.5 \times 10^{-6}}{3.7 * 0.0508} + \frac{2.51}{517.7 * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.0801$$

$$H = \frac{0.0801 * 223.5823 * 0.01^2}{2 * 9.81 * 0.0508} = 1.8 \times 10^{-3} m$$

$$\text{Cota piezométrica punto 6} = 1413.72 - 1.8 \times 10^{-3} = \underline{\underline{1413.718 m}}$$

$$\text{Presión dinámica punto 6} = 1413.718 - 1392.121 = \underline{\underline{21.597 m.c.a.}}$$

Presión y diámetro de tubería para cada vivienda.

Para el cálculo de la presión en cada vivienda se manejó con el modelado en EPANET un software para computador para el análisis de sistemas de distribución de agua potable. El programa es de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos, y es adaptable con las normas colombianas.

Tabla 28.*Presión en cada vivienda*

PUNTO	ALTURA	PRESIÓN	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA
casa 1	1413.78	36.29	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 2	1413.78	25.99	1 $\frac{1}{2}$ ''
monasterio	1413.78	21.98	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 3	1413.77	35.32	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 4	1413.77	43.27	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 5	1366.01	20.88	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 6	1365.92	30.02	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 7	1365.90	36.54	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 7a	1365.90	36.15	1 $\frac{1}{2}$ ''
Escuela	1365.89	29.30	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 8	1365.89	19.37	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 9	1365.88	34.36	1 $\frac{1}{2}$ ''
casa 10	1365.88	33.00	1 $\frac{1}{2}$ ''

Fuente: autores del proyecto

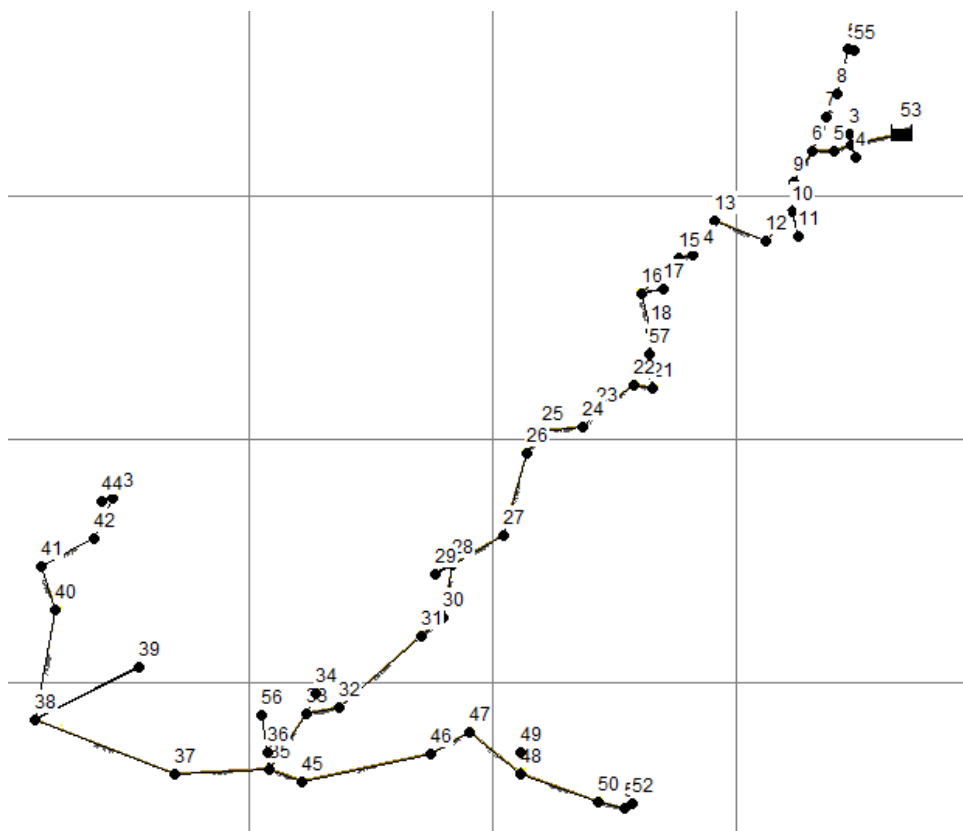


Figura 24. Red de distribución EPANET

Fuente: autores del proyecto

Golpe de ariete. Se denomina golpe de ariete el efecto de choque violento o sobre presión súbita producido sobre las paredes del conducto forzado, al modificarse de manera instantánea el movimiento del fluido, como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula.

El mecanismo del golpe de ariete es el siguiente:

La lámina contigua a la válvula se comprime y convierte su energía de velocidad en energía de presión, causando la dilatación de la tubería y una dilatación elástica de la lámina. Lo

mismo sucede con la lámina aguas arriba y se produce una onda de sobrepresión en la dirección aguas arriba.

Al llegar la honda de sobrepresión a la última lámina, esta tiende a salir de la tubería con una velocidad igual en magnitud pero de sentido contrario a la que tenía el agua antes de interrumpir el flujo. Como la extremidad inferior está cerrada, se produce una depresión interna de las láminas y se genera una onda de depresión de magnitud igual a la onda de sobrepresión, la cual se propaga en la dirección de aguas abajo.

Distribución de los caudales de la quebrada el Viodo. Para determinar el caudal necesario para cada vereda es de gran importancia conocer la cantidad de habitantes que posee cada corregimiento, la Quebrada el Viodo abastece a los sectores de Sitio Nuevo, La Teja y el Arado.

La Quebrada nace y se transporta por todo el territorio de la vereda el Arado siendo esta la más perjudicada en épocas de sequía puesto que el fluido no alcanza a llegar, porque es despojada por medio de mangueras de diámetros mayores a 2" y llevada por habitantes que viven en los sectores de la Teja y Sitio Nuevo, en su parte la gran mayoría de esta agua es utilizada para el riego de cultivo y no para el consumo humano, dándole un mal manejo al agua y dejando sin suministro al Arado.

La quebrada contiene agua suficiente para abastecer a las tres veredas mencionadas con el fin que su uso sea para consumo humano, se establecerá los caudales necesarios para cada sector según los habitantes a abastecer.

El caudal en verano de la fuente es de 3.2lts/seg, respetando el agua necesaria para preservar los valores ecológicos en el cauce del mismo, tomaremos la mitad del caudal de verano 1.6 lts/seg.

$Q_{fuente} = 1.6 \text{ lts/seg.}$

-Vereda el Arado: $Q_{md} = 0.064 \text{ lts/seg.}$

-Vereda Sitio Nuevo: la cantidad de personas que se benefician de la quebrada el Viedo en el sector de Sitio Nuevo son un total de 180 habitantes, según censos realizados por los autores del proyecto, con una dotación neta residencial de 90 (L/hab*día) y una dotación bruta de 120(L/hab*día).

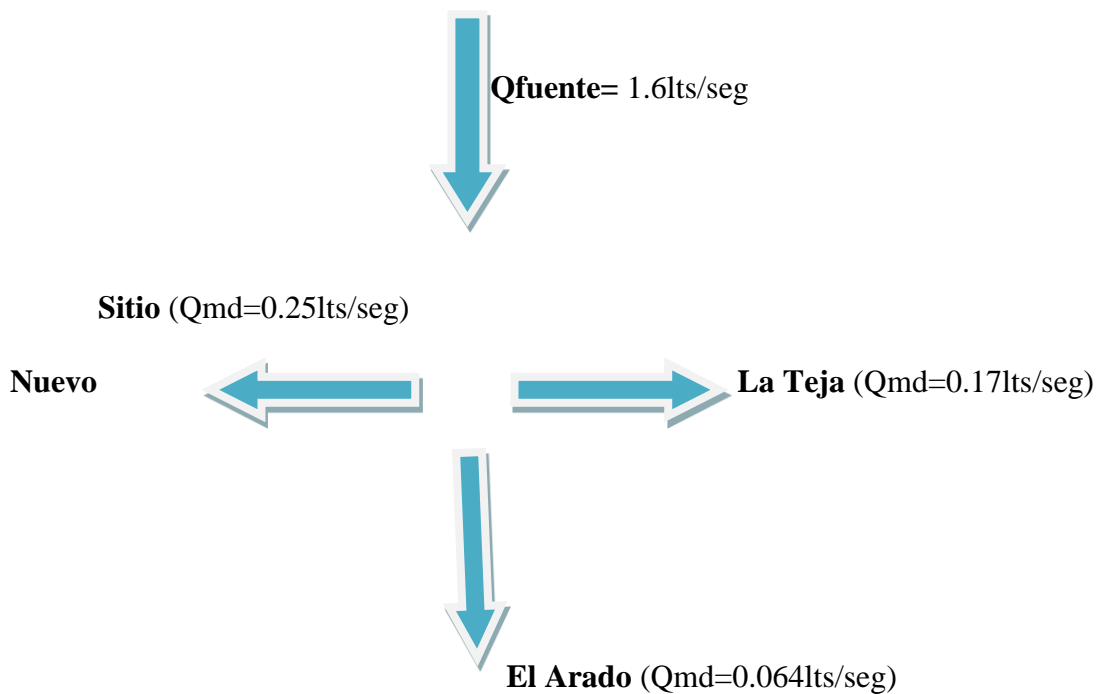
$$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86400}$$

$$Q_{md} = \frac{180hab * 120}{86400} = 0.25 \text{ lts/seg}$$

-**Vereda La Teja:** la cantidad de personas que se favorecen en el sector de La Teja son un total de 120 habitantes, según censos realizados por los autores del proyecto, con una dotación neta residencial de 90 (L/hab*día) y una dotación bruta de 120(L/hab*día).

$$Q_{md} = \frac{120hab * 120}{86400} = 0.17lts/seg$$

Por lo tanto el consumo medio diario total para las tres veredas es igual = 0.484 lts/seg; existiendo el caudal de la fuente de 1.6 lts/seg es idóneo de abastecer para el consumo humano las tres veredas sin ningún inconveniente.



Comentario al caudal obtenido: Es necesario realizar algunas aclaraciones y observaciones al caudal obtenido después de los cálculos realizados para conocer el consumo de agua por parte de las tres veredas.

La quebrada posee gran cantidad de agua para abastecer a las veredas sin ninguna dificultad, en los sectores se pudo observar que existe un gran derroche y mal uso de agua por parte de algunos habitantes, el riego de cultivos es un problema evidente, de hecho la mayor parte del agua tomada de la fuente es utilizada para el riego y no para el consumo humano, viéndose afectados algunos habitantes por el mal uso. Existen algunas alternativas para disminuir el desperdicio de agua en el riego de cultivos, la reutilización de aguas residuales, el riego gota a gota en el que a través de la canalización del agua esta llega solamente al pie de la planta que desea regar, hacer uso de los sistemas de recolección de agua lluvia en las parcelas, efectuar el riego de plantas únicamente dos veces por semana en horas de la noche o temprano en la mañana.

En conclusión en situaciones de sequía, la comunidad que se abastece de la quebrada el Viodo deben utilizar el uso de agua para consumo humano debido a que de lo contrario algunos habitantes del sector carecerán del líquido y acarrearán problemas de salubridad por falta del recurso hídrico.

Capítulo 5. Conclusiones

La parte topográfica donde se localizaran las diferentes estructuras, no presenta un alto riesgo en el proceso constructivo, debido a que el terreno no es accidentado, caso contrario se presenta en la topografía de la línea de conducción y aducción donde la variación de pendientes pronunciadas y la densa vegetación son elementos a tener en cuenta para el desarrollo de la obra

Se realizó un análisis a la quebrada el Viodo para determinar la calidad de la fuente de abastecimiento. Los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos hechos a la fuente de abastecimiento indican que con un funcionamiento correcto del desarenador, el filtro lento de arena y un buen proceso de desinfección, la carga contaminante del afluente deberá ser eliminado hasta producir agua óptima para el consumo humano.

Las unidades de tratamiento propuestos, son de fácil operación y mantenimiento, aspecto que garantiza que un miembro de la comunidad con previa capacitación se pueda convertir en el operador del sistema.

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

El trazado y modelación en la línea de conducción y red de distribución se utilizó el software Epanet, demostrando ser una herramienta valiosa para el desarrollo de nuestro proyecto con un objetivo principal que era mejorar las presiones actuales del sistema, con un manejo de

los diferentes diámetros a considerar. Los valores de las presiones en la red de distribución y en los puntos de entrega a los usuarios son los establecidos en la norma, esto se debe a la localización del tanque propuesto.

La línea de aducción contará con ventosas y purgas a las cuales se les realizará mantenimiento continuo. El número de ventosas y purgas quedan establecidas en las consideraciones de diseño, Se construirán las cajas de válvula de purgas y ventosas.

El reglamento de agua potable y saneamiento básico R.A.S 2000 establece en el literal B.6.4.4.8 un diámetro mínimo para las tuberías de aducciones y conducciones a presión igual a 75 mm, sin embargo se adoptó un valor de 2 pulgadas en el diseño de la línea de aducción bocatoma – desarenador puesto que con este se satisface la capacidad de diseño para el caudal máximo diario.

El trabajo realizado es un aporte importante para el desarrollo de la vereda y el mejoramiento en la calidad de vida de su población.

El presupuesto establecido en este trabajo de graduación, son una referencia y no se deben tomar como definitivo, debido a que estos están sujetos a cambios económicos.

6. Recomendaciones

Es necesario que la comunidad brinde la protección necesaria para la conservación de la fuente de abastecimiento, además se debe contemplar un plan de reforestación en el área para evitar la disminución de su caudal en época seca, de igual manera adquirir predios aguas arriba de la captación con el objetivo de realizar plantaciones y reforestaciones de las tierras deterioradas.

Teniendo en cuenta que el agua que fluye a través de la tubería de aducción puede contener materiales sólidos en suspensión, se recomienda utilizar diámetros adecuados a los diseñados, basados en los análisis realizados arrojaron diámetros menores de 1” se asumió un diámetro de 2” debido a que la capacidad de dicha tubería es suficiente para transportar el caudal necesario. En caso de tener obstrucción en la tubería hacer limpieza constante a las purgas para eliminar los sedimentos, cabe destacar que este proyecto se asumió un diámetro de 2” en las líneas de aducción y red de distribución para ahorrar presupuesto, en caso de tener inconvenientes con este diámetro adoptar un diámetro de tubería de 4” de igual manera si se presentan complicaciones en el diámetro de la tubería de la red de distribución adoptar dicho diámetro de 4” como estipula el Reglamento Técnico Para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Se recomienda construir tanques de almacenamiento de agua en cada vivienda, para asegurar el suministro de agua para consumo humano en caso de eventualidades, debido a los largos periodos de sequía presentes.

Se recomienda la elaboración de un plan de ahorro y uso eficiente del agua, al momento de implementar el sistema de potabilización, con el fin de lograr la sostenibilidad del sistema con el tiempo.

En época de invierno se debe realizar una limpieza constante a la cámara de derivación y rejilla para evitar el corte del servicio ante una posible obstrucción de la tubería de aducción por arrastre de material grueso.

Se debe realizar un estudio de impacto ambiental zonas arriba de la captación para evitar posible contaminación por parte de los químicos utilizados en los cultivos de tomate, pepino, etc.

Es necesario mantener el filtro (FLA) operando durante 3 semanas, tiempo adecuado para que el filtro haya madurado. Cubrir con polisombra el filtro en caso que aumente en exceso los microorganismos benéficos que se han formado en la capa de arena.

Realizar la limpieza interna de la cámara rompe-presión y accesorios con un escobillón plástico, luego enjuagarlas. Se debe aceitar la válvula de control y pintarla con pintura anticorrosiva.

Antes de poner en funcionamiento el sistema de acueducto, se debe realizar una limpieza general de todas las estructuras, estas deben quedar libres de todo material de obstrucción, residuos de la construcción y cualquier otra impureza que signifique peligro de contaminación.

Se recomienda realizar campañas de concienciación a la comunidad respecto al buen uso que hay que darle al sistema de abastecimiento de agua potable, así como también realizar conferencias a los habitantes a no cometer conexiones fraudulentas destinadas a gastos diferentes de consumo humano, lo cual perjudicaría todo el sistema de acueducto.

Referencias

- CHOW, Ven Te. Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Gil.
- CORCHO ROMERO, Freddy. Acueductos, Teoría y diseño.
- FOX, Mc Donald. Mecánica de fluidos e hidráulica. Quinta Edición. Editorial Mc Graw Gil.
- GILES, Ronald, V. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Tercera Edición. Editorial Mc Graw Gil.
- López, Cualla, Ricardo Alfredo. (2003) Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Alcaldía Municipal de Abrego (2016). Plan Básico de Ordenamiento Territorial (PBOT) Municipio de Abrego.
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. (2000). Sección II, Título B, Sistemas de Acueducto. Bogotá.
- Silva Garavito, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados.

Palenque, Espada, Rafael. Obras de toma. Segunda Edición, Editorial Mc Graw Gil.

Smith, Harry. Diagnóstico de los Recursos Hídricos. Cuarta Edición. Editorial Unesco.

Young, Munso. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica. Cuarta Edición. Editorial Mc Graw Gil.

Palacios, Ruiz, Álvaro. Acueductos, cloacas y drenajes. Universidad católica Andrés Bello.

Abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert

García A. Héctor (Fundación 2005). Marco histórico. El origen del Acueducto. Recuperado de:

http://www.proyectosalohogar.com/El_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm

Dueñas Rubio. J. (2010). Marco histórico. Acueductos de Colombia. Recuperado de:

<http://es.slideshare.net/zachafe/acueductos-de-colombia>

Alcaldía Municipal de Abrego. (2016) Plan de Ordenamiento Territorial POT. Recuperado de

<http://www.abrego-nortedesantander.gov.co/index.shtml>

Wikipedia (2015). Estación de tratamiento de agua potable. Recuperado de:

https://es.wikipedia.org/wiki/Estaci%C3%B3n_de_tratamiento_de_agua_potable

Organización Panamericana de salud. (2005). Guía para el diseño de sistemas de tratamiento de filtración en múltiples etapas. Recuperado de:

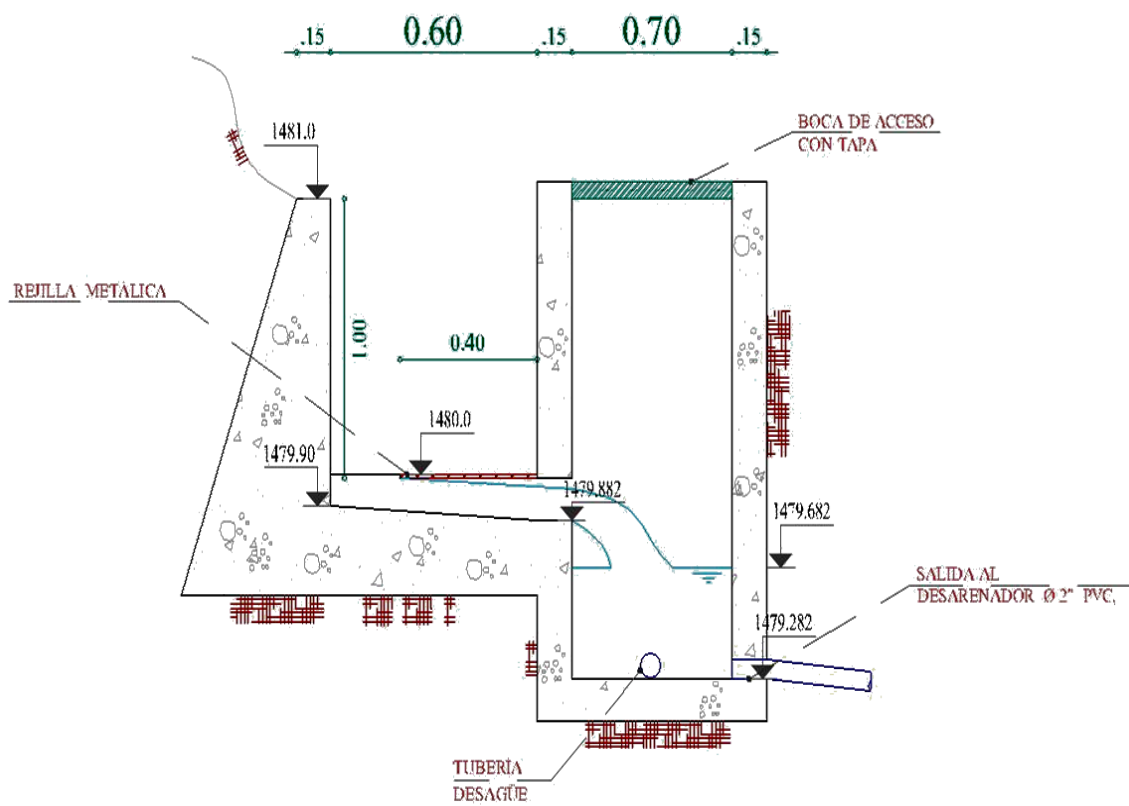
http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/029_Dise%C3%B1o_tratamiento_Filtracion_ME/Dise%C3%B1o_tratamiento_Filtraci%C3%B3n_ME.pdf

Basualdo Montes, S. (2014). Abastecimiento de agua y alcantarillado. Disponible en:

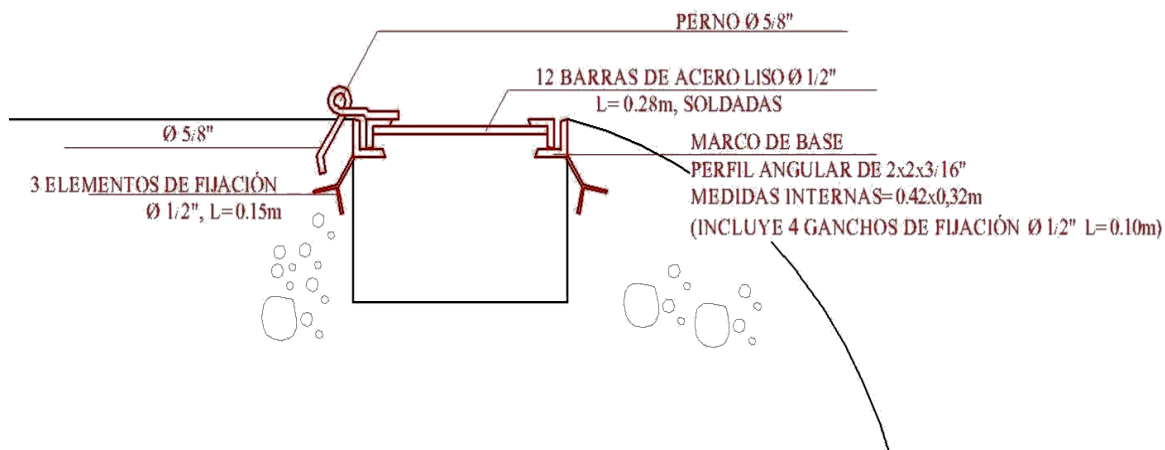
<http://es.slideshare.net/Evargs1992/cmaras-rompe-pesin>

APENDICES

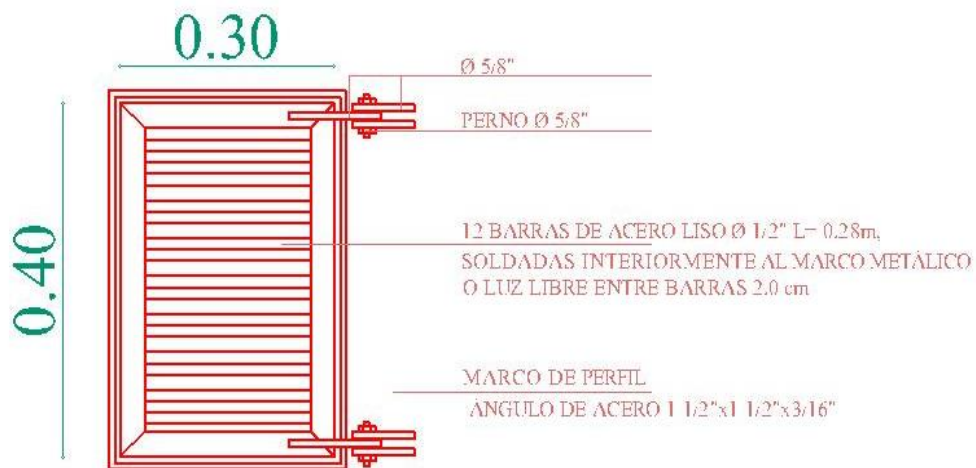
Apéndice 1. Plano de la captación



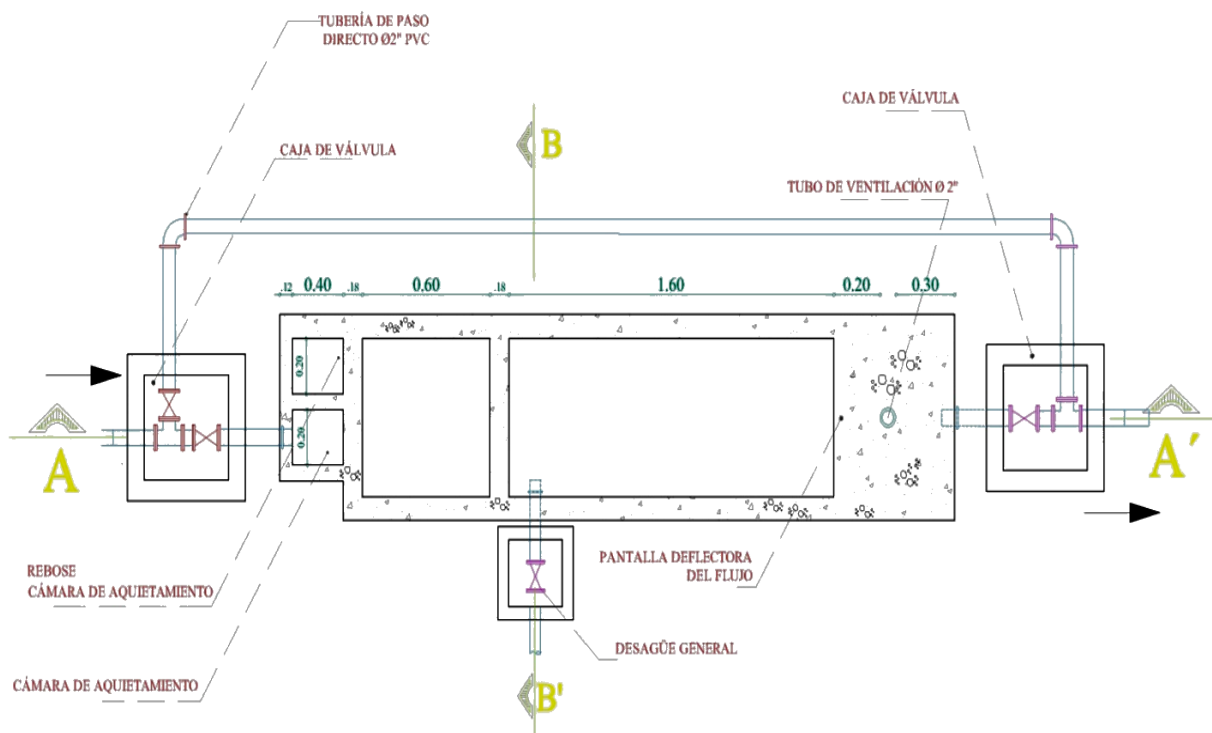
Apéndice 2. Detalle transversal de la rejilla

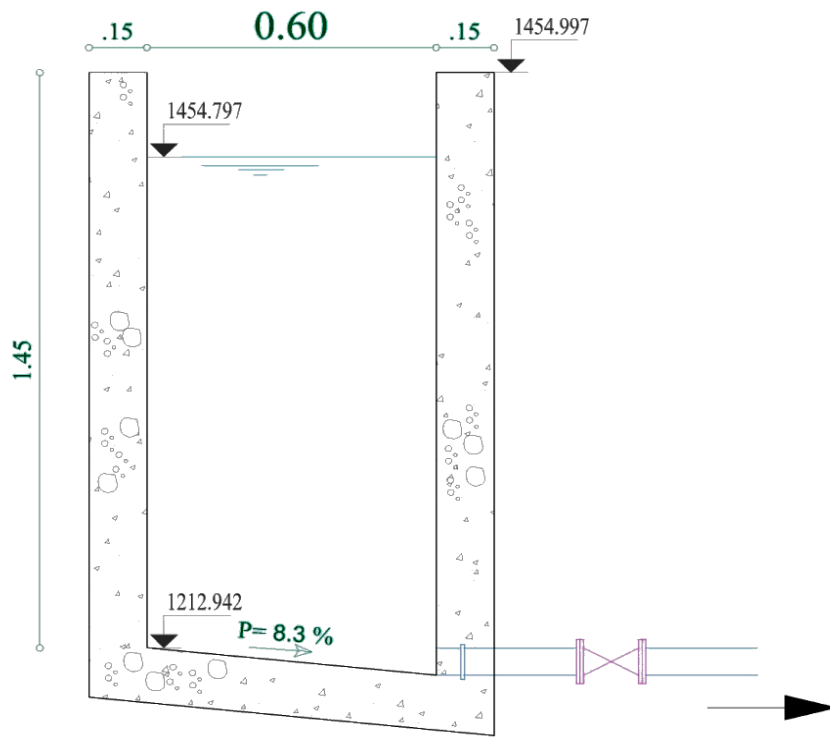


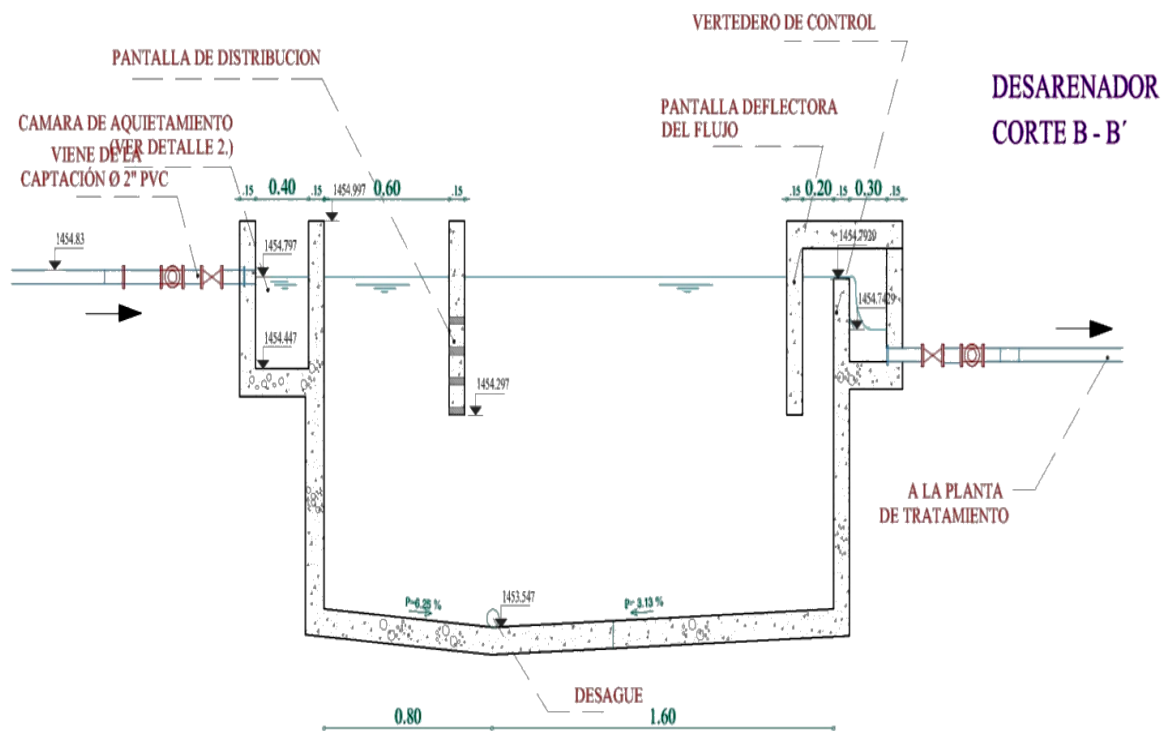
Apéndice 3. Detalle de rejilla en planta



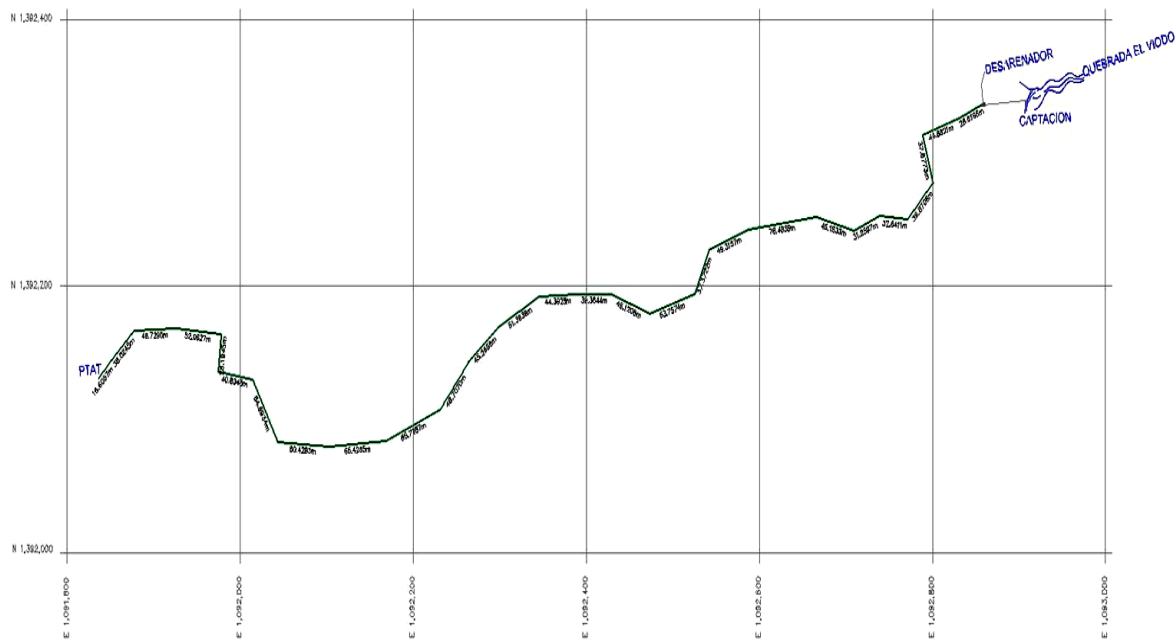
Apéndice 4. Desarenador en planta



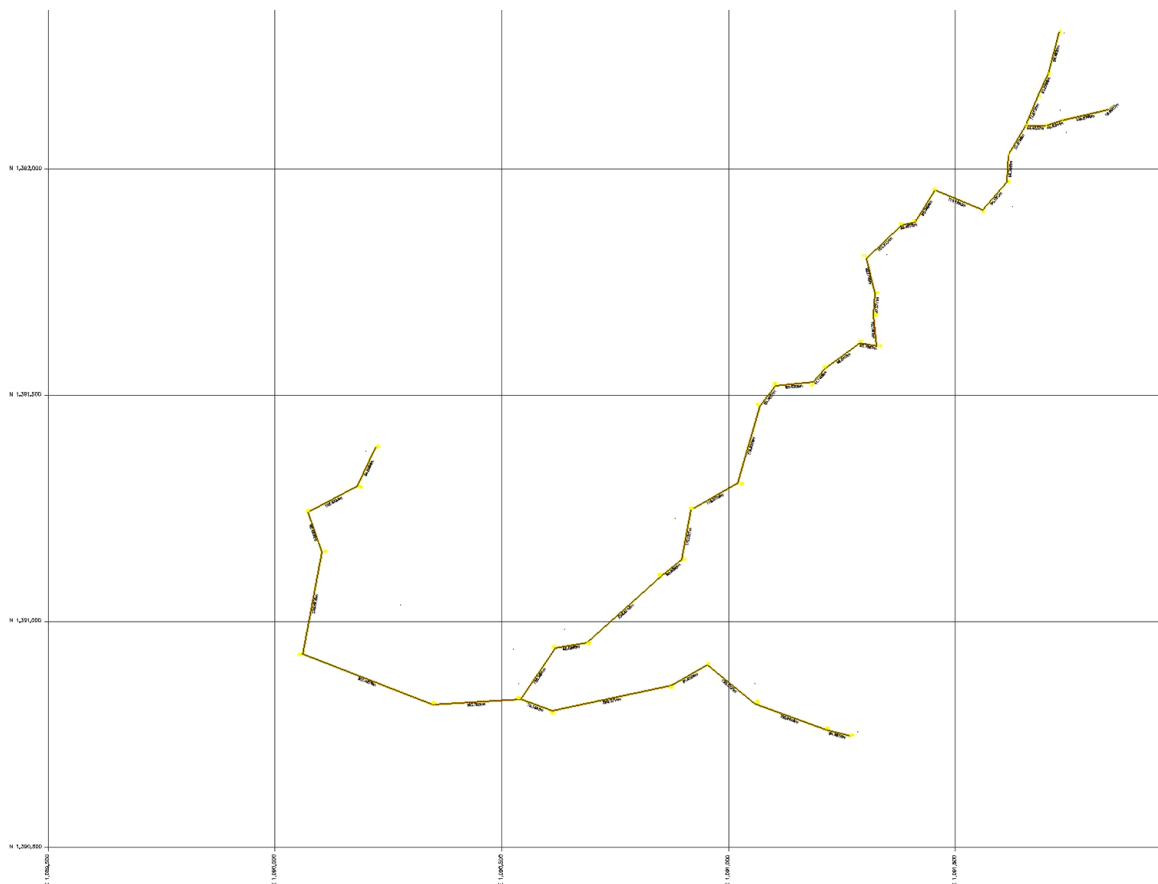
Apéndice 5. Corte de desarenador A-A´

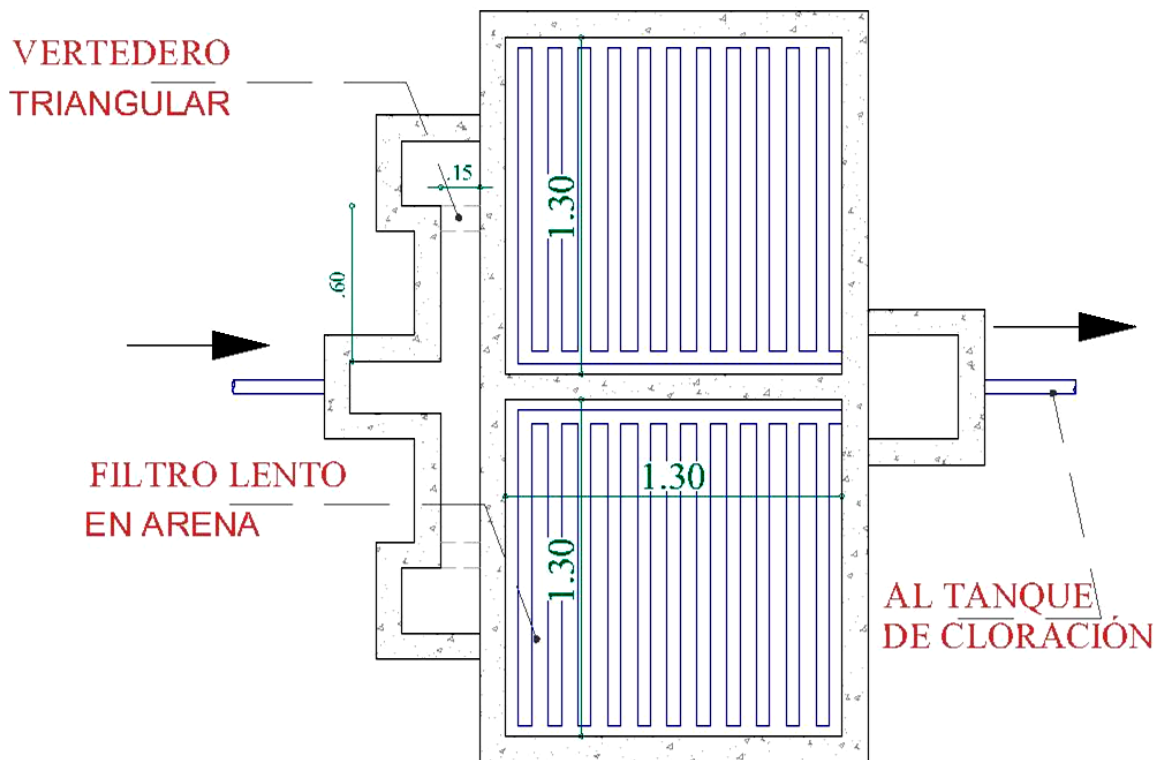
Apéndice 6. Corte de desarenador B-B'

Apéndice 7. Línea aducción captación-desarenador-tanque

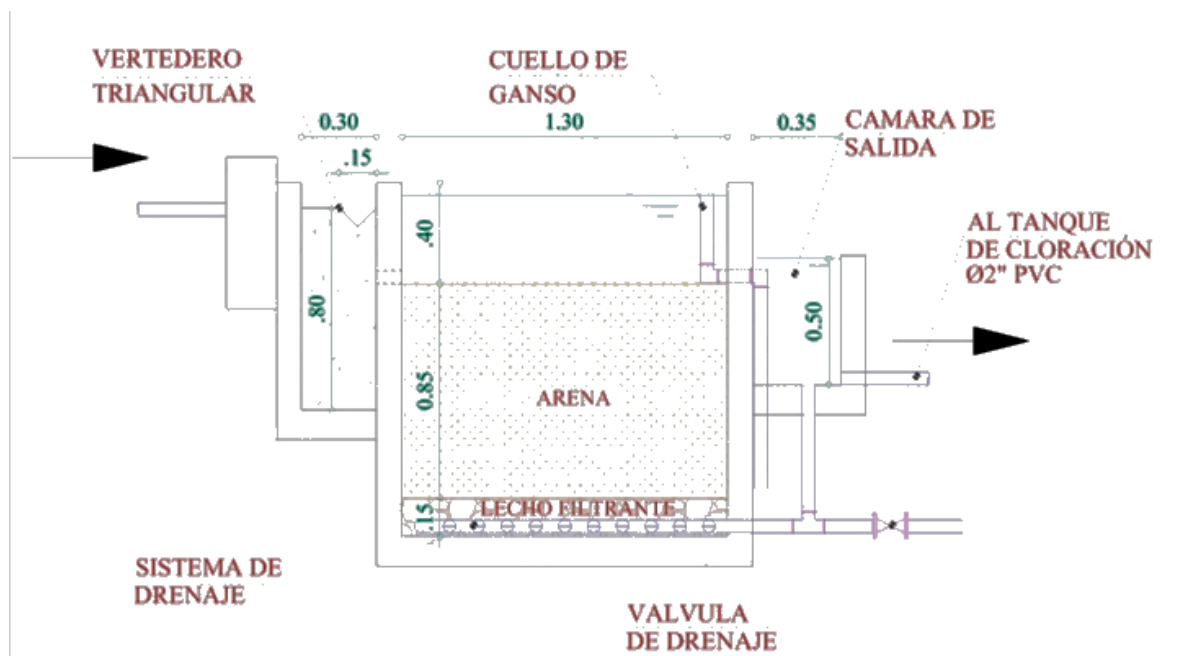


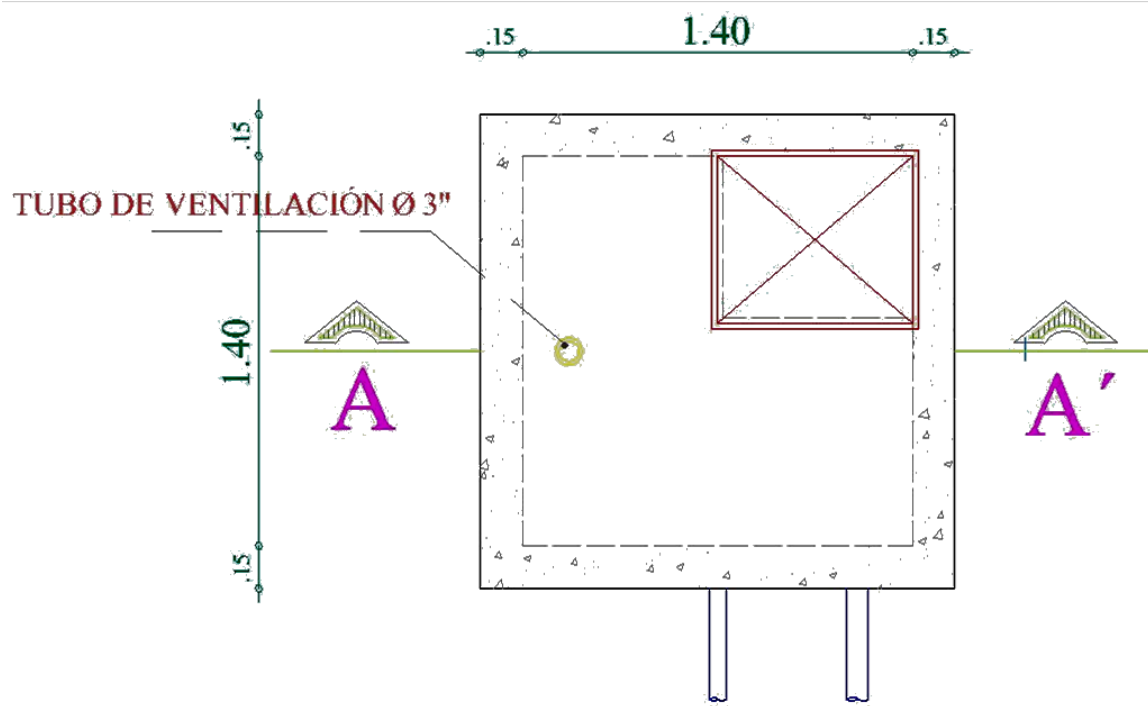
Apéndice 8. Línea de red de distribución.

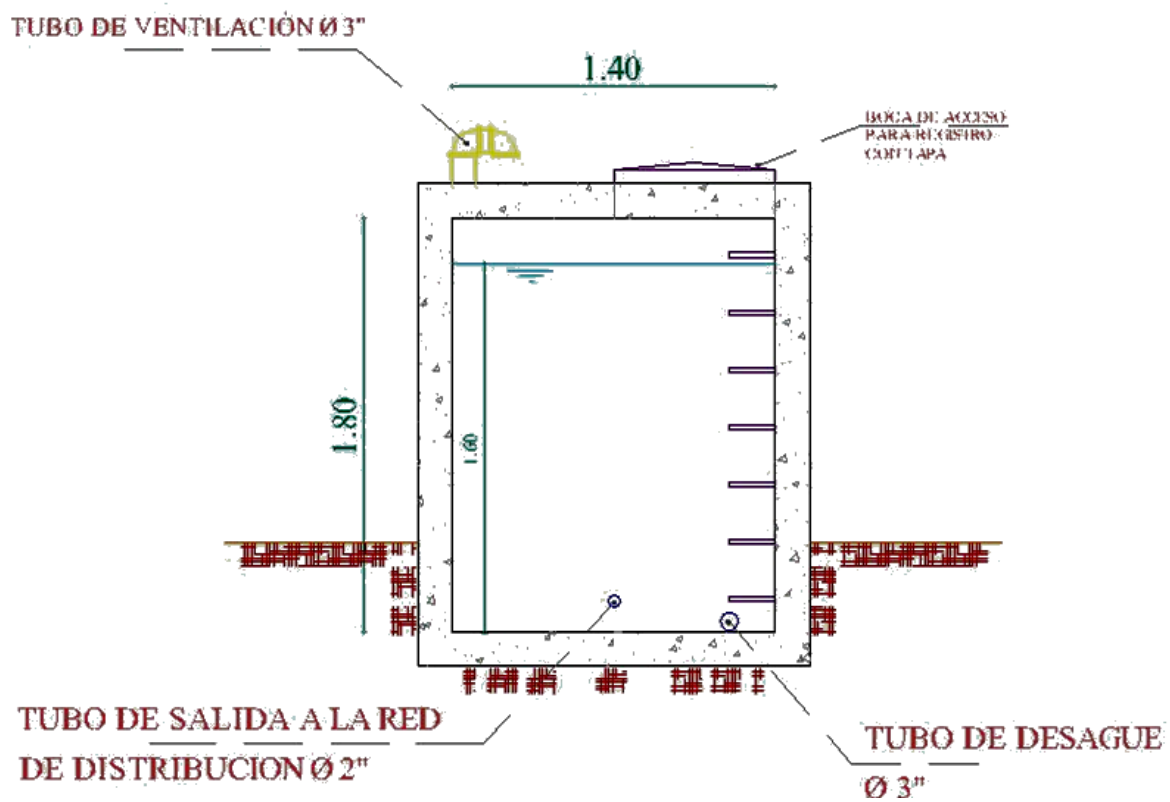


Apéndice 9. Tanque de filtro lento en arena (planta)

Apéndice 10. Corte transversal del tanque de filtración lenta en arena.



Apéndice 11. Tanque de almacenamiento en planta.

Apéndice 12. Corte del tanque de almacenamiento A-A'

Apéndice 13. Análisis fisicoquímicos y microbiológicos.



ServiAnalítica Profesional SAS
NIT. 900 476 024 -4

Ocaña 23 de Marzo 2016

RESULTADOS ANALISIS FISICOQUIMICOS

MATRIZ DE LA MUESTRA: Agua Cruda.

TIPO DE MUESTRA: Puntual **LUGAR:** Viedo 1

TOMADA POR:

HORA: **FECHA:** 18/03/16

SITIO:

SOLICITANTE:

ANALISIS SOLICITADOS: Ver tabla

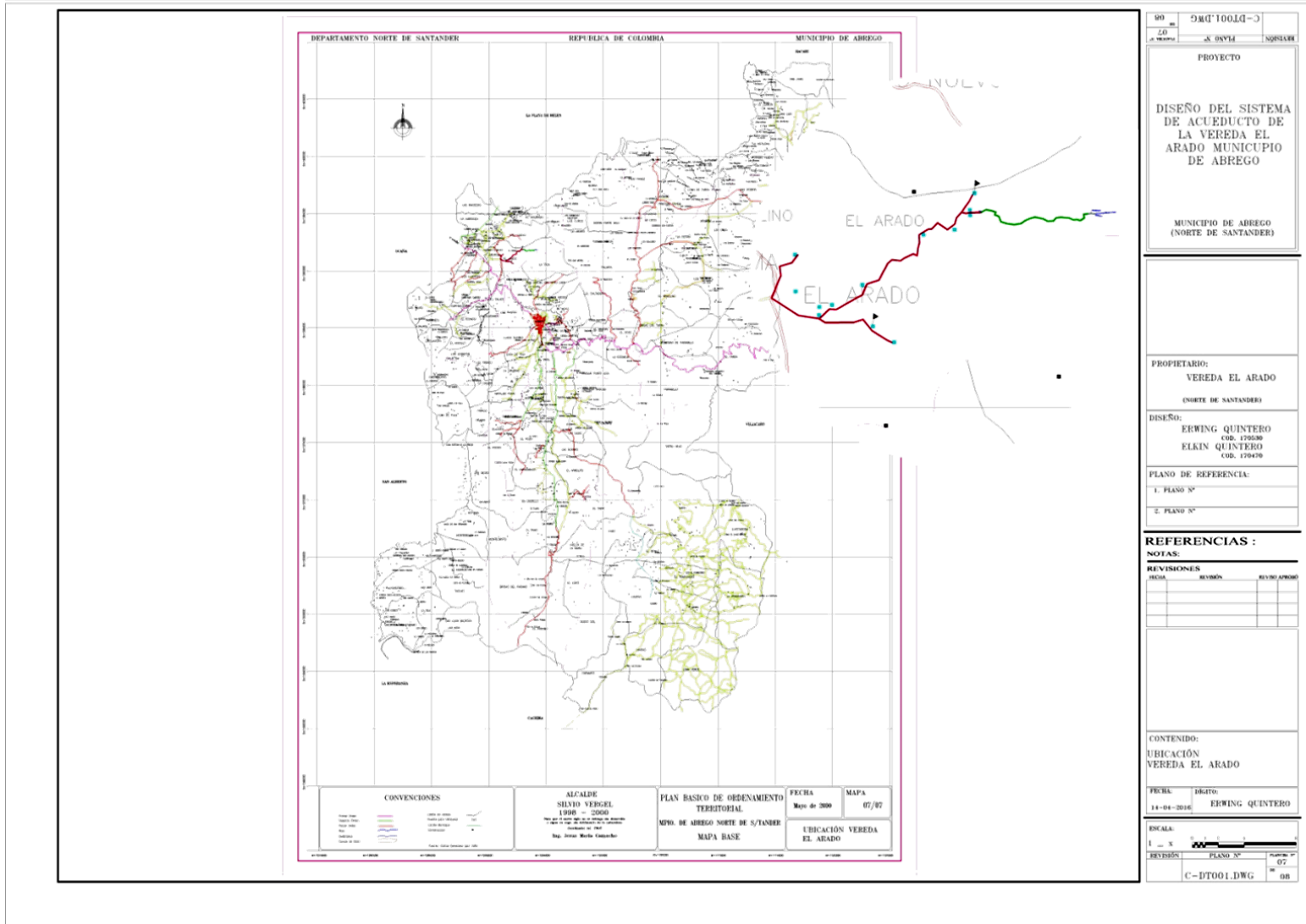
PARAMETRO	UNIDAD	VALOR	METODO
POTENCIAL DE H	pH	7,79	Standard Methods 4500 H + B
TURBIEDAD	UNT	1,15	Standard Methods 2310 B
COLOR	UPC	19	Standard Methods 2120 A
ALCALINIDAD	mg/L	23	Standard Methods 2120 A
DUREZA TOTAL	mg/L	7	Standard Methods 2340 C
NITRATOS	mg/L	6,6	Standard Methods 2510 B
NITRITOS	mg/L	0,02	Standard Methods 4500 NO ₂ B
SULFATOS	mg/L	2	Standard Methods 4500 SO ₄ E
HIERRO TOTAL	mg/L	0,15	Standard Methods 3500 Fe B
CONDUCTIVIDAD	µS/cm	213	Standard Methods 2510 B
DBO ₅	mg/L	0,9	Standard Methods 5210
OXIGENO DISUELTO	mg/L	7,6	Standard Methods 4500 C
COLIFORMES TOTALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
COLIFORMES FECALES	UFC/100 ml	1100	Filtración por membrana
AEROBIOS MESÓFILOS	UFC/100 ml	3600	Filtración por membrana

Análisis fisicoquímicos y microbiológicos de aguas

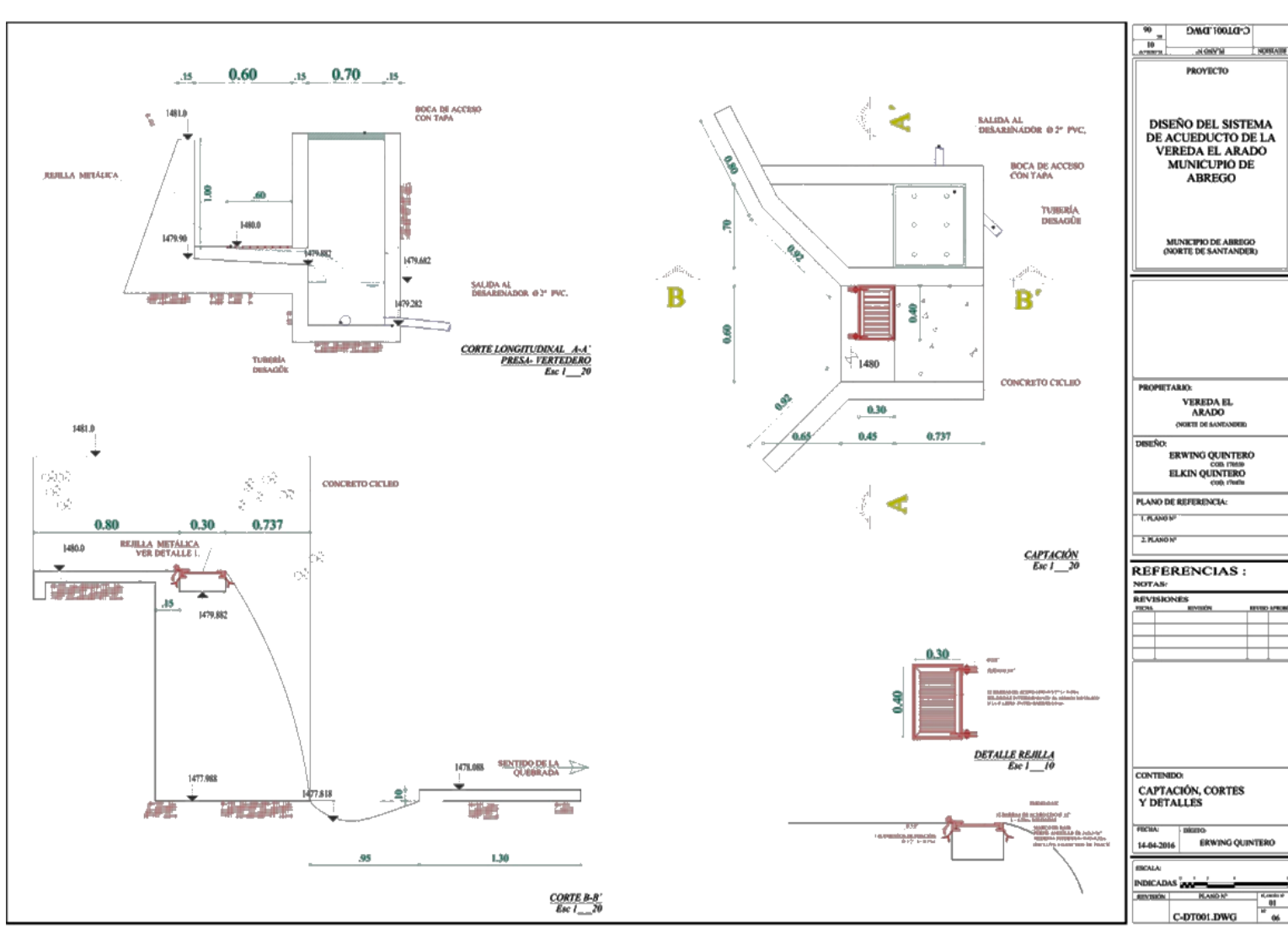
CARLOS ALBERTO PATIÑO P.
Químico

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

Apéndice 14. Planos de la ubicación

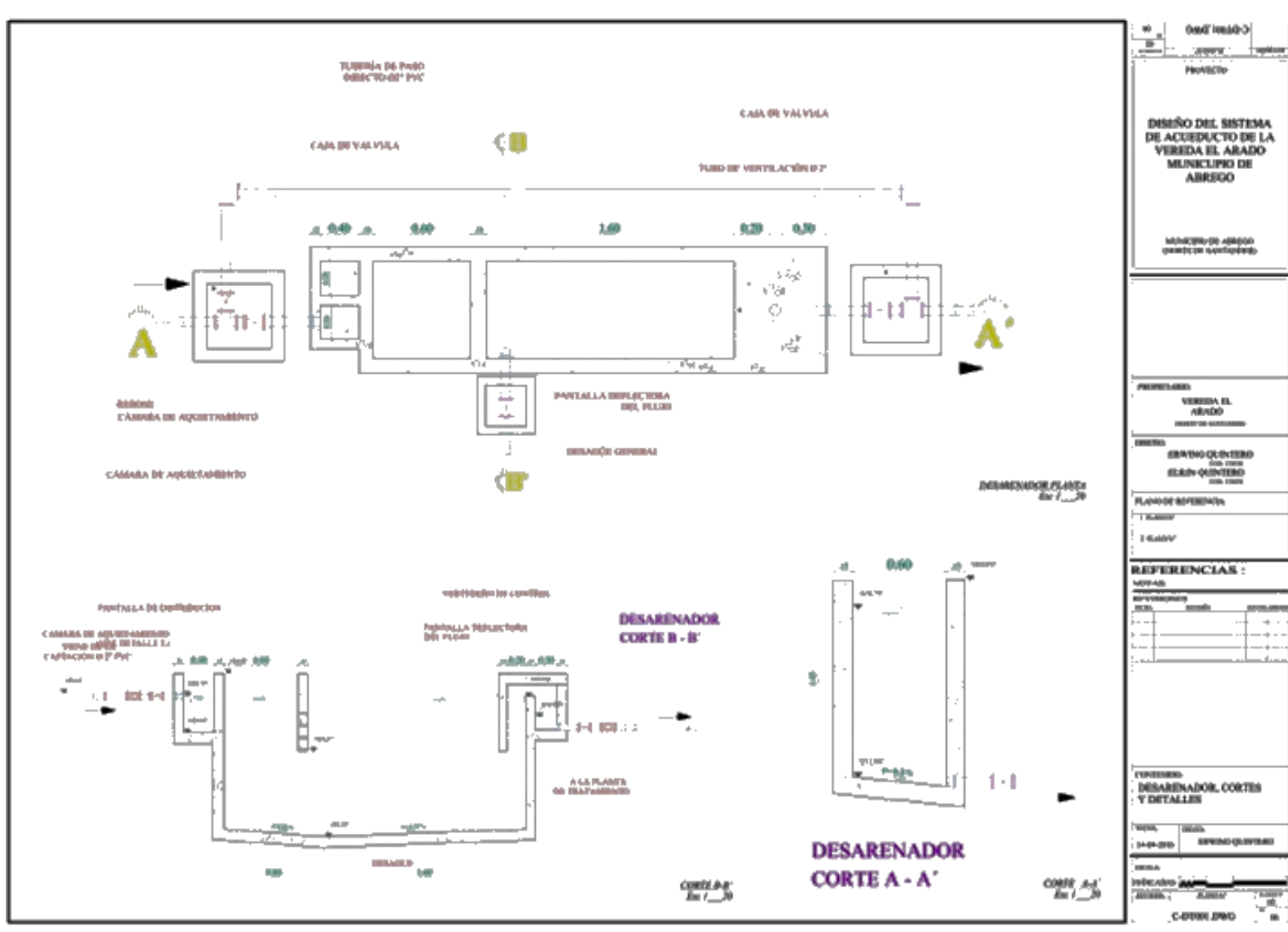


Apéndice 15. Planos de la captación.

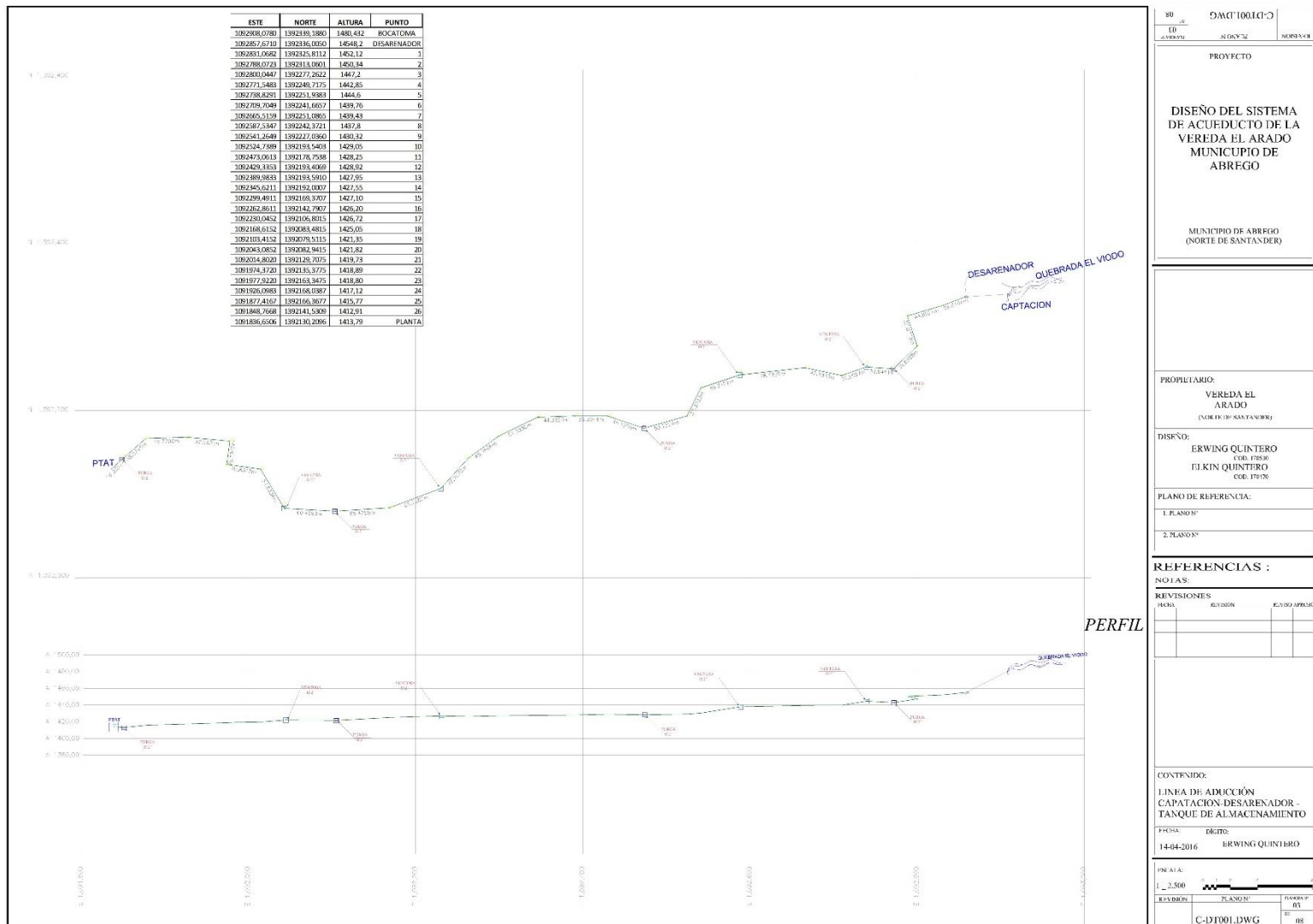


90	DWG 1001.DWG	
10	ACTUALIZACION	NOVA/06
PROYECTO		
DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL ARADO MUNICIPIO DE ABREGO		
MUNICIPIO DE ABREGO (NORTE DE SANTANDER)		
PROPIETARIO:		
VEREDA EL ARADO (NORTE DE SANTANDER)		
DISEÑO:		
ERWING QUINTERO CON FERRON ELKIN QUINTERO CON FERRON		
PLANO DE REFERENCIA:		
1. PLANO N°		
2. PLANO N°		
REFERENCIAS :		
NOTAS:		
REVISIONES		
FECHA	REVISION	REVISOR (NOMBRE)
CONTENIDO:		
CAPTACION, CORTES Y DETALLES		
FECHA:	DISEÑO:	
14-04-2016	ERWING QUINTERO	
ESCALA:		
INDICADAS		
REVISION	PLANO N°	
C-DT001.DWG		

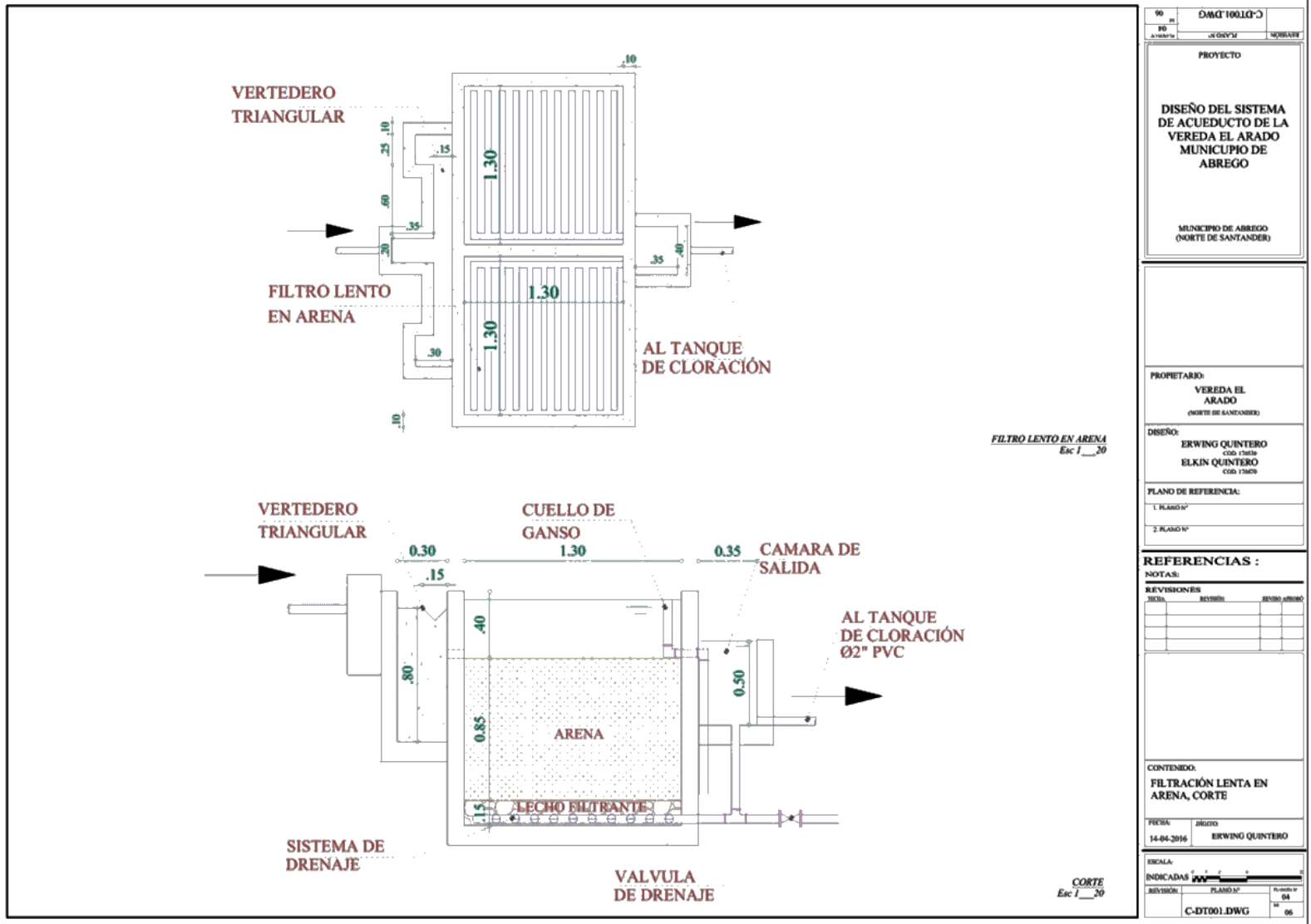
Apéndice 16. Planos del desarenador.



Apndice 17. Perfil de la linea de captacion- desarenador- planta.

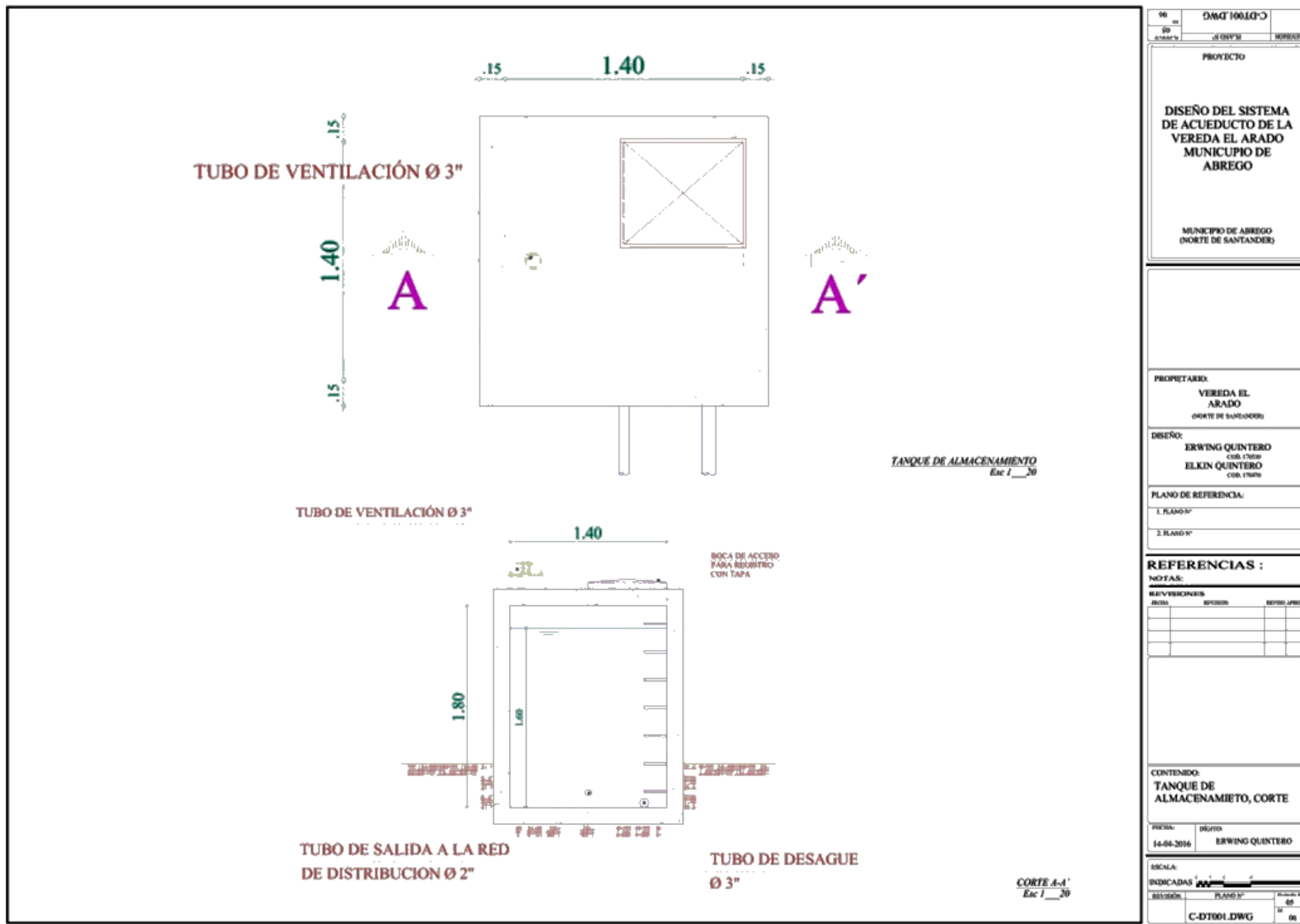


Apéndice 18. Planos del tanque de filtración lenta en arena.

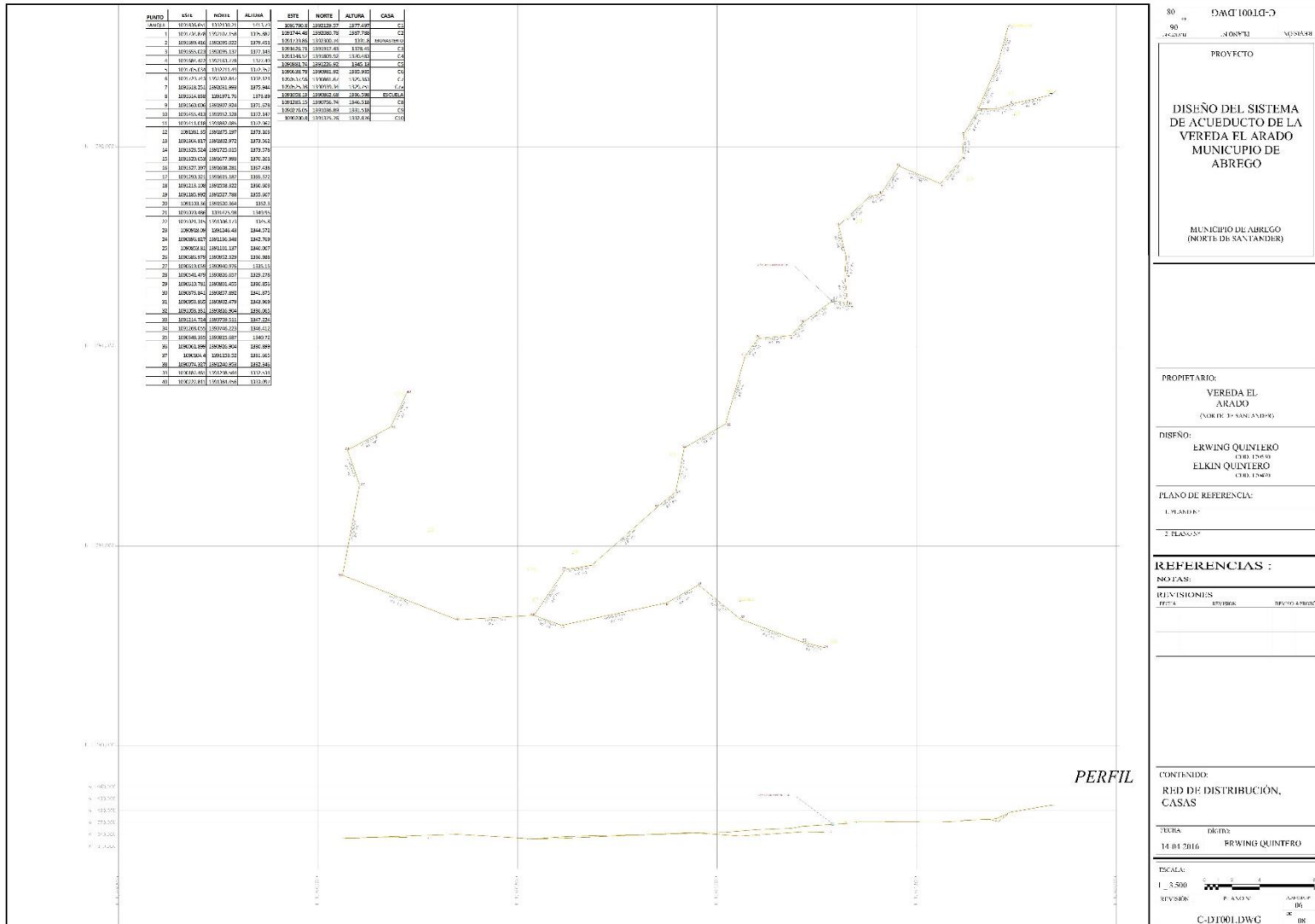


06	C-DT001.DWG	06
PROYECTO	DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL ARADO MUNICIPIO DE ABREGO	
PROPIETARIO:	VEREDA EL ARADO (NORTE DE SANTANDER)	
DISEÑO:	ERWING QUINTERO CIDO 17849 ELKIN QUINTERO CIDO 17849	
PLANO DE REFERENCIA:	1. PLANO 10" 2. PLANO 10"	
REFERENCIAS :	NOTAS:	
REVISIONES	FECHA	REVISOR
CONTENIDO:	FILTRACIÓN LENTA EN ARENA, CORTE	
FECHA:	DISEÑO:	ERWING QUINTERO
14-04-2016		
ESCALA:	INDICADAS	
	PLANO 10"	PLANO 10"
		04
	C-DT001.DWG	06

Apéndice 19. Plano del tanque de almacenamiento.



Apndice 20. Perfil de la red de distribucion



80
90
100

DWG:1001C-C

PROYECTO

DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL ARADO MUNICIPIO DE ABRIGO (NORTE DE SANTANDER)

MUNICIPIO DE ABRIGO (NORTE DE SANTANDER)

PROPIETARIO:
VEREDA EL ARADO
(CORDE 50-SANTANDER)

DISÑO:
ERWING QUINTERO CRO.15470
ELKIN QUINTERO CRO.15470

PLANO DE REFERENCIA:
1. PLANIMETRIA
2. PLANOS

REFERENCIAS:
NO LEYAS:
RESOLUCIONES
DEPTO. DE SANTANDER

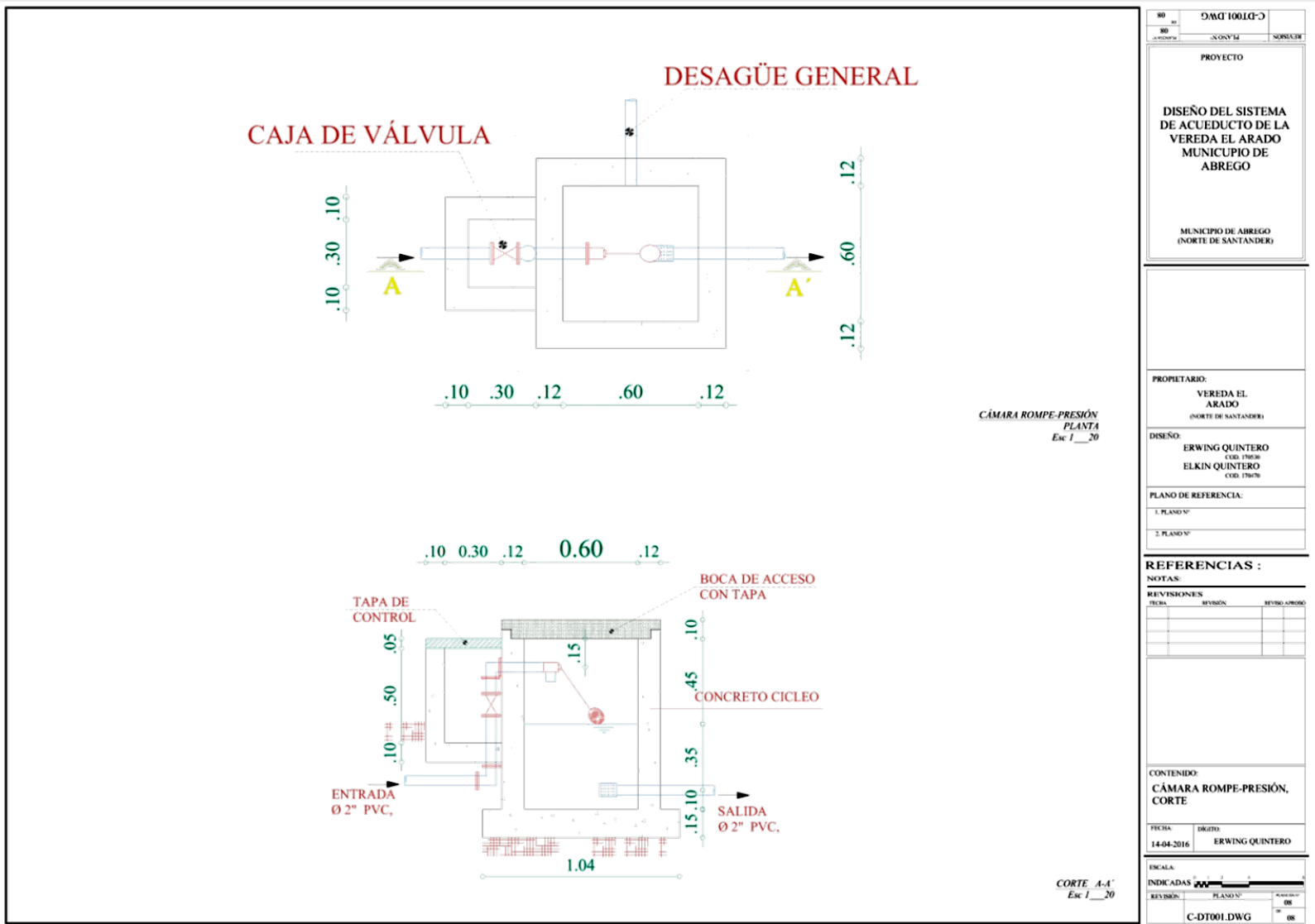
CONTENIDO:
RHD DE DISTRIBUCION, CASAS

FECHA: 14 DE 2016
DISEÑO: ERWING QUINTERO

ESCALA:
1:3.500

C:\D1001.DWG

Apéndice 21. Planos de la cámara rompe-presión.



Apéndice 22. Censo realizado a la población.

CENSO POBLACIONAL			
DEPARTAMENTO:		Norte de Santander	
MUNICIPIO:		Abrego	
VEREDA:		El Arado	
FECHA:		12/01/2016	
N°	SUSCRIPTOR	CANTIDAD HABITANTES	POBLACION FLOTANTE
1	suscriptor 1	4	0
2	suscriptor 2	1	0
3	suscriptor 3	3	0
4	suscriptor 4	3	0
5	suscriptor 5	2	0
6	suscriptor 6	2	2
7	suscriptor 7	3	3
8	suscriptor 8	4	2
9	suscriptor 9	6	4

10	subscriber 10	2	0
TOTAL	10	30	11

Apéndice 23. Presupuesto de la obra en general.

PRESUPUESTO GENERAL DE ACUEDUCTO EL ARADO					
No	DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
OBRAS CIVILES					
1	CAPTACIÓN				
1,1	Manejo y desvío de aguas. Incluye mano de obra, materiales (sacos), transporte y herramienta	GBL	1.00	334150	334150
1,2	Excavaciones a mano en material conglomerado. Incluye mano de obra y herramienta.	m3	12.5	15758.5	196981.25
1,3	Suministro e instalación de rejilla en marco metalico, Incluye Mano de obra, materiales, transporte equipo y herramienta menor	UND	1	209858.61	209858.61
1,4	Concreto 2500 PSI para muros, resanes y empotramiento rejilla	M3	5.17	309192.19	1598523.622
	Subtotal captación				2339513.482
2	DESARENADOR				
2,1	Construcción de muro de pantalla deflectora al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. Incluye materiales, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor.	UND	1	992963.04	992963.04
2,2	Construcción de vertedero de salida a interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. Incluye materiales, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor	UND	1	671482.36	671482.36
2,3	Construcción y suministro e instalación de tuberías y accesorios de PVC, excavaciones, rellenos, construcción de cajas de válvulas, transporte de materiales, mano de obra, equipo.	UND	1	4398257.2	4398257.2
2,4	Construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi. Incluye materiale, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor.	M3	3.16	357919	1131024.04
2,5	Construcción de sobre piso para pendiente interior para evacuación de lodos por la tubería de lavado. Sobre piso en concreto pobre 2000 psi. Incluye materiale, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor.	M3	0.17	4928479.27	837841.4759
	Subtotal desarenador				8031568.116
3	LINEA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN				
3,1	Localización y replanteo. Incluye transporte, equipo, mano de obra y herramienta.	M2	765.504	448.67	343458.6797
3,4	Pintura para protección de tubería (3 manos). Incluye materiales, mano de obra, tansporte y herramienta	ML	1275.84	6380	8139859.2
3,5	Construcción de cajas de ventosas . Incluye excavación, mano de obra, materiales, transporte, equipo y herramienta.	UND	4	390796.71	1563186.84
3,6	Construcción de cajas de purgas . Incluye excavación, mano de obra, materiales, transporte, equipo y herramienta.	UND	4	454415.59	1817662.36
3,9	Suministro e instalación de ventosas Ø2" en tubería PVC Ø2". Incluye accesortios, materiales, transporte, mano de obra y herramienta.	UND	4	673047.59	2692190.36
3,10	Suministro e instalación de purgas PVC Ø2" en tubería PVC Ø2". Incluye accesortios, materiales, transporte, mano de obra y herramienta.	UND	4	727799.41	2911197.64
3,11	Excavación en material conglomerado. Incluye mano de obra y herramienta menor	M3	382.7	15757.5	6030395.25
3,12	Relleno con material común misma excavación	M3	478.44	7878.75	3769509.15
3,13	Suministro e instalación tubería de PVC Ø2" RDE 26	ML	1275.84	23000	29344320
3,15	Válvula Compuerta PVC Ø2"	UND	2	310000	620000
	Subtotal de línea de aducción				57231779.48

4	TANQUES DE ALMACENAMIENTO				
4.2	Tanque de almacenamiento+tanque filtro lento arena	UND	1	8985695.98	8985695.98
					8985695.98
5	RED DE DISTRIBUCIÓN				
5.0	Localización, replanteo, incluye comision topografica materiales y mano de obra.	ML	4614.85	1,782.95	8,228,047.00
					\$ 8,228,047.00
5.2	EXCAVACIONES				
5.1.1	Excavación para la instalación de tubería, conexiones domiciliarias y sondeos en material comun de 0.00 m a 1.20 m de profundidad, Incluye: herramientas menores, equipos, maquinarias y mano de obra.				
5.1.2	Excavación en material comun de 0.00 m a 1.50 m.	M3	621.13	23,740.25	14,745,783.00
					\$ 14,745,783.00
5.3	CAMA O CIMENTACIÓN DE LA TUBERIA				
5.3.1	Cimentacion de la tubería, Incluye: Suministro y compactación del material para la nivelación del fondo de la zanja, ademas de equipos, herramientas menores y mano de obra.	M3	621.13	55,808.65	34,664,427.00
					\$ 34,664,427.00
5.4	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA Y ACCESORIOS PARA ACUEDUCTO.				
5.4.1	SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIA PVC UNION PLATINO.				
5.4.3	Suministro e Instalación de tubería PVC unión platino, presión de trabajo 125 psi, incluye: Materiales, transporte local, equipos, herramientas menores, mano de obra para Tubería PVC unión platino Ø = 2" RDE 32.5.	ML	621.13	28,798.09	17,887,360.00
5.5	SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS EN HD Y PVC.				
5.5.1	ACCESORIOS EN HD				
5.5.2	Tee de 2" x 2" x 2" de Junta Rapida para PVC	Und	1.00	169,598.46	169,598.00
5.6	ACCESORIOS EN PVC				
5.6.1	Union de reparación de 2" (Unión platino x Unión Platino)	Und	7.00	61,494.26	430,460.00
5.6.2	Codo de gran radio 2" x 90 grados (Espigo x Unión Platino)	Und	8.00	80,907.04	647,256.00
					\$ 19,134,674.00
5.7	SUMINISTRO E INSTALACION DE VALULAS				
5.7.1	Suministro e instalacion de valvulas de compuerta elastica de H.D, Ø = 2". J.R. para PVC., incluye material, equipos, herramienta menores, transporte local y mano de obra.	Und	2.00	897,777.13	1,795,554.00
					\$ 1,795,554.00

5.8	CONCRETO				
5.8.1	Concreto de 2500 psi para atraque de accesorios y recubrimiento de tubería incluye: materiales, equipos, herramientas menores y mano de obra.	M3	1.50	561,912.93	842,869.00
					\$ 842,869.00
5.9	RELLENO DE LA ZANJA				
5.9.1	Relleno con material de la misma excavación compactado, incluye: herramientas menores, equipos de compactación y mano de obra.	M3	776.40	15,244.98	11,836,199.00
					\$ 11,836,199.00
7	LIMPIEZA DE LA OBRA Y RETIRO DE SOBANTES.				
7.1	Limpieza y retiro de escombros y material sobrante de excavación incluye: cargue, transporte, herramientas menores y mano de obra.	M3	12.00	20,162.66	241,952.00
					\$ 241,952.00
				TOTAL COSTOS DIRECTOS	\$ 185,965,422.06
				COSTOS INDIRECTOS	
				<i>Administración</i>	15.00% \$ 27,894,813.00
				<i>Imprevistos</i>	2.00% \$ 3,719,308.00
				<i>Utilidad</i>	3.00% \$ 5,578,963.00
				TOTAL COSTOS INDIRECTOS	\$ 37,193,084.00
				VALOR RED DE ACUEDUCTO	\$ 223,158,506.06