

	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A	
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		i(252)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	DIEGO ARMANDO QUINTERO ESTRADA DANIEL EDUARDO PEDROSA BALLESTEROS		
FACULTAD	DE INGENIERIAS		
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL		
DIRECTOR	CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA		
TÍTULO DE LA TESIS	DISEÑO DEL SISTETAMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL LIMÓN DEL MUNICIPIO DE OCAÑA		
RESUMEN (70 palabras aproximadamente)			
<p>EL TRABAJO CONSISTE EN EL DISEÑO DESARROLLADO EN LA VEREDA EL LIMÓN MUNICIPIO DE OCAÑA, DONDE AL IGUAL QUE EN MUCHAS POBLACIONES EXISTE UNA CLARA DEMANDA DE AGUA PARA LLEVAR A CABO ACTIVIDADES PRODUCTIVAS A PEQUEÑA ESCALA, ACTIVIDADES COMO RIEGO, GANADERÍA, PROCESAMIENTO DE PRODUCTOS AGROPECUARIOS O MICROEMPRESAS, PARA ESTE CASO EL CULTIVO AGRÍCOLA ES LA ACTIVIDAD MÁS REPRESENTATIVA EN TODO EL CORREGIMIENTO Y ESTA GENERA INGRESOS QUE DE ALGUNA MANERA CONTRIBUYEN A LA LUCHA CONTRA LA POBREZA.</p>			
CARACTERÍSTICAS			
PÁGINAS:	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM: 1



VÍA ACOLSURE, SEDE EL ALGODONAL, OCAÑA N. DE S.
Línea Gratuita Nacional 018000 121022 / PBX: 097-5690088
www.ufpso.edu.co



DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA VEREDA EL LIMÓN, DEL MUNICIPIO
DE OCAÑA

AUTORES

DANIEL EDUARDO PEDROZA BALLESTEROS

Código 170540

DIEGO ARMANDO QUINTERO ESTRADA

Código 170130

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
INGENIERO CIVIL

Director

CRISTIAN CAMILO OSORIO MOLINA

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos en especial a nuestros padres, familiares y amigos por su apoyo incondicional, por sus consejos, por su amor y por ese esfuerzo que realizaron cuando más lo necesitábamos. Agradecemos al Ingeniero Napoleón Gutiérrez de Piñeres y al ingeniero Cristian Camilo Osorio Molina por su apoyo y su ayuda para que este proyecto fuera posible, quienes con mucha paciencia y dedicación han puesto sus conocimientos a nuestra disposición.

Los autores expresan sus agradecimientos a todas aquellas personas que de alguna u otra forma contribuyeron al éxito de este proyecto a: Carlos Alberto Patiño, Químico de la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña ESPO S.A.

Por su disposición en colaborarnos en la elaboración de los diferentes ensayos de laboratorio. Ingeniero Santander Rincón jefe del área físico operativa de la empresa ESPO S.A quien nos brindó la mano en cuanto a la realización de algunos ensayos que no se realizan en la universidad francisco de paula Santander seccional Ocaña.

Todos y cada una de las personas que apoyaron la idea y fortalecieron el proceso llevado a cabo en esta investigación.

Diego Armando Quintero Estrada, Daniel Eduardo Pedroza Ballesteros

Índice

Introducción	15
Capítulo 1. Diseño del sistema de acueducto de la vereda el limón del municipio de Ocaña	17
1.1. Planteamiento del problema	17
1.2 Formulación del problema.....	18
1.3 Objetivos.....	18
1.3.1 Objetivo General.....	18
1.3.2 Objetivos Específicos	18
1.4 Justificación.....	19
1.5 delimitaciones.....	20
1.5.1 Delimitación conceptual	20
1.5.2 Delimitación geográfica.	20
1.5.4 Delimitación operativa	21
Capítulo 2. Marco Referencial.....	22
2.1 Marco Histórico.....	22
2.2 Marco Conceptual	24
2.2.1 Elementos de un sistema de acueducto.....	24
2.2.2 Usos del agua	28
2.2.3 Dotación neta	30
2.3 Marco Legal	30
2.3.1 Obligatoriedad	32
2.3.2 Sobre otros reglamentos técnicos	32
Capítulo 3. Diseño Metodológico	33
3.1 Tipo de Investigación	33
3.2 Población.....	33
3.3 Muestra.....	33
3.4 Recolección de Información.....	34
3.4.1 Técnicas de recolección de información	34

3.4.2 Instrumentos para la recolección de información.....	34
Capítulo 4. Presentación de resultados	35
4.1 Trabajo de campo.....	35
4.2 Trabajo de oficina.....	36
4.3 Antecedentes	36
4.3.1 Nivel de complejidad.....	37
4.3.2 Priorización del proyecto.....	38
4.4 Información preliminar	40
4.4.1 Ubicación geográfica.....	40
4.4.2 Reseña histórica	40
4.4.3 Vías de acceso y medios de transporte	42
4.4.4 Relieve y topografía.....	43
4.4.5 Geología y suelos.....	44
4.4.6 Hidrología y climatología.....	45
4.4.7 Demografía. Aspectos demográficos.....	46
4.5 Estudio de población y demanda del servicio de acueducto	46
4.5.1 Registros históricos censales.....	46
4.5.2 Tasas de crecimiento	47
4.5.3 Perspectivas de desarrollo	50
4.5.4 Proyecciones de población y consumos	51
4.6. Diseño del sistema de acueducto.....	59
4.6.1. Levantamiento topográfico	59
4.6.2. Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto.....	62
4.6.3 trazado y modelación de la línea de conducción y red de distribución mediante el programa epanet	201
4.6.4 Elaboración del presupuesto de obra	204
Capítulo 5. Conclusiones	208
Capítulo 6. Recomendaciones	212

Referencias.....	217
Referencias Documentales Electrónicas	218
Apéndices	219

Lista de figuras

Figura 1. Mapa.....	21
Figura 2. Panorámica del sitio en estudio.....	42
Figura 3. Bocatoma lateral.....	75
Figura 4. Desarenador.....	85
Figura 5. Torre de aireación.....	104
Figura 6. Floculador hidráulico.....	114
Figura 7. Sedimentador.....	120
Figura 8. Reglilla de aforo.....	127
Figura 9. Retiro del material flotante.....	150
Figura 10. Retiro y lavado de gravas y paredes filtros.....	159
Figura 11. Raspado de la capa superior de la arena.....	160
Figura 12. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante.....	164
Figura 13. Otras alternativas de lavados manuales.....	165
Figura 14. Corte transversal tanque de almacenamiento.....	183
Figura 15. Hipoclorador tipo difusor.....	184
Figura 16. Cloro o hipoclorito de calcio al 33%.....	185
Figura 17. Hilo de nylon.....	185
Figura 18. Tanque de almacenamiento y sistema de cloración. ..	¡Error! Marcador no definido.
Figura 19. Esquema de la red de distribución.....	202

Lista de fotos

Foto 1. Levantamiento. (Tanque de almacenamiento).....	60
Foto 2. Levantamiento topográfico. (Bocatoma).....	60
Foto 3. Ubicación de la captación.....	61
Foto 4. Localización del desarenador.	61
Foto 5. Fuente de abastecimiento.....	62
Foto 6. Aforo de la microcuenca. (Obtención de medidas).	65
Foto 7. Aforo de la microcuenca. (Obtención de tiempo de recorrido).	65
Foto 8. Toma de muestras de agua.....	68
Foto 9. Línea de aducción (bocatoma-desarenador).....	81
Foto 10. Montaje de equipo de jarras.....	112
Foto 11. Línea de aducción (desarenador-filtro y tanque).....	167
Foto 12. Ubicación tanque	174
Foto 13. Usuarios de la red. (Ramal 1).....	196

Lista de gráficas

Gráfica 1. Proyecciones de Población vereda EL Limón	55
Gráfica 2. Proyecciones de caudales.....	59
Gráfica 3. Perfil evaluación hidráulica línea de aducción bocatoma- desarenador, desarenador- filtro, filtro-tanque y línea de conducción tanque- red de distribución.....	193
Gráfica 4. Perfil evaluación hidráulica red de distribución ramal 2.	194
Gráfica 5. Perfil evaluación hidráulica red de distribución ramal 1.	195

Lista de Tablas

Tabla 1.	39
Tabla 2.	39
Tabla 3.	45
Tabla 4.	45
Tabla 5.	49
Tabla 6.	54
Tabla 7.	55
Tabla 8.	58
Tabla 9.	66
Tabla 10.	67
Tabla 11.	79
Tabla 12.	107
Tabla 13.	128
Tabla 14.	129
Tabla 15.	133
Tabla 16.	136
Tabla 17.	141
Tabla 18.	145
Tabla 19.	148
Tabla 20.	149
Tabla 21.	151
Tabla 22.	152
Tabla 23.	154
Tabla 24.	158
Tabla 25.	160
Tabla 26.	163
Tabla 27.	176
Tabla 28.	178
Tabla 29.	190
Tabla 30.	192
Tabla 31.	200

Lista de apéndices

Apéndice 1. Censo SISBEN	220
Apéndice 2. Topografía captación	222
Apéndice 3. Topografía línea de aducción	230
Apéndice 4. Tanque de almacenamiento (planta).....	233
Apéndice 5. Tanque de almacenamiento (corte).....	234
Apéndice 6. Línea de aducción y red de distribución	235
Apéndice 7. Desarenador (planta).....	236
Apéndice 8. Desarenador (corte).	237
Apéndice 9. Captación lateral (planta).....	237
Apéndice 10. Captación lateral (corte rejilla y cámara de recolección)	239
Apéndice 11. Filtro lento en arena (planta).	240
Apéndice 12. Filtro lento en arena (corte).	241
Apéndice 13. Filtro grueso ascendente (planta).....	242
Apéndice 14. Filtro grueso ascendente (corte).	243
Apéndice 15. Floculador hidráulico (planta).	244
Apéndice 16. Floculador hidráulico (corte).	245
Apéndice 17. Sedimentador (planta).....	246
Apéndice 18. Sedimentador (corte).	247
Apéndice 19. Torre de aireación (planta).	248
Apéndice 20. Torre de aireación (corte).	249
Apéndice 21. Estado de nudos. (Software EPANET).....	250
Apéndice 22. Estado de tuberías (Software EPANET)	252

Resumen

El trabajo consiste en el diseño del sistema de acueducto desarrollado en la vereda El Limón del Municipio de Ocaña, donde al igual que en muchas poblaciones existe una demanda de agua para llevar a cabo actividades productivas a pequeña escala, actividades como riego, ganadería, procesamiento de productos agropecuarios. Para este caso el cultivo agrícola es la actividad más representativa en toda la vereda. El alcance del proyecto propuesto es diseñar el sistema de acueducto, en procura del mejoramiento del suministro de agua que reciben los habitantes de la vereda El Limón. Este trabajo es de vital importancia para la comunidad ya que actualmente no cuentan con un sistema de tratamiento y estructuras que garanticen la potabilidad del agua que esta comunidad consume. Los parámetros que se establecieron en el proyecto permitirán definir la situación a futuro del sistema de acueducto, partiendo de los análisis de las características generales de la vereda y de cada uno de los componentes del sistema en el diseño, desde la captación hasta la red de distribución para comprender su dinámica y así determinar su óptimo diseño. Este documento se convierte en una propuesta básica inicial que sirve de partida para la implementación de una solución metodológica, estructural e integral para el buen funcionamiento y desarrollo en la prestación del servicio de agua potable en la vereda El Limón. La investigación además sugiere la identificación y priorización de los componentes que afectan la pureza de la fuente receptora de agua analizando desde este punto de vista el tratamiento y manejo que se le debe hacer a la fuente para garantizar la distribución del líquido en condiciones aptas para el consumo de los habitantes de la vereda.

Introducción

Tener un sistema de abastecimiento de agua potable, nos ayuda a mejorar nuestra calidad de vida, hace que las condiciones de salud e higiene sean buenas y por lo tanto que se disminuya el número de mortalidad por causa de las enfermedades causadas por el consumo de agua contaminada y mala disposición de aguas residuales y basuras.

El diseño de acueductos, es una base importante para el desarrollo integral de una comunidad, la construcción de un sistema adecuado para el suministro de agua potable que cuente con todos los elementos técnicos se hace indispensable para mejorar la calidad de vida de una población, a raíz de esto el hombre a partir de conocimientos y experiencias ha podido desarrollar métodos para la construcción de dichas estructuras. Por tal motivo se ha querido desarrollar una solución viable para el abastecimiento de agua al área de estudio que se encuentra en la vereda El Limón.

La metodología empleada en el desarrollo del proyecto fue, recolección de información básica obtenida mediante técnicas, como entrevistas realizadas a la comunidad e inspección visual al área de estudio. Con el fin de conocer el estado de la fuente de abastecimiento, se tomaron muestras para determinar la calidad del agua mediante los respectivos ensayos. Se realizaron mediciones generales para determinar el trazado de la red y las posibles localizaciones de las estructuras que componen el sistema de acueducto.

Finalmente se realizó el diseño de los componentes del sistema de acueducto para la vereda El Limón con base en los resultados obtenidos mediante cálculos y uso de software aplicable a

este tipo de proyecto, además de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos que nos proporcionaron información valiosa en cuanto a la calidad de la fuente y el diseño del mismo.

Capítulo 1. Diseño del sistema de acueducto de la vereda el limón del municipio de Ocaña

1.1. Planteamiento del problema

Desde su creación y fundación la vereda El Limón ha estado sometida a un grave problema de salud pública el cual es la inexistencia de un sistema de acueducto, en varias ocasiones se han destinado recursos técnicos y humanos para intentar iniciar con los estudios de pre factibilidad cumpliendo especificaciones técnicas de diseño y construcción, así como adelantar acciones, actividades, y gestiones para adecuar la prestación del servicio bajo buenas condiciones de operación y administración en cumplimiento de la ley 142 de servicios públicos.

El mayor problema es la inexistencia de tratamiento de agua potable, motivo por el cual se le suministra el agua a la población tal como se encuentra en la quebrada El Limón, con características fisicoquímicas y bacteriológicas no aptas para el consumo humano, situación muy grave y que es la principal razón de afectación de la salud y desmejoramiento de la calidad de vida.

Los pobladores de la vereda desconocen los medios apropiados para verificar el cumplimiento de los parámetros físicos y químicos del agua y la exigencia de inversiones que garanticen la excelente prestación de este servicio público así como los medios adecuados para llegar a solicitarlos, es por eso que la Universidad Francisco de Paula Santander seccional Ocaña en cabeza del ingeniero Cristian Camilo Osorio Molina como director del proyecto y de los estudiantes Diego Armando Quintero Estrada y Daniel Eduardo Pedroza Ballesteros buscaran

alternativas y soluciones que permitan a los pobladores conocer el problema que los aqueja y las acciones pertinentes a realizarse.

1.2 Formulación del problema

¿Cómo podría contribuirse a través de un estudio, en el diseño de un sistema de acueducto en la vereda El Limón?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General. Diseñar el sistema de acueducto de la vereda El Limón del Municipio de Ocaña Norte de Santander.

1.3.2 Objetivos Específicos. Realizar el levantamiento topográfico para la zona de estudio.

Diseñar la bocatoma lateral como fuente de abastecimiento para el sistema de acueducto.

Elaborar el presupuesto de obra para el sistema propuesto.

Modelar la línea de conducción en el software para sistemas de distribución de agua potable EPANET 2.0.

Diseñar el sistema de tratamiento de agua potable para la vereda El Limón.

Implementar un manual para el correcto funcionamiento del acueducto.

1.4 Justificación

El suministro de agua apta para el consumo humano es un factor esencial para mejorar la salud pública y facilitar el desarrollo económico, particularmente en regiones donde la gran parte de la población está afectada por enfermedades relacionadas con el agua.

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

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.

Es de carácter urgente y prioritario la ejecución de este proyecto para solucionar el problema de distribución de agua potable en la vereda El Limón debido al alto grado de falencias en la parte técnica; 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, además el diseño del acueducto se justifica porque el sistema tiene las siguientes características:

-Suministro de agua no tratada a la población por la inexistencia de Planta de Tratamiento de Agua Potable. El agua de la fuente recibe heces fecales de ganado vacuno y otros animales además de químicos que son utilizados en los cultivos aledaños a la fuente.

-El caudal que se capta y llega al casco rural puede en algún momento por condiciones climatológicas no ser suficiente para atender la demanda actual y futura, lo que implica obligatoriamente a establecer racionamiento.

-Falta de cultura por parte de la población respecto al uso del agua.

-Falta de capacidad para el manejo integral de la prestación del servicio.

1.5 delimitaciones

1.5.1 Delimitación conceptual. El proyecto estará enfocado en el estudio del sistema de acueducto que consta de obra de captación (bocatoma lateral), línea de aducción, desarenador, planta de tratamiento y red de distribución de la vereda El Limón, del municipio de Ocaña (Norte de Santander).

1.5.2 Delimitación geográfica. El Limón es una vereda ubicada al nor – occidente del casco urbano del Municipio de Ocaña, a siete kilómetros por la vía secundaria que conduce a Convención y a 1.3 kilómetros antes de la llegada del aeropuerto de Aguas Claras en sentido S-N, tiene coordenadas 8° 18' 15.90'' N y 73° 21' 19.84'' O, con una elevación de 1130 metros sobre el nivel del mar. El estudio está limitado al sistema de acueducto de la vereda.



Figura 1. Mapa

Nota Fuente: GOOGLE EARTH

1.5.3 Delimitación temporal. .Esta investigación se llevara a cabo en un periodo de 9 meses, iniciando en el mes de Junio del 2015, en donde se desarrollaran las actividades señaladas en el cronograma.

1.5.4 Delimitación operativa. Dispersión en la información documental existente.

La problemática de orden público que sufre el país puede llegar a ser una limitante que impida el libre desplazamiento por la zona de estudio.

La descoordinación existente entre los organismos inherentes al tema objeto del estudio.

La limitada o escasa información sobre registros censales en el área de estudio.

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., mandó construir un acueducto que abasteciera de agua su capital, Nínive. Por la misma época, Ezequías, rey de Judá entre 715 y 686 a.C., aproximadamente, edificó a su vez un acueducto que lleva el agua a Jerusalén. Pero el sistema de transporte de agua más extenso de la antigüedad fue quizá el construido por los romanos. El primero que construyeron, Agua Apia, era un acueducto subterráneo de 16 km de longitud. Fue erigido durante el mandato de Apio Claudio (llamado el Ciego), por lo cual se llamó posteriormente Vía Apia, hacia año 310 a.C. El primer acueducto romano que transportaba el agua sobre la superficie del suelo fue el Agua Marcia, en Roma; tenía una longitud de 90 km y fue construido por el pretor Marcio en el año 144 a.C. La sección de este acueducto, soportada por puentes, medía unos 16 km. Diez acueductos suministraban agua a la antigua ciudad de Roma, unos 140.000 m³ de agua al día. En la actualidad se encuentran porciones de ellos que todavía están en funcionamiento, y proporcionan agua a las fuentes de Roma. Los antiguos romanos también construyeron acueductos en otros lugares de su imperio, muchos de los cuales se mantienen todavía en buen estado: el acueducto sobre el canal de Francia; el de Segovia en España y el de Éfeso en Turquía. (Gómez de Somorrostro, 1861, pág.29)

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

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

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

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

Además el sistema no cubría la demanda del grueso de la población, pues aún se mantenían los pequeños acueductos barriales independientes, que operaban por medio del sistema de concesión privada. (Martínez, 1976, pág. 93)

2.2 Marco Conceptual

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

Se llama sistema de acueducto porque tiene varios componentes o construcciones, cada uno de los cuales cumple una función.

Un sistema de acueducto como lo mencionamos antes, necesita de una cantidad y variedad de obras o construcciones. Cada una de estas obras hace parte del aspecto técnico, y cumple una función específica como captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir el agua potable a nuestros hogares. (Popayán, 2016)

2.2.1 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 la microcuenca es la fuente de abastecimiento de agua en una región. Sin ella es imposible tener agua en las casas.

La microcuenca es el área geográfica mínima por la cual el agua se desplaza a través de drenajes con una salida principal llamada nacimiento o desagüe. Cuando este desagüe o río desemboca en otros cuerpos de agua mayores, como un lago, otro río, una ciénaga, o desemboca en el mar, hablamos de una cuenca. La cantidad de agua de una microcuenca depende de la

presencia o no de vegetación y la conservación de los suelos. Los suelos pueden contaminarse con agroquímicos, aguas residuales y basuras, entre otros.

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. (Territorial, 2000).

La aducción. Las tuberías que llevan el agua hasta el desarenador se llaman de aducción, y son el tercer componente del sistema de acueducto. (Territorial, 2000).

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. (Territorial, 2000).

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. (López Cualla, 1995)

La planta de tratamiento. La búsqueda de sistemas de bajo costo con una operación y manejo sencillo condujo al desarrollo de la Filtración en Múltiples Etapas (FIME), una combinación de Filtración Lenta en Arena y de filtros de grava. El desarrollo de la FIME

comenzó en América Latina en los 80 con prometedores resultados y en 1986, un sistema experimental con unidades a escala piloto fue construido por el Instituto Cinara de la Universidad del Valle, Colombia como parte de un proyecto de investigación y desarrollo con el fin de establecer el potencial de la filtración en grava para superar las limitaciones de la filtración lenta en arena. Los resultados prometedores que arrojó este estudio llevaron a iniciar el desarrollo de una investigación más profunda en ese sentido, coordinada por el Instituto Cinara y apoyada por el gobierno de Holanda y algunas instituciones en Colombia, comenzando así el estudio exhaustivo de esta nueva tecnología. (Pardón, 1989).

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. (R & Evett, 2011).

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. Arboleda, C. (2008). Manual de Diseño de acueductos. Bogotá, Colombia: Eco ediciones.

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. (Silva, 1975).

Podemos resumir los componentes del acueducto de acuerdo a sus funciones en:

La microcuenca o el área del que tomamos el agua.

Las obras que captan o conducen el agua a las viviendas.

Las obras para potabilizar y almacenar el agua.

2.2.2 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.

- La dotación por uso residencial debe incluir el riego de jardines.

- Las variaciones que sean propuestas por el diseñador a las dotaciones antes establecidas 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.

2.2.3 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.

[2.3 Marco Legal](#)

Por 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, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado. (Artículo 3 RAS-2000).

Los aspectos legislativos sobre el cual se enmarca este proyecto tienen como soporte la ley 142 de 1994, referente a la prestación de los servicios públicos domiciliarios, el decreto 1575 de 2007 y más específicamente la resolución 2115 del 22 de Junio de 2007; por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano. 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 micro biológica, por el no cumplimiento de los valores aceptables establecidos en la resolución.

También a lo referente a la Resolución 0631 del 2015 por la cual se establecen los parámetros y valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones.

2.3.1 Obligatoriedad. La información aquí presentada se basa en lo dispuesto en el Reglamento Técnico RAS – 2000, y en especial el Título A y B acto resolutivo mediante el cual el Ministerio de Desarrollo Económico lo adopta y le confiere Carácter Oficial Obligatorio para su aplicación en todo el territorio nacional. Los requisitos, procedimientos, prácticas y Reglamentos Técnicos contenidos o mencionados en este título, tienen el carácter de disposiciones obligatorias.

2.3.2 Sobre otros reglamentos técnicos. El presente Reglamento hace referencia al Decreto 1575 de 2007, expedido por los Ministerios de Salud y Desarrollo Económico por el cual se expiden las Normas Técnicas de Calidad del Agua Potable, las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-2010) de la Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998 (Artículo 7 RAS- 2000).

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo de Investigación

El tipo de investigación utilizado para la realización de este proyecto es la descriptiva, pues se realizó la aplicación técnica de los elementos básicos para el diseño de un acueducto en la vereda El Limón.

3.2 Población

La población enmarcada dentro de este proyecto son personas que combinan las formas de vida del campo y la ciudad con un bajo nivel de vida. 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 Limón cuenta con una población en toda su área de 70 habitantes 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 base de estudio la vereda El Limón que cuenta con un área poblada relativamente pequeña, se tomará 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

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

La observación: Basados en una observación rigurosa de la zona de estudio se podrá tener un parámetro para identificar la ubicación de la captación y el perfil del terreno para la posterior instalación de la tubería.

La entrevista: diálogo directo con las autoridades locales (presidente y vicepresidente de la junta de acción comunal) acerca de la problemática que se viene presentando por la falta de un sistema de acueducto, y la deficiencia en la potabilización del agua.

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

- Levantamientos topográficos. (Carteras de Campo).
- Planos del Municipio donde se plasma el terreno actual para el diseño del acueducto.
- P.B.O.T.
- R.A.S. 2000.
- Ficha de campo preliminar, para verificar el estado actual del terreno y su proyección futura (2015-2040).

Capítulo 4. Presentación de resultados

El proyecto parte de una investigación de campo en donde se busca conocer, describir y recopilar información de tipo técnico sobre el terreno y el sistema de abastecimiento de agua, luego se realiza la toma de muestras de agua en el sitio de la captación. Posteriormente se proyecta la elaboración de los análisis fisicoquímicos y bacteriológicos de las muestras tomadas para tener información sobre la calidad de agua que se tiene.

Con base en la información que se obtenga de lo expuesto anteriormente se realiza un trabajo de oficina que busque definir una alternativa común para diseñar los sistemas de abastecimiento de agua potable, en donde se elaboren diseños que sirvan de base para la implementación del plan de mejoramiento.

4.1 Trabajo de campo.

Inicialmente el trabajo comenzó con el desplazamiento al centro poblado mencionado en este estudio, específicamente a conocer y realizar un registro de variables técnicas y de fotografías del terreno existente en la zona.

Primero se visitó el sitio donde quedará la captación, en donde se realizó un aforo que permita conocer el ofrecimiento de caudal al sistema y se reconstruye en planta y perfil el terreno, se realizó una toma de muestra del líquido en el sitio de la captación, que posteriormente se llevó al laboratorio para conocer sus características fisicoquímicas y bacteriológicas antes de cualquier proceso de potabilización.

Seguido se recorrió el terreno para la aducción para conocer el tipo y la forma de la misma, se tomaron algunos datos técnicos.

Por último se hizo un trabajo más completo y específico en lo que forma parte del sistema de tratamiento, determinando el sitio apropiado por las condiciones topográficas del terreno para la posterior construcción de la planta de tratamiento.

4.2 Trabajo de oficina

Este componente tiene dos aspectos importantes: La elaboración y análisis de los ensayos fisicoquímicos y bacteriológicos de cada una de las muestras tomadas en los procesos de campo en un laboratorio y la elaboración de los cálculos, diseños y de las alternativas de solución que se generen.

Los resultados fisicoquímicos y bacteriológicos se analizaron por parte del equipo del proyecto, con el fin de estudiar paso a paso los procesos a realizar para el mejoramiento de la calidad de agua y definir así ventajas y desventajas de cada sistema propuesto de tratamiento de agua.

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

4.3 Antecedentes

4.3.1 Nivel de complejidad. El Ministerio de Desarrollo, con apoyo de entidades oficiales, públicas o privadas elaboró el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S), el cual fue adoptado por resolución 0822 del 6 de agosto de 1998, y sometido a revisión desde noviembre de 1998, en armonía con el sistema de normalización, certificación y metrología, por parte de la junta técnica asesora del reglamento, siendo nuevamente adoptado por el ministerio de desarrollo por resolución No 1096 del 17 de noviembre del 2000.

El R.A.S. 2000 tiene por objeto señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al sector de agua potable y saneamiento básico y sus actividades complementarias marcadas en el artículo 14, numerales 14.19, 14.22, 14.23 y 14.24 de la ley 142 de 1994, que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado.

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. Uno de los pasos allí establecidos es asignar el nivel de complejidad del proyecto, capítulo A.3 del R.A.S 2000, el cual está en función de la población proyectada en la zona y de la capacidad económica de los usuarios.

Por población. La población proyectada para la vereda El Limón determinada en el presente estudio nos concluyó que se encuentra en el rango menores de 2500 habitantes estipulado por la norma RAS de donde se clasifico en el nivel de complejidad bajo.

Clasificación: (población < 2500 hab). Nivel bajo.

Por capacidad económica. En cuanto a la estratificación en la zona rural 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. Se toma el más alto de las dos evaluaciones. (R.A.S. A.3.2).

4.3.2 Priorización del proyecto. Se debió considerar los valores límites de variables recomendadas para evaluar el proceso de priorización, los cuales se encuentran en el cuadro 1. Evaluadas las necesidades más sentidas de la vereda, en cuanto a atención del sector de agua potable y saneamiento básico, se concluye y justifica que la prioridad en ejecución de proyecto la tiene el diseño del acueducto, con el objeto de suministrar agua con un mejor tratamiento y reducir las pérdidas en el sistema para poder ampliar la cobertura del servicio brindando un servicio con cantidad, continuidad y calidad.

Tabla 1.

Valores límites para evaluar priorización de ejecución de proyectos de Agua Potable y Saneamiento Básico (R.A.S).

Parámetro	símbolo	Nivel bajo
Cobertura agua potable	Cob. AP	95%
Regazo entre cobertura de alcantarido respecto a agua potable	AP-AL	10%
Cobertura de recolección de desechos solidos	Cob.RDS	95%

Nota Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS.

4.3.3 Alcance y actividades complementarias. Definido el nivel de complejidad, la justificación, los objetivos y priorización del proyecto, es necesario definir las actividades complementarias destinadas a mejorar la eficiencia del servicio, las cuales serán las mostradas en el cuadro 2.

Tabla 2.

Actividades según nivel de complejidad.

ACTIVIDAD	NIVEL DE COMPLEJIDAD	% DE DESARROLLO
Aumento cobertura de agua potable	Bajo	95%
Cobertura micro medición	Bajo	100%
Cobertura macro medición	Bajo	100%
Perdidas máximas en aducción	Bajo	5%
Perdidas máximas totales	Bajo	25%

Nota Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico R.A.S.

Adicionalmente se deberán ejecutar entre otras las siguientes actividades:

Programa de reducción de pérdidas, con control de fugas, desperdicios y agua no contabilizada.

Verificación de dotaciones de consumo real y diseño del sistema con dotación cumpliendo con el R.A.S. 2000.

Plan dirigido a reducir el consumo de agua según la ley 373 de 1997, utilizando instrumentos de bajo consumo y campaña de ahorro de agua.

4.4 Información preliminar

4.4.1 Ubicación geográfica. La vereda El Limón está ubicada al nor – occidente del casco urbano del Municipio de Ocaña, a siete kilómetros por la vía secundaria que conduce a Convención. Su población es de escasos recursos y la mayoría de las viviendas son construidas en tapia pisada, ladrillo y bloque.

4.4.2 Reseña histórica. No se tiene un registro histórico concreto de la fundación de la vereda El Limón, pero esta se enmarcará en la historia del corregimiento de aguas claras a quien pertenece dicha vereda, se sabe que la transición de aldea a Corregimiento se dio a finales de la década de los 20 principio de los 30.

Entre 1916-1917 se comenzó a construir la iglesia de Aguas Claras en los tiempos del curato del presbítero D. Guillermo Fajardo este mismo lo concluyó y lo ornamentó, actualmente Aguas Claras es parroquia llamada San Juan Eudes, oficia como párroco el padre Rafael Casadiego Cervantes.

En 1929 se inauguró el tramo de la carretera Ocaña-Aguas Claras facilitando el acceso y el transporte de materiales, víveres y de la misma comunidad.

En 1952 se inaugura la pista del aeropuerto ubicado en el Corregimiento de Aguas Claras trayendo consigo aires de desarrollo.

Aguas Claras tiene 16 veredas que son: Pie de Cuesta, Alto de San Jacinto, La Onda, Las Chircas, El Salao, El Rodeo, El Limón, Sta. Rita, Cotorreras, Llano Alto, Cerro de las Flores, Lagunitas, Alto de la Trinidad, La Esperanza, Llano Verde y Limonera, la gran mayoría de ellas dedicadas a la agricultura desde tiempos inmemorables y que se ha convertido en la base de la economía de la comunidad y su principal fuente de trabajo. (Fuente extraída del museo Antón García de Bonilla, Ocaña Norte de Santander).



Figura 2. *Panorámica del sitio en estudio.*

Nota Fuente: Google Earth.

4.4.3 Vías de acceso y medios de transporte. Desde Cúcuta la ciudad capital del departamento se puede seguir las siguientes rutas para llegar a la vereda El Limón.

De Cúcuta a Ocaña hay 193 km de vía pavimentada en un 100% en MDC-2.

Sardinata - Ocaña se encuentra en buen estado en un recorrido de 2 horas aproximadamente, Alto del Pozo PR69+0000– Acolsure (Ocaña) PR00+0000 69 kilómetros 100% pavimento asfáltico, con 2 horas de recorrido.

Aguas Claras - Ocaña se encuentra pavimentada en MDC-2, 48 km hasta la Ondina, en buen estado en todo su recorrido en tan solo 10 minutos. Se instaló sobrecarpetas en algunos tramos y sobreanchos en algunas curvas entre el PR 36+000 y el PR48+000. La otra vía de acceso la encontramos por la Ondina-Llano grande-Convención, ruta 70 N 501, PR 5+500-6+000. Desde el cruce de Aguachica PR0+0000 al PR43+270 de la ondina 100% en pavimento asfáltico y un recorrido aproximado de 1 hora.

Rio de Oro- Aguas Claras se llega por una vía terciaria que desde Rio de Oro conduce al Municipio del Carmen Norte de Santander y luego se desvía a mano derecha, se encuentra en regular estado, sin asfaltar y con un ancho de vía aproximado de 4 mts.(García Velásquez, 2016).

Los medios de transporte principales a nivel nacional e intermunicipal se encuentran: Cootransunidos, Cotaxi, Cotranshacaritama, Peralonso, Copetran, Cotragua y Omega, que llegan desde casi cualquier ciudad o municipio del país a la ciudad de Ocaña o viceversa. Entre los medios de transporte urbanos que llevan desde el casco urbano a la Vereda El Limón esta Cootransunidos y Cotranshacaritama en sus respectivas busetas de servicio público y con un recorrido aproximado desde la parte céntrica a la vereda El Limón de 20 minutos.

4.4.4 Relieve y topografía. El relieve característico de la vereda es montañoso. El sistema orográfico de la región forma el relieve Norte Santandereano que se desprende al norte de

Cáchira. Este relieve forma parte del sistema montañoso andino de la cordillera oriental que se prolonga al este hasta la cordillera de Mérida (Venezuela) y al norte termina en la Serranía del Perijá (Cesar).

Se presentan los siguientes accidentes: altas montañas de zonas selváticas formando un paisaje natural que caracteriza a la región, pendientes y faldas pronunciadas y de gran altitud en la zona norte y sur. El tipo de relieve está conformado por lomas y vallecitos. La zona urbana maneja un rango de pendiente entre (0% y 3%), se puede clasificar como una zona plana en general la denudación no es apreciable; transitable y laborable sin dificultad bajo condiciones secas.

4.4.5 Geología y suelos. La vereda El Limón en su formación geológica presenta las siguientes características geológicas que se muestran en el cuadro 3 y tipos de suelo en el cuadro 4.

Tabla 3.

Características geológicas de la vereda El Limón.

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

Nota Fuente: Corponor (PBOT).

Tabla 4.

Tipo de suelos.

UNIDAD TAXONÓMICA	LITOLÓGÍA	PENDIENTE EN FASE	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO	GRADO DE EVOLUCIÓN
Lithic Ustorthents	Granito y conglomerados	Fase: Pendiente 25- 50% y erosión severa	Superficiales y moderadamente profundos, Limitados por roca, bien drenados. Fertilidad natural alta y baja	Muy bajo

Nota Fuente: Corponor (PBOT).

4.4.6 Hidrología y climatología. Las principales fuentes superficiales son la quebrada el Limón y algunos lagos hechos artesanalmente, los cuales surten a la comunidad del agua que usan para el sistema de acueducto.

4.4.7 Demografía. Aspectos demográficos. Uno de los parámetros importantes 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 según resolución 2320 del 27 de noviembre del 2009 y se tomara como base del mismo, los parámetros que arroje las condiciones más críticas.

4.5 Estudio de población y demanda del servicio de acueducto

El presente estudio se hizo con base en las modificaciones al Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S realizadas en la Universidad de los Andes Bogotá, Colombia.

4.5.1 Registros históricos censales. Desafortunadamente el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) no presenta registros históricos de población para la vereda El Limón.

Se hicieron censos por parte de los autores del proyecto para determinar el número de habitantes que residen en esta vereda, puesto como ya se mencionó no se tienen registros censales, los datos obtenidos en el censo se muestran en el cuadro 5. Además se quiso tener una información adicional de dicha población por medio del SISBEN (ver anexo 1), pero que por

inconsistencias de muchas personas que se hacen pasar por ser habitantes de esta vereda para buscar en esto un nivel más bajo se determinó que esta información no era real.

4.5.2 Tasas de crecimiento. Según el R.A.S., es obligatorio para el nivel bajo de complejidad, para determinar el crecimiento y las proyecciones de la población utilizar los siguientes métodos: el aritmético, el geométrico, el exponencial y el gráfico, considerando en cada caso la disponibilidad de datos o registros y las características de crecimiento de la localidad:

Método aritmético

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

Pf = Población (hab) correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población.

Puc = Población (hab) correspondiente al último año censado con información.

Pci = Población (hab) correspondiente al censo inicial con información.

Tuc = Año correspondiente al último año censado con información.

Tci = Año correspondiente al censo inicial con información.

Tf = Año al cual se quiere proyectar la información.

Método geométrico

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

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

Las demás variables se definen igual que para el método anterior.

La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

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

Método exponencial

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

K = Es la tasa de crecimiento de la población la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$k = \frac{\ln Pcp - \ln Pca}{Tcp - Tca}$$

Pcp = Población del censo posterior.

Pca = Población del censo anterior.

Tcp = Año correspondiente al censo posterior.

Tca = Año correspondiente al censo anterior.

Ln = Logaritmo natural o neperiano.

Las tasas de crecimiento de los registros censales utilizando los métodos anteriormente descritos se presentan en el tabla 5.

Tabla 5.*Determinación Tasas de Crecimiento Intercensales.*

Año	Población	Viviendas Habitadas	Hab/viv	TASAS DE CRECIMIENTO		
				Aritmético (Hab/año)	Geométrico %	Exponencial
1975	30	5	6			
1975-1990				1.60	4.00	0.03918
1990	54	9	6			
1990-2005				0.40	0.705	0.00702
2005	60	12	5			
2005-2015				0.67	1.553	0.01541
2015	70	14	5			
	PROMEDIOS			1	2.086	0.021
POBLACIÓN DE SATURACIÓN					10	
POBLACIÓN FLOTANTE SATURADA					42	

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Para el promedio del método aritmético se hizo una aproximación al número siguiente entero ya que esta no se puede dejar en número decimal por tener en sus unidades habitantes por año.

Población flotante.

Debe ajustarse la proyección de la población para tener en cuenta la población flotante, de acuerdo con los estudios socioeconómicos disponibles para la población, que arrojo unos altos volúmenes de personas que visitan la vereda especialmente por actividades turísticas, recreacionales y de visita, de aquí que se le dé un valor elevado a este parámetro.

4.5.3 Perspectivas de desarrollo. Estimar las posibilidades 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 de la vereda.

Adicionalmente se realizaron consultas a las autoridades municipales (Secretario de Planeación, Secretario de Vías e Infraestructura) y a personas vinculadas a la planificación regional para determinar la visión que al respecto tienen quienes dirigen y orientan los destinos de la vereda a la fecha y quienes conocen de la problemática socio – económica real tanto en el Municipio como en el contexto regional.

Como resultado de dichas entrevistas se resume a continuación las condiciones en las que se encuentra a la fecha la vereda El Limón desde el contexto socio económico:

-La vereda El Limón, se destaca como sobresaliente una actividad específica, la cual es la producción agrícola 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, medianeras o jornaleros. Se destacan los cultivos de tomate, maíz, frijol, pepino, habichuela,

pimentón, ají y tomate. La cría de ganado vacuno y porcino son actividades que también se desarrollan pero en menor escala.

Bajo las anteriores consideraciones las perspectivas de desarrollo de la vereda 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.

-Llegada de personas del campo huyendo de la situación de violencia por la que atraviesa la zona circundante provocada por la presencia de grupos armados que buscan posesión y presencia en una zona importante para ellos por ser paso entrar y salir del Catatumbo.

-Llegada de personas del campo que regresan o se radican en el casco urbano luego de estar vinculados de alguna forma con la generación de cultivos ilícitos, después que el gobierno en el cumplimiento de sus deberes los erradique de la zona.

4.5.4 Proyecciones de población y consumos

Tasa de crecimiento. Estimar 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.

A nivel oficial el DANE y Planeación Departamental han proyectado el crecimiento de población con la tasa promedio del 2%, sin embargo, el R.A.S, recomienda la proyección de población no utilizando un dato general, sino como resultado de la evaluación del crecimiento registrado de la población en los últimos años y considerar las posibilidades reales de crecimiento dadas las características propias de cada localidad. Se elaboró el cuadro 6 Proyecciones de población, utilizando las tasas y coeficientes hallados en el cuadro 5 para cada método de evaluación del crecimiento.

Evaluando los resultados, se observa, que a criterio de los investigadores y considerando las perspectivas de desarrollo, las características propias de la localidad, el área de expansión y las condiciones socio económicas, el comportamiento de crecimiento de la población en la vereda se ajusta al método geométrico. La población proyectada al año 2040 es de 184 habitantes, representa un incremento de 114 habitantes equivalente al 61.95% de la población actual.

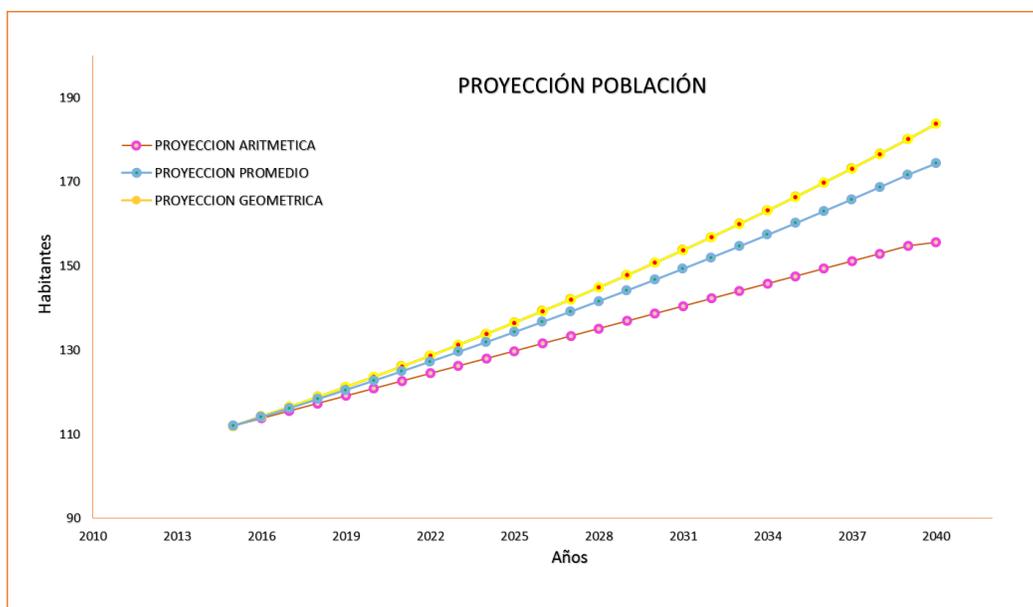
La capacidad de la infraestructura permite soportar los mayores incrementos de demanda de servicios que se presente cuando se cuente con acueducto y alcantarillado y se dispere la construcción de vivienda y el crecimiento de población a tasas no esperadas, sobre todo en los primeros años, esperando que una vez estabilizado el crecimiento la infraestructura esté en capacidad de satisfacer la demanda de la población proyectada.

Dotación recomendada. 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 el tabla 7.

Tabla 6.*Proyecciones de población para cada método.*

tasa	metodo aritmetico poblacion			tasa	metodo geometrico poblacion			tasa	metodo exponencial poblacion			promedio poblacion
	basica	flotante	total		basica	flotante	total		basica	flotante	total	
0,89	70	42	112	0,02	70	42	112	0,02	70	42	112	112
0,89	71	43	114	0,02	71	43	114	0,02	71	43	114	114
0,89	72	44	116	0,02	73	44	117	0,02	73	44	117	116
0,89	73	45	117	0,02	74	45	119	0,02	74	45	119	118
0,89	74	46	119	0,02	76	45	121	0,02	76	45	121	121
0,89	74	46	121	0,02	77	46	124	0,02	77	46	124	123
0,89	75	47	123	0,02	79	47	126	0,02	79	47	126	125
0,89	76	48	124	0,02	80	48	129	0,02	80	48	129	127
0,89	77	49	126	0,02	82	49	131	0,02	82	49	131	130
0,89	78	50	128	0,02	84	50	134	0,02	84	50	134	132
0,89	79	51	130	0,02	85	51	137	0,02	85	51	137	134
0,89	80	52	132	0,02	87	52	139	0,02	87	52	139	137
0,89	81	53	133	0,02	89	53	142	0,02	89	53	142	139
0,89	82	54	135	0,02	91	54	145	0,02	91	54	145	142
0,89	82	54	137	0,02	92	55	148	0,02	92	55	148	144
0,89	83	55	139	0,02	94	57	151	0,02	94	57	151	147
0,89	84	56	140	0,02	96	58	154	0,02	96	58	154	149
0,89	85	57	142	0,02	98	59	157	0,02	98	59	157	152
0,89	86	58	144	0,02	100	60	160	0,02	100	60	160	155
0,89	87	59	146	0,02	102	61	163	0,02	102	61	163	157
0,89	88	60	148	0,02	104	62	166	0,02	104	62	166	160
0,89	89	61	149	0,02	106	64	170	0,02	106	64	170	163
0,89	90	62	151	0,02	108	65	173	0,02	108	65	173	166
0,89	90	62	153	0,02	110	66	177	0,02	110	66	177	169
0,89	91	63	155	0,02	113	68	180	0,02	113	68	180	172
0,89	92	63	156	0,02	115	69	184	0,02	115	69	184	174

Nota Fuente: Autores del proyecto.



Gráfica 1. Proyecciones de Población vereda EL Limón

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Tabla 7.

Determinación de dotación

Nombre localidad	vereda El Limón		
Población futura	184 habitantes		
Nivel complejidad	Bajo		
Ubicación localidad	Nor - occidente del casco urbano del Municipio de Ocaña		
Temperatura promedio	20 °C		
Altitud (m.s.n.m)	1200		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	OBSERVACIÓN
Aseo personal	25	L/hab. * día	
Sanitario	20	L/hab. * día	
Lavado de ropa	10	L/hab. * día	
Cocina	15	L/hab. * día	
Riego de jardines	3	L/hab. * día	
Lavado de pisos	2	L/hab. * día	

Dotación Neta Básica	75	L/hab. * día		
Pérdidas técnicas establecidas			25%	(Numeral B.2.7 R.A.S.)
Dotación Bruta	120	L/hab. * día		

Nota Fuente: Autores del proyecto.

El valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en el R.A.S, en el numeral B.2.5.2.

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:

$$qmd = \frac{dotacion * habitantes}{86400 s} = \frac{L}{s}$$

$$QMD = qmd * k1$$

$$QMH = QMD * k2$$

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

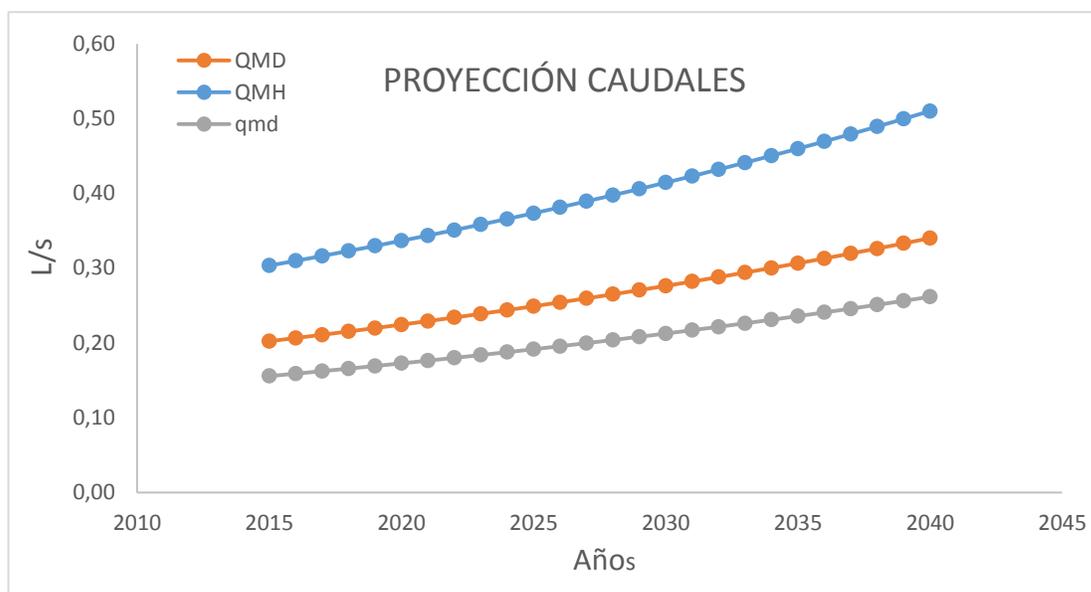
Se aclara que se recomienda utilizar como k2 el valor de 1.5 tomando el promedio de aplicación entre los valores que estipula la norma debido a que no existen datos de consumos tomados durante un año de la población en estudio.

Cálculo de proyecciones. Con base en las fórmulas mencionadas y los criterios establecidos se realizan los cálculos de proyecciones de población definitivos y demanda de consumos o gastos de diseño año a año en un horizonte de diseño al año 2040, cuyos resultados se presentan en el tabla 8.

Tabla 8.*Proyecciones de población y demanda de consumos*

proyecciones de poblacion y consumos								
nivel de complejidad		bajo						
dotacion lts/hab* dia		120						
k1		1,3		Caudal máximo diario Numeral B.2.8.2.2 R.A.S				
k2		1,5		Caudal máximo horario Numeral B.2.8.3 R.A.S				
AÑO	TASA	basica	poblacion		qmd lts / seg	QMD lts / seg	QMH lts / seg	
			flotante	total				
0	2015	0,02	70	42	112	0,16	0,20	0,30
1	2016	0,02	71	43	114	0,16	0,21	0,31
2	2017	0,02	73	44	117	0,16	0,21	0,32
3	2018	0,02	74	45	119	0,17	0,21	0,32
4	2019	0,02	76	45	121	0,17	0,22	0,33
5	2020	0,02	77	46	124	0,17	0,22	0,33
6	2021	0,02	79	47	126	0,18	0,23	0,34
7	2022	0,02	80	48	129	0,18	0,23	0,35
8	2023	0,02	82	49	131	0,18	0,24	0,36
9	2024	0,02	84	50	134	0,19	0,24	0,36
10	2025	0,02	85	51	137	0,19	0,25	0,37
11	2026	0,02	87	52	139	0,19	0,25	0,38
12	2027	0,02	89	53	142	0,20	0,26	0,38
13	2028	0,02	91	54	145	0,20	0,26	0,39
14	2029	0,02	92	55	148	0,21	0,27	0,40
15	2030	0,02	94	57	151	0,21	0,27	0,41
16	2031	0,02	96	58	154	0,21	0,28	0,42
17	2032	0,02	98	59	157	0,22	0,28	0,42
18	2033	0,02	100	60	160	0,22	0,29	0,43
19	2034	0,02	102	61	163	0,23	0,29	0,44
20	2035	0,02	104	62	166	0,23	0,30	0,45
21	2036	0,02	106	64	170	0,24	0,31	0,46
22	2037	0,02	108	65	173	0,24	0,31	0,47
23	2038	0,02	110	66	177	0,25	0,32	0,48
24	2039	0,02	113	68	180	0,25	0,33	0,49
25	2040	0,02	115	69	184	0,26	0,33	0,50

Nota Fuente: Autores del proyecto.



Gráfica 2. Proyecciones de caudales.

Nota fuente: autores del proyecto.

4.6. Diseño del sistema de acueducto

4.6.1. Levantamiento topográfico. Un factor indispensable en el desarrollo del proyecto, es la realización de un levantamiento topográfico que pueda sintetizar 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 se proyecta estarán ubicadas las estructuras, tales como lo son la captación, desarenador, planta de tratamiento 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.

Para el desarrollo de esta práctica los elementos o equipos utilizados fueron el GPS y la estación total. Los datos de los puntos tomados para el trazado se muestran en anexos (ver anexo 2 y anexo 3).



Foto 1. Levantamiento. (Tanque de almacenamiento).

Nota Fuente. Autores del proyecto.

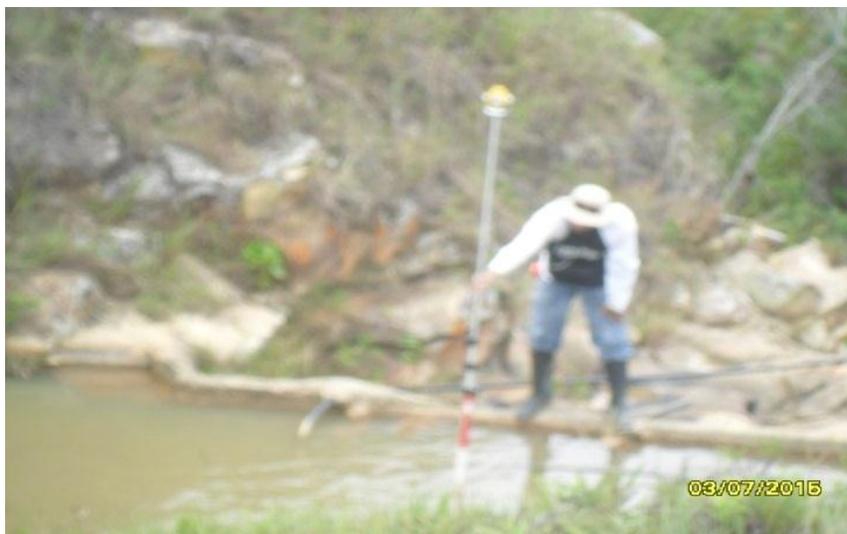


Foto 2. Levantamiento topográfico. (Bocatoma)

Nota Fuente. Autores del proyecto



Foto 3. Ubicación de la captación.

Nota Fuente. Autores del proyecto



Foto 4. Localización del desarenador.

Nota Fuente. Autores del proyecto.

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

Fuente de abastecimiento. Para la evaluación de la infraestructura se plantean las siguientes actividades u obras.

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 abajo de la captación superficial, que permita desarrollar otros proyectos.



Foto 5. Fuente de abastecimiento.

Nota Fuente: Autores del proyecto.

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 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 icopor) 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:

$$Q_{real} = V * A \left(\frac{L}{s} \right)$$

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

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 icopor).

Caudal de la quebrada en verano.

Cálculo de la velocidad:

$$X = 0.8 \text{ m.}$$

$$T = 6.82 \text{ s}$$

Reemplazando en la ecuación de velocidad tenemos:

$$V = 0.125 \frac{m}{s}$$

Para los cálculos del área de la sección transversal se obtuvieron por medio del software Auto Cad a continuación se muestra el dato de área.

$$A = 67.3 \text{ cm}^2 = 0.00673 \text{ m}^2$$

Calculo del caudal:

$$Q_{real} = 0.00673 \text{ m}^2 * 0.125 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Q_{real} = 0.00084 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \rightarrow 0.84 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Caudal de la quebrada en invierno.

Calculo de la velocidad:

$$X = 0.8 \text{ m.}$$

$$T1 = 4.46 \text{ s}$$

$$V = \frac{0.8 \text{ m}}{4.46 \text{ s}} = 0.18 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A = 0.0069 \text{ m}^2$$

Calculo del caudal:

$$Q_{real} = 0.0069 \text{ m}^2 * 0.18 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1.24 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$



Foto 6. Aforo de la microcuena. (Obtención de medidas).

Nota Fuente: Autores del proyecto.



Foto 7. Aforo de la microcuena. (Obtención de tiempo de recorrido).

Nota Fuente: Autores del proyecto.

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 el cuadro 9 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, tal como lo exige la RAS 2000.

Tabla 9.

Calidad de la fuente de abastecimiento

Parámetros	1.Fuente aceptable	2.Fuente regular	3.Fuente deficiente	4.Fuente muy deficiente
DBO 5 días				
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/100ml)				
Promedio mensual	0 – 50	50 – 500	500 – 5000	> 5000
Oxígeno disuelto (mg/L)	>=4	>=4	>=4	>=4
PH PROMEDIO	6 – 8,5	5 – 9	3,8 – 10,5	
TURBIEDAD(UNT)	< 2	2 – 40	40 – 150	≥ 150
COLOR VERDADERO (UPC)	< 10	10 – 20	20 – 40	>=40
Gusto y olor	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L-Cl)	< 50	50 – 150	150 – 200	300
Parámetros	1.Fuente aceptable	2.Fuente regular	3.Fuente deficiente	4.Fuente muy deficiente

Fluoruros (mg/L-F)	< 1,2	< 1,2	< 1,2	> 1,7
Procesos de tratamiento utilizados	(1)=desinfección + estabilización	(2)=filtración lenta o filtración directa + (1)	(3)=pretratamiento + [coagulación + sedimentación + filtración rápida] o [fime] + (1)	(4)=(3)+ tratamientos específicos

Nota Fuente: Reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS

El análisis con el que se cuenta para realizar la caracterización de la fuente de abastecimiento es:

-Análisis en época de invierno Septiembre 2015 (Tomados por autores del proyecto.)

Se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones:

Para el balance de la calidad del agua de la fuente estipulado por el R.A.S se tendrá en cuenta los análisis realizados por autores del proyecto.

Los resultados de las pruebas realizadas a las muestras de agua se presentan en el tabla 10.

Tabla 10.

Resultado de las pruebas realizadas a la fuente Quebrada El Limón.

Parámetro	Unidad	Resultado	LIM PERMISIBLE
Potencial de hidrogeno	PH	7.43	6.5-9.0
turbiedad	UNT	24.1	2
Color aparente	UPC	188	15
Dureza total	mg/L	27	300

DBO5	mg/L	18	
Alcalinidad	mg/L	10	200
Nitritos	mg/L	0.05	0.1
Nitratos	mg/L	14.1	10
Hierro	mg/L	1.37	0.3
Sulfatos	mg/L	5	300
Coliformes totales	UFC/100ml	1100	0
Coliformes fecales	UFC/100ml	1100	0
Aerobios mesófilos	UFC/100ml	1100	100

Nota Fuente: Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña



Foto 8. Toma de muestras de agua.

Nota 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 muestra que este se encuentra en niveles

óptimos 7.43 pH, al comparar estos resultados con los valores del Cuadro 10, indica que este parámetro está dentro del nivel de fuente aceptable estipulado por el R.A.S. 2000.

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, por eso el R.A.S indica un valor máximo. En el cuadro 10 se cita un valor máximo, el R.A.S. dice textualmente “La FIME debe emplearse como multibarrera para controlar los cambios bruscos de la calidad de agua de las fuentes. Se debe emplear para aguas que presenten una turbiedad inferior a ≤ 2 UNT”.

Comparando lo exigido por el R.A.S. con los valores que presentan los análisis de la fuente 24.1 UNT en época de invierno la turbidez del agua presenta inconvenientes en la utilización de la misma, ahora si estos mismos valores los comparamos con los del cuadro 9, para caracterizar la fuente vemos que esta se encuentra dentro del parámetro “fuente Regular”.

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). El R.A.S estipula un valor límite para el color, en el cuadro 10 se cita un valor máximo de ≤ 15 (UPC)". Lo que se encontró en los análisis realizados es preocupante, el color presente en época de invierno es de 188 UPC, parámetro que sobrepasa lo estipulado por el R.A.S. para el uso en el diseño del sistema, haciendo referencia este valor a la presencia de sustancias orgánicas disueltas o coloidales, de origen vegetal y, a sustancias minerales (sales de hierro, manganeso) en altas cantidades.

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, en época de invierno un valor de 1.37 mg/L lo que viene a ser un dato para tener en cuenta en el diseño para ver en qué porcentaje se reducen estos valores o si hay que buscar un método alternativo para su reducción antes de ingresar al sistema de tratamiento.

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 27 mg/L en invierno, hacen prever que esta se encuentra dentro de los valores aceptables en el cuadro 10, el valor máximo es de 160 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 invierno de 10 mg/L, hacen prever que esta se encuentra dentro de los valores aceptables en el cuadro 10 el valor máximo es de 100 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 0,05mg/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 alta de nitratos con un resultado de 14.1 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 por el R.A.S. 2000 cuadro 10 se puede apreciar que la fuente de abastecimiento difiere con la mayoría de los valores admisibles para determinarla como una fuente segura.

La evaluación anterior indica que el sistema sugerido por el R.A.S. corresponde al número (4) que equivale a tratamientos específicos para una fuente muy deficiente según el tabla 9.

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 ($\frac{L}{hab.*dia}$). 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. Debido a las condiciones propias de la actividad del ser humano, mientras mayor sea la temperatura, mayor será el consumo de agua. Por ejemplo se beberá más agua, será más frecuente el aseo personal, se emplearán sistemas de aire acondicionado y el riego de jardines será más intensivo.

Calidad del agua. Por razones lógicas, el consumo de agua será mayor en la medida en que las personas tengan la seguridad de una buena 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, tales como capitales de departamento, 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 comunidad. 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. Aspectos demográficos. Uno de los parámetros importantes 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. No es fácil obtener información censal de la vereda El Limón, solo se cuenta con los censos realizados por autores de la investigación del proyecto los cuales cuentan con 70 habitantes.

Diseño bocatoma lateral. Este tipo de toma debe utilizarse en el caso de ríos de zonas montañosas, cuando se cuente con una buena cimentación o terreno rocosos y en el caso de variaciones sustanciales del caudal en pequeños cursos de agua. Este tipo de captación consiste en una estructura estable de variadas formas; la más común es la rectangular debe estar provista con una rejilla metálica para retener materiales de acarreo de cierto tamaño.

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. El elemento base del diseño es la rejilla de captación, la cual debe ser proyectada con barras transversales o paralelas a la dirección de la corriente (ver figura 3).

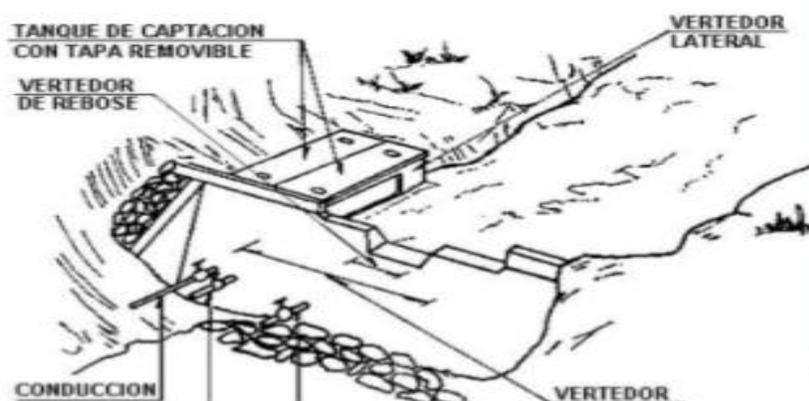


Figura 3. Bocatoma lateral

Nota Fuente: Autores del proyecto.

La obra de toma se ubica en el tramo del río con mayor estabilidad geológica, debiendo prever además muros de protección para evitar el desgaste del terreno natural. (Corcho Romero, 1993).

La toma se localiza lateralmente a la presa o en cualquier punto del perímetro del vaso de agua.

Este tipo de bocatomas constan de lo siguiente:

- Una presa para canalizar el agua, colocada de manera normal a la corriente.
- Muros laterales de contención para proteger la presa y encauzar el río.
- Una rejilla colocada sobre los muros laterales de la presa.
- Una cámara de recolección.

Parámetro de diseño

Localización =	vereda El Limón (Ocaña N de S)
Nivel de complejidad del sistema =	Bajo
Periodo de diseño =	25 años
Capacidad de diseño =	Para nivel bajo de complejidad
Caudal de diseño=	$0.33 \frac{L}{s}$
Caudal máximo=	$8.3 \frac{m^3}{s}$

Para el diseño de la toma lateral se optó inclinarse como un orificio sumergido. Los orificios son perforaciones, absolutamente de forma regular y perímetro cerrado, colocados por debajo de la superficie libre del líquido en depósitos o almacenamientos, tanques o canales. Su clasificación puede realizarse de acuerdo con las condiciones de trabajo, es decir, descargando

libremente, ahogados parcialmente o sumergidos o a presión en el interior de una tubería. De la misma manera la clasificación puede realizarse de acuerdo con su forma circular, cuadrada, rectangular, triangular, etc. O según el espesor de la pared, pueden clasificarse como de pared delgada o de pared gruesa.

Dimensionamiento:

$$Q = Cd * An * \sqrt{2g * H}$$

$Cd = \text{Coeficiente de descarga} = 0.30$

$An = \text{Area neta}$

$g = \text{Gravedad}$

$H = \text{Altura; adoptando un nivel de presa} = 0.8 \text{ m}$

$Q = \text{Caudal en } \frac{m^3}{s}$

Despejando de la ecuación An tenemos:

$$An = \frac{Q}{Cd\sqrt{2g * H}}$$

$$An = \frac{0.0033}{0.30\sqrt{2 * 9.81 * 0.8}} = 2.77 * 10^{-3} m^2$$

Como el área nos resulta muy pequeña adoptamos $An = 0.16 m^2$

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

Siendo:

$a = \text{separación entre barros} = 0.03 \text{ m}$

b= diámetro de barroses= $\frac{1}{2}$ pulgada = 0.0127 m

Como:

$$B = Lr = B^2$$

$$0.16 = \frac{0.03}{0.03 + 0.0127} * B * Lr$$

$$Lr = 0.569 \text{ m} \cong 0.6 \text{ m}$$

Recalculando se tiene

$$An = \frac{0.03}{0.03 + 0.0127} * (0.4\text{m} * 0.6\text{m})$$

$$An = 0.17 \text{ m}^2$$

Número de orificios

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

$$N = \frac{0.17 \text{ m}^2}{0.03\text{m} * 0.4\text{m}} = 14.17 \text{ orificios} \cong 14 \text{ orificios}$$

$$An = 0.03 * 0.4 * 14 = 0.17\text{m}^2$$

Perdida de carga a través de la rejilla

$$hf = K \left(\frac{V^2 - v^2}{2g} \right)$$

hf= perdida de carga.

K= coeficiente empírico que incluye perdidas por turbulencia y formación de remolinos.

V= velocidad de flujo a través del espacio entre las barras de la reja.

v= velocidad de aproximación del fluido hacia la reja.

g= aceleración de gravedad.

Tabla 11.*Rejillas de limpieza mecánica*

Rejillas de limpieza mecánica		
Características	Rango	Comentarios
Aberturas	6-38 mm	La abertura ideal es de 18 mm para evitar daños en las instalaciones aguas abajo
Velocidad de aproximación	0.6-1.2 m/s	
Velocidad mínima	0.3-0.6 m/s	Necesario para evitar acumulación de arenas en el lecho del canal.

Nota Fuente: autores del proyecto

Con respecto a los valores de velocidad de aproximación que nos da el cuadro 11 adoptamos un promedio del rango que este nos referencia.

$$hf = \frac{1}{0.7} \left(\frac{1.18^2 - 0.9^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$hf = 0.042 \text{ m}$$

Diseño de la cámara de recolección.

Caudal captado a través de la rejilla:

$$Q = Cd * An * \sqrt{2g * H}$$

$$Q = 0.3 * 0.17 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.8} = 0.2 \text{ m}^3$$

$$Q = V * A$$

$$V = 1.18 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$0.3 < 1.18 < 3 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{ok}$$

$$Xs = 0.36 V^{\frac{2}{3}} + 0.6 H^{\frac{4}{7}}$$

Reemplazando obtenemos:

$$Xs = 0.93\text{m} + 0.1\text{m} \cong 1\text{m}$$

Adoptamos medidas finales de diseño = $1\text{m} * 1\text{m} * 1\text{m}$

Para el control de sedimentos en la presa y la cámara de recolección se implementaran dos válvulas de desagüe de 3”.

A consideración de los autores del proyecto se construirán los muros de encauzamiento del río con una altura total de 1.7 m.

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.



Foto 9. Línea de aducción (bocatoma-desarenador)

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Parámetros de diseño.

$$\text{Caudal de diseño} = 0.00033 \frac{m^3}{s}$$

$$\text{Longitud} = 15 \text{ m}$$

$$\text{Cota salida bocatoma} = 1149.00 \text{ m}$$

$$\text{Cota llegada desarenador} = 1148.00 \text{ m}$$

$$\text{Coeficiente de Manning} = 0.09$$

Cálculo de diámetro de la tubería.

Para el cálculo de la pendiente se realiza con la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\text{cota inicial} - \text{cota final}}{\text{Longitud}} * 100$$

De donde:

S = pendiente del tramo.

$$S = \frac{1149.00 - 1148.00}{15} * 100$$

$$S = 6.66\%$$

Para determinar el diámetro utilizaremos la ecuación que a continuación mostramos:

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

De donde:

D = diámetro

n = coeficiente de Manning

Q = caudal de diseño

$$D = 1.548 \left(\frac{0.009 * 0.00033}{0.0666^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0.022m \leftrightarrow 0.86'' \leftrightarrow 1''$$

Se aproxima al diámetro comercial de 2'' (0.0508 m) y se determinan las condiciones para

Caudal a tubo lleno.

Qo = caudal a tubo lleno

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

$$Q_o = 0.312 \frac{0.0508^{\frac{8}{3}} * 0.0666^{\frac{1}{2}}}{0.009}$$

$$Q_o = 0.0032 \frac{m^3}{s}$$

Del libro López Cualla obtuvimos los siguientes valores de relaciones hidráulicas para conductos circulares:

Para unas relaciones de $\frac{Q}{Q_o}$

$$\frac{Q}{Q_o} = 0.1$$

$$\frac{V}{V_o} = 0.54 \quad \leftrightarrow \quad V_o = \frac{Q_o}{\frac{\pi}{4} * D^2} = 1.57 \text{ m}$$

$$V = 1.57 \frac{m}{s} * 0.54 = 0.85 \frac{m}{s}$$

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 $0.50 \frac{m}{s}$, 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).

$$\frac{d}{D} = 0.248$$

$$d = 0.248 * 0.0508 \leftrightarrow 0.012m$$

$$\frac{R}{Ro} = 0.586 \leftrightarrow R: 0.586 * 0.013 \leftrightarrow 0.007$$

$$Ro = \frac{0.0508}{4}$$

$$\frac{H}{D} = 0.170$$

$$H = 0.170 * 0.0508 = 0.009$$

Esfuerzo cortante que permite el arrastre de la mayor parte de materiales

$$T = \gamma \times R \times S$$

Donde

γ = peso específico del agua

R = radio hidráulico

S = pendiente

$$T = 9810 * 0.007 * 0.0666 = 4.57 \frac{N}{m^2}$$

Caudal de excesos máximo previsto será de:

$$Q \text{ excesos} = Q \text{ lleno} - Q \text{ diseño}$$

$$Q \text{ excesos} = 0.0032m^3 - 0.00033m^3$$

$$Q \text{ excesos} = 0.003 \frac{m^3}{s}$$

Diseño del desarenador. Un desarenador es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de gravedad (ver figura 3). El desarenador

debe situarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. (López Cualla, 2003).

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.

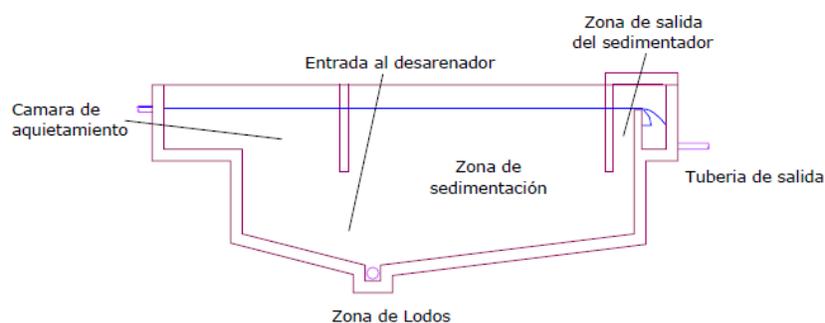


Figura 4. Desarenador.

Nota Fuente: autores del proyecto

Condiciones de la tubería de entrada.

$$Q_{dis} = 0.00033 \frac{m^3}{s}$$

$$V = 0.85 \frac{m}{s}$$

$$D = 2'' \leftrightarrow 0.0508 m$$

$$Q_o = 0.0032 \frac{m^3}{s}$$

$$V_o = 1.57 \frac{m}{s}$$

$$d = 0.012m$$

Velocidad de sedimentación

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

V_s = Velocidad de sedimentación en $\frac{cm}{s}$

$$g = \text{Gravedad} = 981 \frac{cm}{s^2}$$

$$\rho_s = \text{Peso específico de la arena} = 2.65 \frac{g}{cm^3}$$

$$\rho = \text{Peso específico del agua} = \frac{1g}{cm^3}$$

μ = Viscosidad del agua a la temperatura en que se encuentra

$$\mu_{18^\circ C} = 0.01059 \frac{cm^2}{s}$$

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.05 mm = 0.005 cm

Tipo = Arena muy fina - fango.

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$V_s = 0.212 \frac{cm}{s} \rightarrow 2.12 \frac{mm}{s}$$

Número de Reynolds

$$Re = \frac{V_s * d}{\vartheta}$$

$$Re = \frac{0.212 * 0.005}{0.01059} = 0.1 < 1.0 \text{ flujo laminar}$$

Período de retención

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

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

H = Profundidad útil de sedimentación = 1.50 m

V_s = Velocidad de sedimentación = $2.12 \frac{mm}{s}$

$$T = \frac{1500mm}{2.12 \frac{mm}{s}} = 707.55 \text{ s}$$

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención (a) 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:

$$\frac{a}{t} = 3$$

$$a = 3 * t$$

$$a = 3 * 705.55 \text{ s}$$

$$a = 2122.65 \text{ s} = 35.38 \text{ min}$$

Chequeo de otras condiciones

Volumen del tanque

$$V = A * Q$$

$$V = \left(2112.65 \text{ s} * 0.33 \frac{\text{L}}{\text{s}} \right)$$

$$V = 700.4745 \text{ L} \leftrightarrow 0.70 \text{ m}^3$$

Área superficial del tanque

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

$$As = \frac{0.70 \text{ m}^3}{1.5 \text{ m}}$$

$$As = 0.46 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque para una relación L:B = 4:1

$$B = \frac{\sqrt{As}}{4} = \frac{\sqrt{0.46}}{4} = 0.4 \text{ m}$$

Se adopta B= 0.6 por facilidad de acceso y mantenimiento

$$L = 4 \times B \qquad L = 4 \times 0.6\text{m}$$

$$L = 2.40 \text{ m}$$

Carga hidráulica superficial para el tanque

$$q = \frac{Q}{As}$$

q = Carga hidráulica superficial comprendida entre $15 - 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$

Q = Capacidad hidráulica del desarenador $\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$

As = Área superficial del tanque m^2

$$q = \frac{0.00033 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86400\text{s}}{0.6\text{m} * 2.4\text{m}} = 19.28 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

Donde.

Cumple con las especificaciones de carga superficial exigidas por el R.A.S. $15 < 19.28 <$

$$80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

$$V_o = q$$

$$V_o = 19.28 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} = 0.022 \frac{\text{cm}}{\text{s}}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \vartheta}{g * (\gamma_s - \gamma)}}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$d_o = 0.002\text{cm} \leftrightarrow 0.02\text{mm}$$

Relación de tiempos es igual a relación de velocidades

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o}$$

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$\frac{\theta}{t} = 9.63$$

Se removerán partículas hasta un diámetro igual a 0.02 mm. Al tener en cuenta las condiciones reales (flujo no uniforme, corrientes de densidad, cortos circuitos, zonas muertas, velocidad horizontal variable), el diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0.05 mm.

Velocidad horizontal

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

V_h = Velocidad horizontal en $\frac{cm}{s}$

V_o = Carga hidráulica superficial = $0.00022 \frac{m}{s}$

L = Largo útil del desarenador = 2.4 m

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.50 m

Reemplazando en la ecuación tenemos

$$V_h = 0.0352 \frac{cm}{s}$$

Velocidad horizontal máxima

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$$

$V_{h\text{máx}}$ = Velocidad horizontal máxima en $\frac{cm}{s}$

V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas en $\frac{cm}{s}$

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times 0.212 \frac{cm}{s} = 4.24 \frac{cm}{s}$$

$$V_{h\text{máx}} > V_h$$

$$4.24 \frac{cm}{s} > 0.0352 \frac{cm}{s}$$

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

Velocidad de resuspensión máxima

$$v_r = \sqrt{(8 * k * g * (\delta_s - \delta) * \frac{d}{f}}$$

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en $\frac{cm}{s}$

k = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

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

g = Aceleración de la gravedad = $9.81 \frac{cm}{s^2}$.

P_s = Peso específico de la partícula a remover, arena = $2.65 \frac{g}{cm^3}$.

P = Peso específico del agua = $1 \frac{g}{cm^3}$

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$v_r = 11.37 \frac{cm}{s}$$

Condiciones de operación

Operación inicial en el año 2016

$$\text{Caudal de operación} = Q_{md} = 0.16 \frac{L}{s} = 0.00016 \frac{m^3}{s}$$

$$\theta = \frac{V}{Q}$$

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

V = Volumen del tanque

Q = Caudal medio diario

$$\theta = \frac{0.6m * 2.4m * 1.5}{0.00016 \frac{m^3}{s}} = 13500s = 3.75horas$$

$$0.5 < 3.75 < 4 \text{ (horas)}$$

$$q = \frac{Q}{As}$$

$$q = \frac{0.00016 \frac{m^3}{s}}{1.44 * 86400s} = 9.6 \frac{m^3}{m^2 * dia}$$

Cálculo de los elementos del desarenador

Vertedero de salida

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

Hv = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

Q = Caudal máximo diario en $\frac{m^3}{s}$

B = Base del desarenador en m

$$HV = \left(\frac{0.00033}{1.84 * 0.6} \right)^{2/3}$$

$$HV = 0.0045\text{m} \leftrightarrow 0.45\text{cm}$$

2. velocidad sobre la cresta

$$Vv = \frac{Q}{B*HV}$$

Vv = Velocidad sobre la cresta del vertedero en $\frac{m}{s}$

Q = Caudal máximo diario en $\frac{m^3}{s}$

Hv = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

B = Base del desarenador en m

$$Vv = \frac{0.00033}{0.6*0.0045}$$

$$Vv = 0.12 \frac{m}{s}$$

Ecuación del alcance horizontal

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

$$Xs = 0.36 * (0.12)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.0045)^{\frac{4}{7}}$$

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

$$Lv = 0.11 + 0.10 \text{ m}$$

$$Lv = 0.21\text{m}$$

Pantalla de salida

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

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 \times H_v = 15 \times 0.0045 = 0.0675 \text{ m}$$

Pantalla de entrada

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

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

Almacenamiento de lodos

Relación longitud: prof. Lodos = 10

$$\text{Profundidad máxima} = \frac{L}{10} = \frac{2.4\text{m}}{10} = 0.24 \text{ m}$$

Profundidad mínima adoptada = 0.15 m

$$\text{Dist. pto. de salida a la cámara de aquietamiento} = \frac{L}{3} = \frac{2.4\text{m}}{3} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Dist. pto. de salida al vertedero salida} = \frac{2L}{3} = \frac{2 \times 2.4\text{m}}{3} = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal} = \frac{(0.24 - 0.15)}{0.6} = 15\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } \frac{L}{3}) = \frac{(0.24 - 0.15)}{0.8} = 11.25\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } \frac{2L}{3}) = \frac{(0.24 - 0.15)}{1.6} = 5.6\%$$

Cámara de aquietamiento

$$\text{Profundidad} = \frac{H}{3} = \frac{1.5\text{m}}{3} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = \frac{B}{3} = \frac{0.6}{3} = 0.20 \text{ m}$$

Largo (adoptado) = 0.30 m

Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q_{\text{excesos}} = Q_o - Q = 0.0032 - 0.00033 = 0.00287 \frac{m^3}{s}$$

$$He = \left(\frac{Q_{exc}}{1.84 * Le} \right)^{2/3}$$

$$He = \left(\frac{0.00287}{1.84 * 0.3} \right)^{2/3}$$

$$He = 0.03m$$

$$Ve = \left(\frac{Q_{exc}}{He * Le} \right)$$

$$Ve = \left(\frac{0.00287 \frac{m^3}{s}}{0.03m * 0.3m} \right)$$

$$Ve = 0.32 \frac{m}{s}$$

$$Xs = 0.36 * (Ve)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (He)^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.36 * (0.32)^{\frac{2}{3}} + 0.60 * (0.03)^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.25 m$$

$$Lr = 0.25 + 0.10 = 0.35 m$$

$$\frac{B - ancho}{2} = 0.125m$$

Lr adoptado=0.35m

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:

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

$$Q = 0.33 + 5\% \times 0.256 = 0.343 \frac{L}{s} = 0.000343 \frac{m^3}{s}$$

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

$$V1 = 0.85 \frac{m}{s}$$

$$V2 = 0.00033 / (0.125 \times 0.5) = 0.005 \frac{m}{s}$$

$$Hm = K\Delta \frac{V^2}{2g} = 0,2 * \left(\frac{(0,85^2 - 0,005^2)}{2 * 9,81} \right) = 0,007m$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$

$$V1 = 0.005 \frac{m}{s}$$

$$V_2 = V_h = 0.000352 \frac{m}{s}$$

$$H_m = K \Delta \frac{V^2}{2g} = 0,1 * \left(\frac{(0,005^2 - 0,000352^2)}{2 * 9,81} \right) = 1.26 * 10^{-7} m$$

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

Tubería de excesos. Debido al cálculo de los caudales de la quebrada El Limón se adopta una 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.

Perdidas en la aducción.

Cota de batea de la tubería de entrada = 1147,32 m

Cota clave llegada al desarenador tubería de entrada = 1147,4 m.

Sistema de tratamiento de agua potable. La construcción del sistema de tratamiento de agua potable es la prioridad para el diseño del sistema de acueducto rural de la vereda El Limón.

Parámetros de selección:

Respecto del caudal de diseño: El numeral A.11.2.1.1 del RAS 2000 establece como caudal de diseño el consumo máximo diario si hay almacenamiento y si no lo hay el consumo máximo horario a un período de 25 años.

Respecto de la ubicación de la planta de tratamiento: Los aspectos que deben considerarse en la ubicación de la planta son los siguientes:

Disponibilidad de la tierra

Investigación geotécnica previa para establecer las condiciones geológicas del sitio en función de riesgos de desplazamiento de masa, evitando las fallas geológicas y teniendo en cuenta además el riesgo de sismicidad de la región.

En lo posible el sitio seleccionado debe permitir la llegada del agua cruda por gravedad. En caso de no ser posible, se debe buscar el sitio de menor cabeza hidráulica de bombeo.

El sitio seleccionado debe tener fácil acceso a conexión de energía eléctrica.

El terreno seleccionado debe estar alejado de toda posibilidad de inundación, debe tener un buen drenaje y adicionalmente garantizar la evacuación de agua de lavado de filtros y sedimentadores.

La vía de ingreso debe permitir el uso de camiones de carga.

Respecto del diseño conceptual: El diseño definitivo debe contener la siguiente información:

-Estudio de tratabilidad del agua.

- Los criterios y parámetros adoptados para establecer alternativas de procesos de tratamiento.
- Planos de las unidades del sistema a nivel prediseño.
- Presupuesto estimativo por etapas y componentes, costos ambientales, de inversión, de operación y de mantenimiento.
- Selección del tratamiento de acuerdo a la calidad del agua.
- Alternativas técnicas, dentro del tratamiento seleccionado, con los correspondientes estudios de costos, eficiencia y simplicidad, etc.

Para la selección de las alternativas de tratamiento para sistemas de potabilización de poblaciones menores de 30000 habitantes, debe usarse el programa de selección de Tecnología y Análisis de costos en sistemas de Potabilización (Seltec), del Ministerio de Desarrollo Económico.

Para la selección de la alternativa de tratamiento óptima, deben considerarse los factores técnicos, económicos, financieros, institucionales y ambientales. Además deben evaluarse los siguientes criterios:

Nivel tecnológico apropiado: Debe ser de simple construcción, fácil manejo, bajo costo de operación haciendo que el sistema sea sostenible y estar acorde con la capacidad técnico administrativa y financiera de la comunidad del nivel de desarrollo de la capacidad técnico – administrativa de la Empresa Prestadora del servicio.

Capacidad de operación y mantenimiento: Se debe evitar la implantación de tecnologías que excedan la capacidad técnica local para su operación.

Simplificación del sistema y nivel de financiación: La alternativa seleccionada debe ofrecer soluciones óptimas que reduzcan el uso de energía eléctrica, combustible, mecanismos complejos o sofisticados, tecnología importada y periodos cortos de construcción.

Disponibilidad de recursos locales: Se deben identificar materiales y equipos disponibles localmente para emplearlos en la construcción, esto representa obras económicas. En cuanto a recursos humanos y administrativos debe evaluarse la capacidad local de organización y la capacidad de supervisión, construcción, operación y mantenimiento de la planta de tratamiento. La evaluación de recursos locales debe ser acompañada de un análisis de la capacidad económica de la población para determinar la factibilidad de pago de tarifas.

Diseño hidráulica de la planta: El diseño hidráulico de todas las unidades o procesos de tratamiento debe estar en capacidad de transportar el caudal de diseño. Se deben considerar las pérdidas de carga y la topografía del terreno para el dimensionamiento de las unidades, así como la disponibilidad de área.

Procesos mínimos de tratamiento en función de la calidad del agua de la fuente: Las características físico químicas del agua de la fuente son evaluadas en consideración con lo establecido en el RAS 2000 numeral A.11.2.2.

Con la limitación de no contar con una serie estadística, sino con ensayos puntuales uno en verano y otro después de invierno, y con la certeza de que la condición de la fuente se presenta en el 70% del tiempo promedio del año, recomienda calificar la fuente como deficiente para definir los procesos de tratamiento mínimos con los que debe contar la nueva Planta de Tratamiento de Agua Potable.

Con la comparación del cuadros 9 Calidad de la fuente de abastecimiento y el cuadro 10 Resultado de las pruebas realizadas a la fuente quebrada El Limón. En cuanto a la calidad de la fuente se determina que la fuente de estudio está dentro de los rangos de una fuente deficiente la cual a continuación nos da los parámetros de tratamiento.

Fuente deficiente: En fuentes superficiales que durante el 90% del tiempo (t90) en una serie estadística de análisis que cubra por lo menos un ciclo de lluvias y un ciclo seco, mantengan los parámetros de calidad de una fuente deficiente; los procesos de tratamiento mínimos a diseñar, construir y operar deben ser: remoción del material flotante mediante cribado con rejillas, desarenación si se justifica, coagulación, sedimentación, filtración rápida seguida de desinfección y ajuste de pH. Los procesos de coagulación y sedimentación deben diseñarse para obtener una eficiencia tal que permitan reducir la turbiedad a un valor máximo de 10 UNT y el color a un valor máximo de 20 UC.

Por consideraciones de los autores del proyecto se le añadirá al sistema que propone el RAS según la fuente deficiente, una torre de aireación para bajar los niveles de hierro que se tienen en dicha fuente.

Pretratamiento para desferrización y desmanganetización. En este literal se establecen los requisitos mínimos de diseño para llevar a cabo el proceso de desferrización y desmanganetización aplicables a los cuatro niveles de complejidad del sistema, a no ser que se especifique lo contrario.

El valor admisible de hierro total presente en el agua es $0.3 \frac{mg}{L}$ y para el manganeso es $0.1 \frac{mg}{L}$.

Los procesos de pretratamiento que deben analizarse para la remoción del hierro y manganeso presentes en el agua son los siguientes: Oxidación química; Aeración a presión seguida de filtración; Aeración a presión con tanque de contacto y filtración; Aeración en torres de múltiples bandejas con tanque de contacto y filtración; Filtración sobre zeolita mangánica; y Aeración, sedimentación y filtración.

Estudio de alternativa. Comparando las alternativas planteadas respecto de los parámetros de evaluación se presentan las siguientes consideraciones:

Caudal de diseño. Dadas las circunstancias del acueducto de la vereda EL Limón el caudal de diseño es el QMD = $0.00033 \frac{m^3}{s}$ al año 2040.

Q diseño planta de tratamiento: $0.33 \frac{L}{s}$

Ubicación de la planta de tratamiento. A pesar de que no hace parte del presente estudio la Investigación geotécnica previa para establecer las condiciones geológicas del sitio, no se

detectó ni se visualizó ni se conoce de riesgos de desplazamiento de masa, por la zona no pasan fallas geológicas y para el diseño estructural definitivo se deberá tener en cuenta el riesgo de sismicidad de la región.

Al sitio seleccionado llega el agua cruda por gravedad.

El terreno seleccionado está alejado de toda posibilidad de inundación y por las pendientes de las laderas que lo circundan tiene un buen drenaje y garantiza la evacuación de agua de lavado de filtros y sedimentadores.

Generalidades. El agua en su forma molecular pura no existe en la naturaleza, por cuanto contiene sustancias que pueden estar en suspensión o en solución verdadera según el tamaño de disgregación del material que acarrea.

Por otra parte, de acuerdo con el tipo de impurezas presentes, el agua puede aparecer como turbia, coloreada o ambas.

La turbiedad, que no es más que la capacidad de un líquido de diseminar un haz luminoso, puede deberse a partículas de arcilla provenientes de la erosión del suelo, algas o en crecimientos bacterianos.

El color está constituido por sustancias químicas, la mayoría de las veces provenientes de la degradación de la materia orgánica o presencia de minerales como el hierro entre otros. El conocimiento exacto de las características de estos contaminantes es la base para comprender los procesos de remoción usados en la práctica.

La escogencia de un sistema de tratamiento de aguas, parte de las condiciones y características de la fuente de captación, teniendo en cuenta que sea de tipo superficial o subterránea.

Con el objeto de ofrecer un servicio de acueducto eficiente, aparte de la cantidad de agua a servir, se requiere un sistema de tratamiento que satisfaga la demanda de la población actual y futura.

Evaluación de necesidades

Calidad del agua. Tal como lo muestran los análisis físico-químico y bacteriológicos realizados, se trata de agua que presenta contenidos variables de hierro, turbiedad y fosfatos, presentándose estos en épocas de invierno y en épocas de verano que son las más prolongadas, por lo que se considera un agua de deficiente calidad desde el punto de vista físico-químico siendo necesaria la reducción en los niveles de turbiedad.

La presencia de hierro y fosfatos se concluye que sus valores no son constantes, lo cual se puede deber a la presencia de estos en el suelo, que cuando es arrastrado por escorrentía muestra estos niveles en el agua captada.

Desde el punto de vista bacteriológico, se trata de convertir el agua apta para el consumo humano, para lo cual se hace necesario un proceso de desinfección.

Diseño torre de aireación. La torre de aireación está constituida por bandejas en serie con el fondo perforado, que permiten el paso del agua desde una flauta dispersora hasta la base receptora; en cada bandeja se deposita un medio de contacto (Carbón coque, medio plástico) para favorecer la fase de aireación, la figura 4 muestra claramente el modelo a seguir en este caso. (Chavarro Rodrigue,2014)



Figura 5. Torre de aireación.

Nota Fuente: autores del proyecto

Para el diseño de la unidad de aireadores de bandejas de coque se tuvo en cuenta los siguientes parámetros:

Cargas superficiales menores de $100 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}$

Área de 0.5 a 2 m^2 por cada 1000 m^3 de capacidad.

De 3 a 5 bandejas.

El espaciamiento entre bandejas de 0.3 m a 0.75 m

.

Profundidad del agua en la bandeja de aproximadamente 0.15 m.

Además se tuvo en cuenta que el lecho de coque tiene un espesor de 0.15 m a 0.3 m y el tamaño de partícula de coque de 0.05 m a 0.15 m.

Se obtuvo el área de las bandejas a partir de la relación entre el caudal máximo diario y la carga hidráulica, la cual se recomienda de 220 $\frac{m}{dia}$ para obtener una remoción de hierro entre 60 y 70%.

$$Ab = \frac{QMD}{Ch}$$

Dónde:

Ab: Área de las bandejas m^2

QMD: Caudal máximo diario $\frac{m^3}{dia}$

Ch: Carga hidráulica $\frac{m}{dia}$

$$Ab = \frac{28.512 \left(\frac{m^3}{dia} \right)}{100 \frac{m}{dia}} = 0.285 m^2 \cong 0.3 m^2$$

Con dimensiones finales:

Numero de bandejas: 4 bandejas

Área de cada bandeja: 0.51 m^2

Largo: 0.7 m

Ancho: 0.7 m

Longitud de la bandeja en el fondo: 0.354 m

Diámetro orificios: 0.0095 m

Separación orificios: 0.03 m

Numero de orificios por fila y/o columna: 9 orificios.

Diámetro lecho carbón coque o similar: 0.05 m

Altura cada una de las bandejas: 0.30 m

Separación entre bandejas: 0.30 m

Pendiente bandejas de aireación: 60°

Pendiente cono de recolección: 45°

Altura cono de recolección: 0.40 m

Altura total torre de aireación: 1.4 m

Diseño de vertedero triangular. Un vertedero es un dique o pared que presenta una escotadura de forma regular, a través de la cual fluye una corriente líquida. El vertedero intercepta la corriente, causando una elevación del nivel aguas arriba, y se emplea para controlar niveles (vertederos de rebose) y/o para medir caudales (vertederos de medida).

Su diseño se hará con el propósito de aprovechar la turbulencia q se genera en la caída como punto de aplicación de coagulantes ya que en este punto se genera una turbulencia permitiéndonos hacer una buena mezcla del sulfato de aluminio.

Diseño canal. Con el propósito de conducir el caudal de diseño hasta el vertedero se diseñara un canal rectangular que garantice las condiciones hidráulicas óptimas.

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \text{caudal de diseño} = 0.33 \frac{l}{s}$$

n = coef. De rugosidad de Manning = 0.013

A = área = (y * b)

$$R = \text{radio hidráulico} = \left(\frac{b \cdot y}{2y + b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

S = pendiente = 0.01

De la ecuación tenemos.

$$\frac{Q \cdot n}{S^{\frac{1}{2}}} = A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

$$4.29 * 10^{-5} = A \cdot R^{\frac{2}{3}}$$

De donde de la anterior ecuación buscaremos las dimensiones óptimas de diseño, en la tabla 12 podemos ver los cálculos realizados para la obtención de las dimensiones para el vertedero.

Tabla 12.

Dimensionamiento vertedero.

DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL						
B	y	A	$RH^{\frac{2}{3}}$	$A * RH^{\frac{2}{3}}$	V	F
0,05	0,01793	0,0008965	0,04777195	4,28276E-05	0,36809816	0,87768565
0,08	0,01214	0,0009712	0,04426615	4,29913E-05	0,33978583	0,9846036
0,1	0,01027	0,001027	0,04171506	4,28414E-05	0,32132425	1,01233388
0,15	0,0077	0,001155	0,03653404	4,21968E-05	0,28571429	1,03956605

0,2	0,00645	0,00129	0,03323605	4,28745E-05	0,25581395	1,01697404
0,25	0,0056	0,0014	0,03062691	4,28777E-05	0,23571429	1,00567438

Nota Fuente: autores del proyecto

Ya con el análisis de las dimensiones para el canal optamos por dejar medidas de 8cm x 10cm incluyendo un borde libre de donde procedemos a hacer los cálculos para el vertedero.

$$Q = 0,775 \cdot H^{2.47}$$

De donde

$$Q = \text{caudal de diseño} = 0.33 \frac{l}{s}$$

H = altura lámina de agua m.

Reemplazando tenemos.

$$H = 0.043 \text{ m.}$$

Para el punto de mezcla del coagulante se diseñara por las ecuaciones de alcance del chorro

$$Xs = 0.36 V^{2/3} + 0.6 H^{4/7} \text{ De donde}$$

$$V = 0.34 \frac{m}{s}$$

$$H = 0.043 \text{ m}$$

Reemplazando tenemos.

$$Xs = 0.27 \text{ m}$$

$$B = 0.27 + 0.1 = 0.37 \text{ m}$$

Dimensiones finales para el punto de mezclado.

$$B = 0.4 \text{ m, } L = 0.2 \text{ m}$$

Simulación del proceso de coagulación, floculación y sedimentación.

Prueba de jarras.

Estas pruebas consisten en simular en vasos de precipitado o jarras, el proceso de coagulación-floculación que se producirá en la planta de tratamiento y evaluar distintos parámetros durante o al final de los ensayos para caracterizar su funcionamiento.

Este procedimiento debe realizarse de acuerdo a la Norma Técnica Colombiana NTC 3903, su objetivo básico es la determinación de los coagulantes y auxiliares de coagulación (en este caso se usó como coagulante, sulfato de aluminio), sus dosis óptimas, secuencia de adición de los mismos para una turbiedad, un color, un pH, una temperatura, una alcalinidad y una dureza dados.

Para este análisis se necesitó el aparato de Prueba de Jarras; que consta básicamente de un agitador múltiple de velocidad variable que puede crear turbulencia simultáneamente en 5 vasos de precipitado (ver foto10). Utilizando este equipo, se reprodujeron las condiciones en las que se realizaran los procesos de coagulación, floculación y la sedimentación.

Determinación de la dosis optima de coagulante.

-Se determinó la turbiedad, el color aparente y el pH del agua cruda.

-Se llenaron las jarras de 1L con la muestra de agua cruda y se colocaron en la superficie del equipo para prueba de jarras.

-Se adicionaron cantidades progresivas de sulfato de aluminio de concentración 1% (1g por litro de agua destilada) al agua cruda mediante pipeta en cantidades de 10ml, 15ml, 20ml, 25ml y 30ml (cantidades sugeridas por experiencia del operario del laboratorio.) respectivamente en

cada jarra, se introdujeron las paletas agitadoras y simultáneamente se hicieron girar a 100 rpm durante 30 segundos.

-Transcurrido el tiempo de mezcla rápido fijado, se disminuyó la velocidad de rotación de las paletas a 40 rpm y se dejó flocular el agua durante 15 minutos.

-Cumplido este tiempo se suspendió la agitación, se extrajeron las paletas y se dejó sedimentar el agua durante 15 minutos

-Se tomaron las muestras de cada jarra a las cuales se les determinaron la turbiedad, el pH y el color aparente.

Presentación de los resultados.

Se le hicieron análisis a las jarras para determinar cuál de ellas utilizando menor cantidad de sulfato de aluminio nos daba mejores resultados:

Muestra 1. (10 mililitros por litro de agua cruda)

Turbiedad inicial UNT: 24 ----- Turbiedad final UNT: 7

pH inicial: 7,4 -----pH final: 7

Color inicial UPC: 188 ----- Color final UPC: 20

Muestra 2. (15 mililitros por litro de agua cruda)

Turbiedad inicial UNT: 24 ----- Turbiedad final UNT: 5

pH inicial: 7,4 -----pH final: 6,5

Color inicial UPC: 188 ----- Color final UPC: 15

Muestra 3. (20 mililitros por litro de agua cruda)

Turbiedad inicial UNT: 24 ----- Turbiedad final UNT: 2

pH inicial: 7,4 -----pH final: 6,5

Color inicial UPC: 188 ----- Color final UPC: 13

Muestra 4. (25 mililitros por litro de agua cruda)

Turbiedad inicial UNT: 24 ----- Turbiedad final UNT: 2

pH inicial: 7,4 -----pH final: 6.2

Color inicial UPC: 188 ----- Color final UPC: 10

Muestra 5. (30 mililitros por litro de agua cruda)

Turbiedad inicial UNT: 24 ----- Turbiedad final UNT: 2

pH inicial: 7,4 -----pH final: 5,8

Color inicial UPC: 188 ----- Color final UPC: 7

Conclusión de los resultados.

Se puede ver que en algunos resultados se cumple con uno límites permisibles y en otros no como por ejemplo la muestra número 2, pero finalmente se concluye que la que mejor se adapta cumpliendo con todos los parámetros de límites permisibles es la muestra número 3 por su economía en cantidad adicionada de sulfato de aluminio.



Foto 10. Montaje de equipo de jarras

Nota Fuente: autores del proyecto

Caudal de dosificación. El caudal de la solución de sulfato de aluminio se calcula con la siguiente ecuación.

$$q = \frac{D \cdot Q}{P \cdot C}$$

q = caudal de la solución.

$$D = 20 \frac{g}{m^3}$$

P = pureza = 90%

C = concentración de sulfato de aluminio = $1 \frac{g}{L}$

De la ecuación obtenemos.

$$q = 4.89 * 10^{-8} \frac{m^3}{s} = 0.00422 \frac{m^3}{dia}$$

El caudal calculado anteriormente es calculado para funcionar 24 horas, pero según las normas para sistemas de potabilización de la república de Colombia, para niveles de complejidad bajos se pueden diseñar un tanque que funcione 6 horas.

El volumen de dosificación para que funcione 6 horas será.

$$q = 0.001 \frac{m^3}{dia}$$

Tanque de dosificación. El volumen del tanque dosificador será el volumen de caudal dosificador más un 5% del mismo volumen.

$$\text{Vol. dos.} = q \text{ dos.} + (5\% * q \text{ dos.})$$

$$\text{Vol. dos.} = 0.00105 m^3$$

Las dimensiones del tanque serán:

Las dimensiones del tanque se calculan tomando un factor de diseño de $\frac{t}{h} = 1$ para el cual se determina el diámetro del tanque.

$$t = ((4 \cdot q \text{ dosif sulf alum}) / \pi)^{\frac{1}{3}} = 0.11m$$

t = diámetro tanque.

h = altura tanque

Con el factor de diseño la altura es:

$$h = 0.11 m$$

Por razones de diseño se tomará como tanque un recipiente de diámetro 0.25m con una altura de 35 cm por su fácil adquisición.

Se utilizará un dosificador de carga constante al cual se le implementara un flotador dentro del tanque de donde debe mantenerse una carga constante de agua sobre un orificio para obtener un caudal de dosificación constante. El caudal debe calibrarse a la salida mediante una válvula. Y dejando ahogado la entrada del conducto a una altura constante.

Diseño del floculador. Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto. Consisten en tanques provistos de pantallas entre los cuales el agua circula con una velocidad fija, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo (ver figura 5).

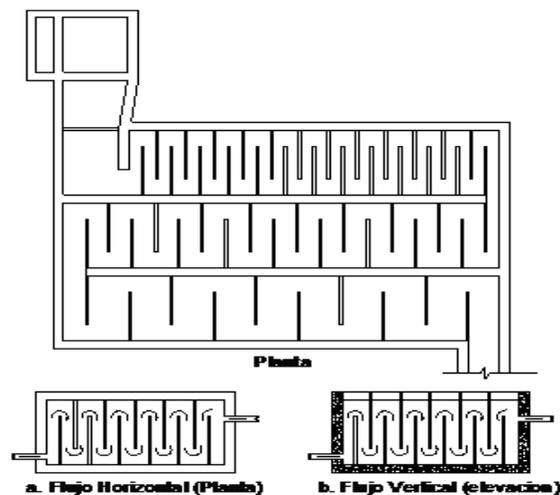


Figura 6. Floculador hidráulico.

Nota Fuente: Arboleda Valencia, 2000.

Los más comunes son los de flujo horizontal y los de flujo vertical. En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180° al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

Floculador de flujo horizontal. Para utilizar floculador de flujo horizontal, el tanque debe estar dividido por pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuesto de forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas. Debe dejarse suficiente espacio para la limpieza de los canales; si éstos son muy estrechos las pantallas deben ser removibles.

Trayectoria del agua.

$$T = V \cdot tr$$

T = trayectoria del agua.

V = velocidad, asumiendo un valor de $0.1 \frac{m}{s}$

tr = tiempo de residencia obtenido en la prueba de jarras (15min).

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$T = 90 \text{ m.}$$

Volumen de la cámara de floculación.

$$\text{Vol.} = Q \cdot tr$$

Vol. = volumen.

Q = caudal de diseño $0.00033 \frac{m^3}{s}$

Reemplazando en la ecuación tenemos.

Vol. = 0.3 m^3 debido a que el volumen de almacenamiento es muy pequeño adoptaremos un volumen de 0.5 m^3

Área de recorrido del agua.

$$a = \frac{Vol}{T}$$

$$a = 0.0056 m^2$$

Profundidad de la cámara.

prof. cam. = h + borde libre

h = altura lámina de agua asumo 0.4 m

Borde libre = asumiendo 0.1 m

Prof. cam = 0.5 m

Separación de tabiques.

$$\text{Sep. Tabique} = \frac{a}{\text{prof cam}}$$

Reemplazando tenemos.

Sep. Tabique = 0.014 m como la separación de tabiques es pequeña adopto separación de tabiques de 0.1 m.

De donde la nueva área de recorrido del agua será.

$$a = \frac{\text{sep tabiques}}{\text{prof cam}}$$

$$a = 0.2 m^2$$

Espacio libre entre tabiques y pared.

Espacio libre entre tabique y pared = separación entre tabiques * 1.5

Espacio libre entre tabique y pared = 0.15 m

Ancho útil de la cámara.

Ancho útil de la cámara = ancho compartimiento de sedimentación = 2.8 m

Longitud efectiva de cada canal.

Longitud efectiva de cada canal = ancho útil de la cámara – espacio libre entre tabiques y pared = 2.65 m

Número de canales

El número de canales será:

$$N = \frac{T}{\text{longitud efectiva}} = 34 \text{ canales}$$

Se diseñaran 34 canales y 33 espacios

Longitud total del tanque

Longitud total del tanque = (# canales * espesor tabique) + (espacios entre tabiques * separación de tabiques) = 3.5 m

Radio hidráulico

El radio hidráulico será:

$$R = \frac{A}{(2*h+a)} = \frac{0.2}{(2*0.4+0.1)} = 0.22 \text{ m}$$

Calculo de las perdidas

Las pérdidas por fricción, aplicamos la fórmula de Manning, con un valor $n=0.013$ para cemento.

$$h_2 = S * L = \left(\frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * T \quad \text{de donde}$$

v = velocidad.

n = coef de rugosidad.

$$h_2 = \left(\frac{0.1 * 0.013}{0.22^{2/3}} \right)^2 * 90 = 0.0011m.$$

Las pérdidas localizadas serán:

$$h_1 = k * N \frac{v^2}{2g} \quad \text{de donde}$$

k = constante empírica (2 a 4) = 3

N = número de tabiques.

g = aceleración de la gravedad = $9.8 \frac{m}{s^2}$

$$h_1 = 0.05 \text{ m}$$

La pérdida de energía total será:

$$h_t = 0.0011 + 0.05 = 0.05 \text{ m.}$$

Gradiente de velocidad. El gradiente de velocidad se calcula mediante la fórmula:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_t}{\mu * T}} = \sqrt{\frac{998.7 \frac{kgf}{m^3} * 0.05m}{1.14 * 10^{-4} \frac{kg * s}{m^2} * 15min * 60seg}} = 22.06 \text{ s}^{-1}$$

La RAS 2000, recomienda que el gradiente de velocidad se encuentre entre $20-70s^{-1}$, por lo tanto nuestro diseño cumple con las especificaciones.

Sedimentador. Un sedimentador, se diseña para remover un tamaño de partícula mínimo y todos los tamaños superiores a este y además una fracción de todos los tamaños inferiores a este, en la figura 6 se puede ver un modelo convencional de una de estas estructuras.

Como consecuencia de lo indicado, se puede llegar a las siguientes conclusiones sobre sedimentación de partículas en un sedimentador ideal:

-Para que un sedimentador de flujo continuo sea considerado como ideal, la dirección del flujo debe ser la misma, así como su velocidad constante en todos los puntos de una sección.

-Que la concentración de partículas con iguales características sea la misma en todos los puntos de la sección vertical a la entrada al sedimentador.

-Que una partícula queda removida cuando se depositan en el fondo del sedimentador.

-Que para un caudal dado, la remoción de partículas en suspensión es función de la carga superficial, siendo independiente de la profundidad de sedimentación.

-Que la concentración de la materia en suspensión para cualquier sección transversal del sedimentador se incrementa con la profundidad de sedimentación y decrece con la proximidad a la salida del sedimentador. Por lo tanto, las trayectorias de partículas de iguales características originan lugares geométricos de igual concentración de partículas.

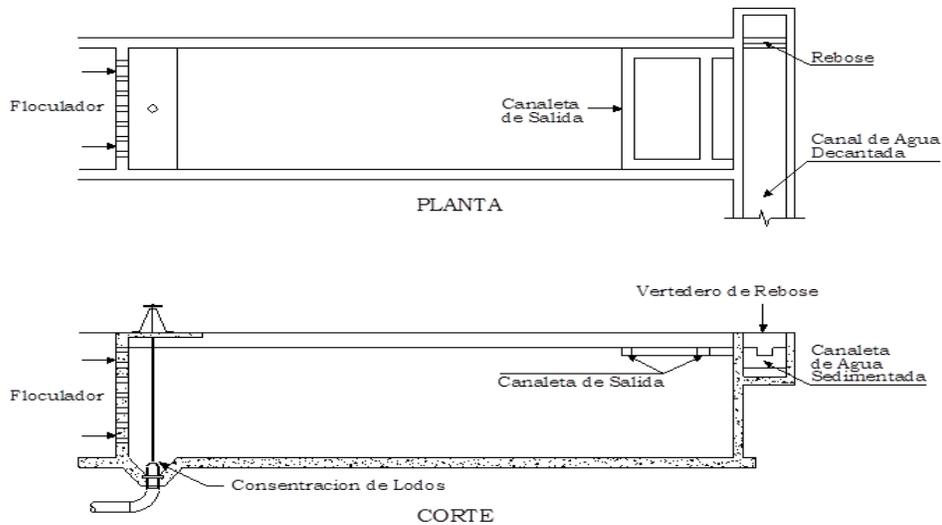


Figura 7. Sedimentador tipo convencional

Nota Fuente: Arboleda Valencia 2000

Diseño del sedimentador. Diseño para una prof. de 1.60 m., de 2 unidades en paralelo con carga superficial $15 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}$ y una pendiente de fondo mayor de 2%.

Calculo del caudal unitario

$$\frac{28.512 \frac{m^3}{dia}}{2} = 14.256 \frac{m^3}{dia}$$

Área del sedimentador

$$As = \frac{Q}{q} = \frac{14.256 \frac{m^3}{dia}}{15 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}} = 1m^2$$

Ancho del sedimentador

Si la relación largo ancho $\frac{L}{B} = 2$, el ancho del sedimentador será:

$$b = \sqrt{\frac{1m^2}{2}} = 0.70m$$

La longitud será

$$L = \frac{A}{b} = \frac{1m^2}{0.70m} = 1.43m$$

El tiempo de retención será

$$TRH = \frac{A*H}{Q} = \frac{1*2.4}{14.256} = 0.14 \text{ dia} = 4 \text{ horas}$$

La velocidad horizontal del flujo

$$V_h = \frac{Q}{H*B} = \frac{14.256 \frac{m^3}{\text{dia}}}{1.5m*0.5m} = 19.008 \frac{m}{d} = 0.022 \frac{cm}{s} \text{ OK.}$$

Se encuentra alrededor de $0.5 \frac{cm}{s}$ que es lo recomendado

Calculo del vertedero de salida

La carga sobre el vertedero se calcula según la ecuación

$$\frac{Q}{B} = \frac{14.256 \frac{m^3}{\text{dia}}}{0.7m} = 20.366 \frac{m^3}{s*d}$$

Tomando un ancho de canaleta de 0.1 m., el caudal de la canaleta será:

$$Q_c = \frac{Q*b}{b+2*\text{ancho canal}} = \frac{14.256 \frac{m^3}{\text{dia}} * 0.7m}{(0.7m+2*0.1m)} = 11.088 \frac{m^3}{d} = 0.000128 \frac{m^3}{s}$$

La profundidad de la lámina en ella será:

$$h_a = \left(\frac{Qc}{1.375 * ac} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{0.000128 \frac{m^3}{s}}{1.375 * 0.1m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.01m$$

Por lo tanto para calcular la altura del vertedero de salida aumentamos 0.09 m, de la altura de la lámina de agua, con lo cual la profundidad del vertedero $H_v = 0.01 + 0.09 = 0.1$ m.

Diseño filtro grueso ascendente

En la tabla 13 se puede apreciar una guía para el diseño de filtros gruesos.

Tabla 13.

Guía de diseño para filtros gruesos

Criterio	Valores Recomendados
<i>Periodo de diseño (años)</i>	8-12
<i>Periodo de operación (h/d)</i>	24
<i>Velocidad de filtración (m/h)(*)</i>	0.3 - 0.6
<i>Numero de unidades en serie</i>	
<ul style="list-style-type: none"> • FGAC 	1
<ul style="list-style-type: none"> • FGAS 	2 - 3
<i>Lecho filtrante</i>	
<i>Longitud total (m)</i>	

• <i>FGAC</i>	<i>0.60 – 0.90</i>
• <i>FGAS</i>	<i>1.15 – 2.35</i>
<i>Tamaño (mm)</i>	<i>Según tabla</i>
<i>Lecho de soporte total</i>	
• <i>Longitud (m)</i>	<i>0.30 – 1.25</i>
• <i>Tamaño (mm) (**)</i>	<i>Según tabla</i>
<i>Altura sobrenadante de agua (m)</i>	<i>0.10 – 0.20</i>
<i>Carga estatica de agua para lavado en contraflujo</i>	<i>2.5 – 3.0</i>
<i>Área de filtración por unidad (m²)</i>	<i>15 - 25</i>

(*) *A mayor contaminación del agua afluyente, menor velocidad de filtración.*

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

Dimensionamiento de la cámara de filtración. Para el dimensionamiento se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

Caudal de diseño= el caudal de diseño corresponde al caudal máximo diario igual a $0.33 \frac{L}{s}$ ($1.188 \frac{m^3}{h}$) y el tipo de flujo es vertical ascendente.

Para determinar la velocidad de filtración se tiene en cuenta las recomendaciones del R.A.S,

en donde sugiere que esta debe encontrarse entre $0,3 - 0,6 \frac{m}{h}$.

Número de unidades a diseñar: 2 módulos

Si se tienen 2 módulos para el filtro grueso ascendente entonces:

$$\text{Caudal por modulo: } \frac{0.33 \frac{L}{s}}{2} = 0.165 \frac{L}{s}$$

$$\text{Velocidad de filtración (Vf): } 0.3 \frac{m}{h}$$

$$\text{Área superficial de filtración (As)} = \frac{Qf}{Vf} = \frac{0.33 \frac{L}{s}}{0.3 \frac{m}{h}} * \frac{3600}{1000} = 3.96 m^2$$

$$\text{Área por modulo} = \frac{3.96 m^2}{2} = 1.98 m^2 \cong 2 m^2$$

$$\text{Ancho adoptado} = 1.5 m$$

$$\text{Largo} = 1.5 m \quad \text{y} \quad H = 1.5 m$$

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 0.1 m.

$$Yc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

Yc = tirante critico

$$Q = \text{Caudal a filtrarse } 0.165 \frac{L}{s}$$

b = ancho del canal 0.1 m

$$g = \text{aceleración de gravedad } 9.81 \frac{m}{s^2}$$

Reemplazando se tiene.

$$Yc = 0.0065 m$$

Se halla el Yn para evaluar las características hidráulicas.

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

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

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:

$$Y_n = 1.38 \text{ cm} \cong 1.5 \text{ cm}$$

Se halla la velocidad que se presenta en el canal

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

$$R = 0.011 \text{ m}$$

$$S = 0.001$$

$$n = 0.013$$

Reemplazando se tiene.

$$V = 0.12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Verificamos el número de froude

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

$V = 0.12 \frac{m}{s}$ velocidad del flujo

$D = 0.015m$ profundidad hidráulica

$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$ aceleración de la gravedad

Reemplazando tenemos.

$$F = 0.31$$

Como $F < 1$ se considera flujo subcritico.

Vertedero triangular

Se dimensiona un canal de distribución de 0.1 m de ancho x 1.5 de largo con un vertedero triangular de 90°

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

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

$Q = 0.000165 m^3$ caudal a filtrar

De la ecuación obtenemos.

$h = 0.026 \cong 0.03 m$ carga del agua en el vertedero.

Reglillas de aforo. (Ver figura 7). Para facilitar el trabajo del filtro se puede recurrir a la utilización de reglas con señales de colores (verde, amarillo y rojo) que permiten de manera

visual, registrar variaciones de caudal y por consiguiente, de velocidad de filtración de las unidades. Cuando el nivel de agua en la zona de medición alcanza el color verde, se indica la condición de diseño de la planta; el color amarillo pintado por encima del verde, indica la zona de sobrecarga admisible (generalmente hasta el 50% del caudal de diseño), el amarillo por debajo, representa la zona en la cual se aconseja operar el filtro en los momentos de picos afluentes de turbiedad; la zona roja tanto superior como inferior al color amarillo, indica al operador, velocidades extremas tanto altas como bajas.

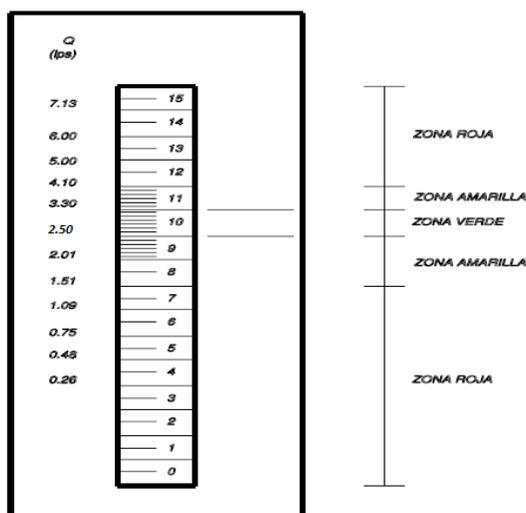


Figura 8.Reglilla de aforo

Nota Fuente: Instituto Cinara

Lecho filtrante y de soporte. Lecho filtrante: recomendado para filtros ascendentes en capas. El lecho filtrante de grava se colocan de mayor a menor en dirección del flujo, en el cuadro 14 se muestran las especificaciones de espesores y diámetros para cada capa de grava.

Tabla 13.

Tamaño y espesor de la grava.

Capas	Lecho filtrante grava (mm)	Espesor de capa (m)
1	19-25	0.30
2	13-19	0.20-0.30
3	6.0-13	0.15-0.20
4	3.0-6.0	0.15-0.20
5	1.6-3.0	0.10-0.20

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

El lecho de soporte deberá ser de 0,30m y el lecho filtrante estará entre 0,60m – 0,90m.

Sistema de distribución, drenaje y cámara de lavado. El sistema de distribución estará compuesto por un Múltiple difusor, construido en tubería PVC perforada que se ubicará en el fondo del filtro para garantizar repartición uniforme del flujo en su interior. El cálculo del sistema de distribución se hace considerando la condición más desfavorable que se presenta cuando los múltiples funcionan como recolectores de aguas de lavado del filtro. Para el cálculo del sistema de distribución se adopta una tasa de lavado de 4m/h (para no producir fluidificación en el lecho filtrante), para esta condición el caudal producido durante el lavado será:

$$Q1 = V1 \cdot Af$$

Q1 = caudal de lavado.

V1 = velocidad de lavado $4 \frac{m}{h}$.

Af = área de filtración $1.98 m^2$

Reemplazando en la ecuación obtenemos.

$$Q_1 = \frac{4 \frac{m}{h} \cdot 1.98 m^2}{3600 s} = 0.0022 \frac{m^3}{s}$$

Se halla el número de tuberías laterales que formaran el sistema de drenaje.

Especificaciones para el diseño del sistema de distribución y drenaje.

En la tabla 15 se tienen algunos valores recomendados para el diseño del sistema de distribución y drenaje.

Tabla 14.

Parámetros de diseño sistema de drenaje filtro grueso –ascendente

Criterio		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

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

Número de tuberías laterales

$$N = \frac{b}{d}$$

b = 1.5 m ancho del filtro

d = 0,25 m distancia entre laterales

De la ecuación tenemos;

N = 6 laterales.

Diámetro y número de orificios

Para la recolección de agua de lavado se instalará un sistema de tuberías (6 unidades) perforadas. Con orificios de 10mm de diámetro.

Caudal de lavado que transporta cada lateral:

$$Q_{\text{lat}} = \frac{Q_1}{N}$$

$$Q_1 = 0.0022 \frac{m^3}{s} \text{ caudal de lavado.}$$

$$N = 6 \text{ laterales}$$

$$Q_{\text{lat}} = 0.000366 \frac{m^3}{s}$$

Número de orificios:

$$R_o = \frac{N \cdot A_{\text{orificio}}}{A_{\text{lecho}}}$$

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

De donde:

N: Número total de orificios.

$$A_{\text{orificios}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.0000785 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{lecho}} = 1.98 \text{ m}^2$$

Asumiendo una relación $R_o = 0,0020$ y despejando N de la formula se tiene:

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

$$N = 50.44 \cong 60 \text{ orificios}$$

Dividimos el número total de orificios entre el número total de laterales para obtener el número de orificios de cada lateral.

$$\frac{N^{\circ} \text{ orificios}}{N^{\circ} \text{ laterales}} = \frac{60}{6} = 10 \text{ orificios por cada lateral}$$

Los orificios serán ubicados en dos hilera por cada lateral y separado entre ejes cada 0.20 m.

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 $0,50 \frac{m}{s}$

$$R1 = N \cdot \frac{\phi^2}{D^2} = 0.4$$

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

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

N = 10 número de orificios en el colector.

D = diámetro del colector.

Despejando D se tiene.

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

$D = 0.05$ m Adoptamos un diámetro de 2''

Diámetro de colector principal. Siguiendo las recomendaciones realizadas por el R.A.S, se adopta una velocidad de drenaje de $0.5 \frac{m}{s}$

Asumimos un diámetro de entrada de 2".

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

$$Vc = \frac{Q \text{ lat}}{Ac}$$

Vc = velocidad en el colector.

Q lat = caudal de lavado por lateral.

Reemplazando se tiene:

$$Vc = \frac{0.000366}{0.002} = 0.183 \frac{m}{s} < 0.5 \frac{m}{s}$$

Por tanto el diámetro de diseño es de 2".

Pérdidas de carga durante el lavado. A continuación se consideran las pérdidas de carga generadas durante el lavado del filtro, en el cuadro 16 vemos las perdidas en cada capa.

$$hmf = \frac{0,0608 \cdot V \cdot Lo}{100 \cdot do^2} \quad (\text{Corcho \& Duque, 2005}).$$

$$V = 0,11 \frac{cm}{s} \quad \text{Velocidad de lavado en centímetros}$$

Lo = espesor de la capa de grava

do = Diámetro de la grava en dicha capa

Tabla 15.

Cálculos de pérdida de carga.

Capas	Espesor de la grava en (cm)	Diámetro de la grava en(cm)	Perdida de carga en (m)
1	30	1,9	0,0005558
2	20	1,3	0,0007915
3	15	0,6	0,0027867
4	15	0,3	0,0111467
5	10	0,16	0,0261250
Total	90		0,0414056

Nota Fuente: Autores de la investigación

Pérdidas por descarga de los orificios en el lateral

$$hl = \frac{Qo^2}{Cd^2 * Ao^2 * 2g}$$

$$Qo = \frac{Ql}{N^{\circ} \text{ orificios}}$$

Qo = caudal por orificio

Cd = coeficiente de descarga

Ql = caudal de lavado

N° orificios = número total de orificios

$$Qo = \frac{2.2}{60} = 0.037 \frac{L}{s}$$

$$Ao = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} = \frac{\pi * 0.01^2}{4} = 0.00007854 \text{ m}^2$$

$$Cd = 0.61$$

Reemplazando se tiene.

$$hl = \frac{0.000037^2}{0.61^2 * 0.00007854^2 * 2 * 9.81} = 0.03 \text{ m}$$

Pérdida en el lateral

$$hl = \frac{1}{3} f * \frac{L * Vl^2}{D * 2g}$$

$$Vl = \frac{Ql}{Nl * Al}$$

L = longitud del lateral; 1.3 m

D = diámetro; 2"

Vl = velocidad de lavado en el lateral

f = factor de fricción

Ql = caudal de lavado

Nl = número de laterales; 6 laterales

Al = área del lateral

Reemplazando de la ecuación de velocidad de lavado tenemos.

$$Vl = 0.18 \frac{m}{s}$$

Para obtener el valor del factor de fricción utilizaremos la siguiente ecuación.

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

$$Re = \frac{V.D}{\vartheta} = 9080.436941$$

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

$$\vartheta = 1.007 * 10^{-6}$$

Reemplazando en la ecuación obtenemos el valor de factor de fricción:

$$f = 0.032$$

Reemplazando en la ecuación de pérdida obtenemos.

$$hl = 4.50 * 10^{-4} m$$

Perdida de carga en la tubería principal.

$$hl = \frac{1}{3} f * \frac{L * Vl^2}{D * 2g}$$

$$V_{cp} = \frac{Ql}{A_{cp}}$$

L = longitud del lateral; 1.5 m

D = diámetro; 2"

V_{cp} = velocidad de lavado en el colector principal

f = factor de fricción 0.032

Ql = caudal de lavado

A_{cp} = área del colector principal.

Reemplazando de la ecuación de velocidad de lavado tenemos.

$$V_{cp} = 1.085 \frac{m}{s}$$

De la ecuación de pérdidas se obtiene.

$$hf = 0.019 m$$

Pérdidas por accesorios en el lavado. La configuración del múltiple recolector es en forma de peineta, los terminales se sellarán con adaptadores de limpieza y los acoples de los

laterales al tubo principal se realizan a través de Tees. Las pérdidas que generan dichos accesorios se calculan en función de las velocidades en el conducto principal (ver cuadro 17).

Las velocidades se determinan a partir de la ecuación $V = \frac{Ql}{ac}$.

De donde el caudal conducido por cada colector es $0.000367 \frac{m^3}{s}$

Ecuación para determinar pérdidas. $hf = k \cdot \frac{v^2}{2g}$.

Tabla 16.

Pérdida por accesorios. (Filtro grueso)

Punto	Tipo accesorio	Cantidad	k (m)	Q m3/s	v m/s	h acc
Lateral 1	tee pd	1	0,4	0,000367	0,1835	0,00068649
Lateral 2	tee pd	1	0,6	0,000734	0,367	0,00411893
Lateral 3	tee pd	1	0,6	0,001101	0,5505	0,00926759
Lateral 4	tee pd	1	0,6	0,001468	0,734	0,01647572
Lateral 5	tee pd	1	0,6	0,001835	0,9175	0,02574331
Lateral 6	tee pd	1	0,6	0,002202	1,101	0,03707037
	Codo 90°	2	0,4	0,000367	0,1835	0,00068649
	Valvula mariposa	1	0,25	0,000367	0,1835	0,00042906
	Salida	1	1	0,000367	0,1835	0,00171622
Total						0,09619417

Nota Fuente autores del proyecto.

Los materiales a utilizar para los lechos filtrantes de cada filtro serán obtenidos de las canteras de la región que serán regidos a lo estipulado por la norma RAS en cuanto a su granulometría y correcto funcionamiento de dichas capas, esto con el fin de mitigar los gastos del proyecto puesto que la adquisición de las capas granulares traídas de otros sitios aumentarían considerablemente el costo del proyecto.

Filtro lento en arena. Posterior a los filtros gruesos y para reducir al máximo la materia orgánica y el riesgo microbiológico (bacterias, virus y quistes), se diseñan los filtros lentos. La filtración lenta en arena presenta la mayor eficiencia de remoción bacteriológica, de igual forma, es el componente más vulnerable ante los picos de turbiedad, por lo tanto en la operación del sistema no se debe dejar pasar lodo a los filtros lentos.

El tratamiento del agua en una unidad de FLA 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.

Parámetros de diseño.

Caudal de filtración:

Número mínimo de unidades de filtración: 2 unidades.

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

Q_f = caudal a filtrarse.

Q_d = caudal de diseño.

Reemplazando se tiene:

$$Q_f = 0.165 \text{ l/s} = 0.000165 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Área de filtración por modulo.

$$A_s = \frac{Q_f}{v_f}$$

A_s = área superficial.

$Q_f = 0.000165 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ 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 $7 \text{ y } 14 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$; $8.10 * 10^{-5} \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}}$

Reemplazando en la ecuación tenemos.

$$A_s = 2.03 \text{ m}^2$$

Se adoptaran medidas para el filtro de $A_s = 1.5\text{m} \times 1.5\text{m} = 2.25 \text{ m}^2$

Espesores de las capas de material.

Arena: 0.8 m

Grava de soporte: 0.2 m

H total: 1.5 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 0.1 m.

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

Y_c = tirante crítico

Q = Caudal a filtrarse $0.165 \frac{L}{s}$

b = ancho del canal 0.1 m

g = aceleración de gravedad $9.81 \frac{m}{s^2}$

Reemplazando se tiene.

$$Y_c = 0.0065 \text{ m}$$

Se halla el Y_n para evaluar las características hidráulicas.

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

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

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:

$$Y_n = 1.38 \text{ cm} \cong 1.5 \text{ cm}$$

Se halla la velocidad que se presenta en el canal

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

$$R = 0.018 \text{ m}$$

$$S = 0.001$$

$$n = 0.013$$

Reemplazando se tiene.

$$V = 0.12 \frac{m}{s}$$

Verificamos el número de froude

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

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

$$D = 0.03 \text{ m profundidad hidráulica}$$

$$g = 9.81 \frac{m}{s} \text{ aceleración de la gravedad}$$

Reemplazando tenemos.

$$F = 0.31$$

Como $F < 1$ se considera flujo subcritico.

Vertedero triangular. Se dimensiona un canal de distribución de 0.1 m de ancho x 1.5 de largo con un vertedero triangular de 90°

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

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

$Q = 0.000165 \text{ m}^3$ caudal a filtrar

De la ecuación obtenemos.

$h = 0.026 \cong 0.03 \text{ m}$ 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. En el cuadro 18 se muestran las especificaciones de diseño para el sistema de drenaje.

Tabla 17.

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/s	0,5

Nota 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 0.25 m centro a centro con orificios de diámetro de 10 mm separados cada uno de ellos cada 0.15 m.

Longitud lateral: 1.5 m

Distancia entre laterales: 0.25 m

Diámetro de orificios: 10 mm

Área de orificio: $7.85 * 10^{-5} m^2$

Distancia entre orificio: 0.15 m

Número de laterales.

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

b = longitud del colector principal.

d = distancia entre laterales.

Reemplazando de la ecuación tenemos.

$$\# \text{ lat.} = 6 \text{ lat}$$

$$\text{Caudal de filtración por lateral} = \frac{0.000165 m^3}{6 \text{ lat.}} = 0.0000275 m^3$$

Número de orificios.

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

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

N: Número total de orificios.

$$A. \text{ Orificios} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0.0000785 \text{ m}^2$$

$$A. \text{ Lecho} = 2.25 \text{ m}^2$$

Asumiendo una relación $R_o = 0,0020$ y despejando N de la formula se tiene:

$$N = \frac{R_o \cdot A. \text{ lecho}}{A. \text{ orificios}}$$

Reemplazando de la ecuación se tiene.

$$N = 57.32 \text{ Orificios. -- Asumo } 60 \text{ orificios.}$$

Número de orificios por lateral.

$$N_l = \frac{N}{\# \text{ lat}} = 10 \text{ orificios por lateral.}$$

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 $0,50 \frac{m}{s}$.

$$R1 = N \cdot \frac{\phi^2}{D^2} = 0.4$$

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

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

$N = 10$ número de orificios en el colector.

D = diámetro del colector.

Despejando D se tiene.

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

$D = 0.05 \text{ m}$ Adoptamos un diámetro de 2"

Chequeo velocidad del caudal de filtración en la tubería

$$V = \frac{Ql}{Al}$$

$$Ql = 0.0000275 \frac{m^3}{s}$$

$$Al = \text{área del lateral} = 2.026 * 10^{-3} m^2$$

Reemplazando de la ecuación tenemos.

$$V = 0.013 \frac{m}{s}$$

Diámetro de colector principal. Siguiendo las recomendaciones realizadas por el R.A.S, se adopta una velocidad de drenaje de $0.5 \frac{m}{s}$

Asumimos un diámetro de entrada de 2".

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

$$Vc = \frac{Q \text{ lat}}{Ac}$$

Vc = velocidad en el colector.

Q lat = caudal por lateral.

Reemplazando se tiene:

$$V_c = \frac{0.000165 \frac{m^3}{s}}{0.002 m^2} = 0.0825 \frac{m}{s} < 0.5 \frac{m}{s}$$

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. En la tabla 19 se muestran los parámetros de diseño.

Tabla 18.

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

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

Pérdida en el lateral

$$hl = \frac{1}{3} f * \frac{L * Vl^2}{D * 2g}$$

$$Vl = \frac{Q}{Nl * Al}$$

L = longitud del lateral; 1.3 m

D = diámetro; 2"

Vl = velocidad en el lateral

f = factor de fricción

Q = caudal

Nl = número de laterales; 6 laterales

Al = área del lateral

Reemplazando de la ecuación de velocidad de lavado tenemos.

$$Vl = 0.013 \frac{m}{s}$$

Para obtener el valor del factor de fricción utilizaremos la siguiente ecuación.

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

$$Re = \frac{V.D}{\vartheta} = 655.809$$

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

$$\vartheta = 1.007 * 10^{-6}$$

Reemplazando en la ecuación obtenemos el valor de factor de fricción:

$$f = 0.073$$

Reemplazando en la ecuación de pérdida obtenemos.

$$hl = 5.36 * 10^{-6} m$$

Pérdida de carga en la tubería principal.

$$hl = \frac{1}{3} f * \frac{L * Vl^2}{D * 2g}$$

$$V_{cp} = \frac{Q}{A_{cp}}$$

L = longitud del lateral; 1.5 m

D = diámetro; 2"

V_{cp} = velocidad en el colector principal

f = factor de fricción 0.039

Q = caudal

A_{cp} = área del colector principal.

Reemplazando de la ecuación de velocidad de lavado tenemos.

$$V_{cp} = 0.08 \frac{m}{s}$$

De la ecuación de pérdidas se obtiene.

$$hf = 0.0012 m$$

Pérdidas por accesorios en el lavado. La configuración del múltiple recolector es en forma de peineta, los terminales se sellarán con adaptadores de limpieza y los acoples de los laterales al tubo principal se realizan a través de Tees. Las pérdidas que generan dichos accesorios se calculan en función de las velocidades en el conducto principal. En el cuadro 20 se muestran los cálculos realizados para determinar las pérdidas por accesorios.

Las velocidades se determinan a partir de la ecuación $V = \frac{Q}{ac}$.

De donde el caudal conducido por cada colector es $0.0000275 \frac{m^3}{s}$

Ecuación para determinar pérdidas. $hf = k \cdot \frac{v^2}{2g}$

Tabla 19.

Pérdida por accesorios. (Filtro lento)

Punto	Tipo accesorio	Cantidad	k (m)	Q m3/s	v m/s	h acc
Lateral 1	tee pd	1	0,4	0,0000275	0,01375	3,8545E-06
Lateral 2	tee pd	1	0,6	0,000055	0,0275	2,3127E-05
Lateral 3	tee pd	1	0,6	0,0000825	0,04125	5,2036E-05
Lateral 4	tee pd	1	0,6	0,00011	0,055	9,2508E-05
Lateral 5	tee pd	1	0,6	0,0001375	0,06875	0,00014454
Lateral 6	tee pd	1	0,6	0,000165	0,0825	0,00020814
	Codo 90°	2	0,4	0,000165	0,0825	0,00013876
	Válvula mariposa	1	0,25	0,000165	0,0825	8,6726E-05
	Salida	1	1	0,000165	0,0825	0,0003469
Total						0,0010966

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

Guía para la operación y mantenimiento de sistemas de filtración.

Filtros gruesos ascendentes en capas (FGAC). La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente.

La medición de pérdida de carga permitirá al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada; este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara (ver tabla21).

Tabla 20.

Actividades diarias de operación en los filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	<p>Verificar el nivel del agua en la reglilla de aforo de cada unidad.</p> <p>Ajustar la válvula de entrada hasta alcanzar el caudal de operación.</p>
Medición de turbiedad	<p>Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso Ascendente.</p> <p>Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluente sea mayor que el valor previsto para operación normal.</p> <p>Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.</p>

Retiro del material flotante Anotar en el libro de registro diario los valores de turbiedad en el ingreso y salida del filtro.

Cambios en el caudal durante el día.

Fecha de lavado del filtro.

Registro de información

Medir nivel de agua en la cámara de entrada al filtro.

Medición de la pérdida de carga Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración.

Nota Fuente: Instituto Cinara

En la Figura 8 se puede ver el procedimiento para el retiro del material flotante en los filtros.

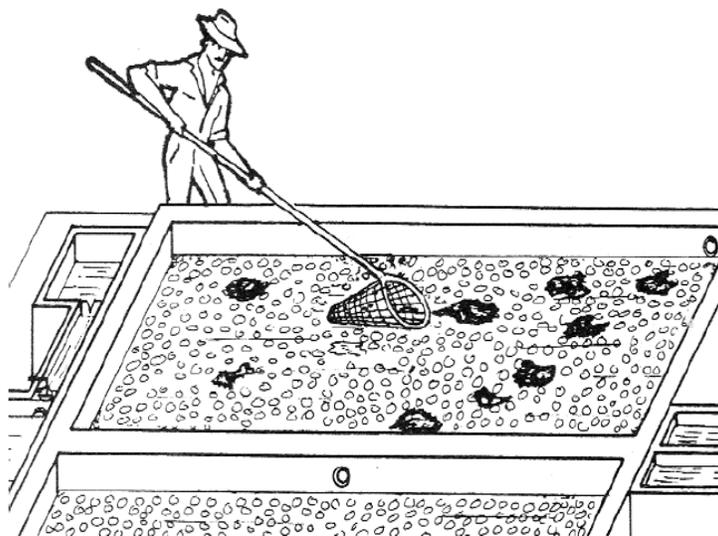


Figura 9. Retiro del material flotante

Nota Fuente: Instituto Cinara

Filtros lentos de arena (FLA). Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto (ver tabla 22 y tabla 23).

Tabla 21.

Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena

Actividad	Acciones claves
Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente.	Abastecer la unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena.
Poner en marcha el filtro.	Realizar nuevamente el llenado ascendente hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Abrir la válvula de entrada de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada. Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño. Si al alcanzar la velocidad de diseño, la

	turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT
Retirar material flotante.	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Revisar calidad del agua.	Durante el período de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento.	Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula de distribución.

Nota Fuente: Instituto Cinara.

Tabla 22.

Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Remover el material flotante.	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Medir la velocidad de filtración.	Verificar en la regla de aforo o vertedero.
Regular la velocidad de filtración.	Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante.

Decidir la limpieza del lecho

Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza.

Programar la limpieza de manera que solo una unidad salga de operación, mientras el otro funciona.

Nota Fuente: Instituto Cinara

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro.

Operaciones Especiales

Parada. Esta operación puede darse en el caso de interrumpir el servicio para efectuar reparaciones o para suspender el ingreso de agua por deterioro del afluente; en lo posible debe evitarse pues al parar la filtración, el metabolismo de los organismos que se encuentran en el medio filtrante se altera, creando compuestos que afectan la calidad del agua. Cuando se para el filtro por periodos muy largos, los organismos muertos se descomponen y entonces es necesario efectuar el mantenimiento de todo el lecho de arena y someterlo a un nuevo periodo de maduración.

Operación para aguas con alto contenido de turbiedad o color:

Esta posibilidad solo se admite como emergencia. Cuando altas concentraciones se producen por periodos cortos, la práctica normal es cerrar el ingreso a la planta hasta que el agua aclare. Cuando el problema se prolonga y pelagra la continuidad del servicio se puede optar por aceptar el agua turbia tal cual llega pero se tendrán graves problemas de mantenimiento, al acortarse considerablemente las carreras del filtro.

Mantenimiento de los filtros

Filtros gruesos. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluente, siendo la pérdida de carga mayor al valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento (ver tabla 24).

Tabla 23.

Actividades periódicas de mantenimiento

Actividad	Acciones claves
Limpieza cámara de entrada	Desprender material adherido en el fondo y en paredes material adherido en el fondo y en paredes de la cámara, utilizando escobilla con cerdas de material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	<p>Medir pérdida de carga.</p> <p>Cerrar entrada de agua a la unidad.</p> <p>Cerrar salida de agua filtrada.</p> <p>Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua del desagüe sea visiblemente similar al agua de lavado.</p>
Limpieza cámara de salida.	<p>Cerrar válvula de apertura rápida.</p> <p>Abrir entrada de agua y llenar filtro.</p>
Poner en funcionamiento.	Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Revisar eficiencia del lavado Del filtro.	Abrir salida de agua hacia el filtro lento cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado.

Lavado mensual del filtro	Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado, si es mayor volver a lavar el filtro.
Limpié las cámaras de entrada y salida.	Limpiar material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas sintéticas.
Limpié superficialmente la grava.	Cerrar salida de agua filtrada. Abrir compuertas laterales o adaptadores de limpieza. Revolver la superficie de la grava utilizando una pala metálica, hasta que el agua producto del lavado aclare. Cerrar compuertas laterales.
Limpié hidráulicamente el filtro (lavado de fondo)	Cerrar entrada de agua. Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro. Abrir entrada de agua. Abrir salida de agua.

La pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración. Las causas de que esta reducción no se presente puede deberse a:

Entrada de aire al sistema de drenaje.

Lavado ineficiente.

Obstrucción de la tubería de drenaje.

Obstrucción completa del medio filtrante. En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro; en el tercer caso, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder la extracción total del lecho filtrante; antes de efectuar esta actividad se debe verificar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se constata si al efectuar lavados consecutivos en la unidad no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal.

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro, y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe sin embargo una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras

etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s) una vez concluido el lavado (ver cuadro 25).

Tabla 24.

Actividades eventuales en los filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	<p data-bbox="691 695 1334 730">Cerrar salida de agua hacia filtros lentos.</p> <p data-bbox="691 806 1334 842">Cerrar entrada de agua al filtro grueso.</p> <p data-bbox="691 917 1334 1003">Drenar unidad a través de las válvulas de apertura rápida.</p> <p data-bbox="691 1079 1334 1224">Retirar capas de grava secuencial mente, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material.</p> <p data-bbox="691 1299 1334 1335">Medir el espesor de las capas que se retiran.</p> <p data-bbox="691 1411 1334 1446">Lavar los tipos de grava en forma separada.</p> <p data-bbox="691 1522 1334 1608">Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro.</p> <p data-bbox="691 1684 1334 1829">Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado.</p> <p data-bbox="691 1845 1334 1881">Llenar filtro en forma ascendente.</p>

Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal.

Abrir salida de agua hacia filtros lentos.

Nota Fuente: Instituto Cinara

En la figura 9 se ve un esquema del procedimiento para el retiro y lavado de la grava y las paredes de los filtros.



Figura 10. Retiro y lavado de gravas y paredes filtros.

Nota Fuente: Instituto Cinara

Filtros lentos en arena. Las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado o trillado, la manipulación de la arena, y el monitoreo de la unidad.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento (ver figura 10). Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento.

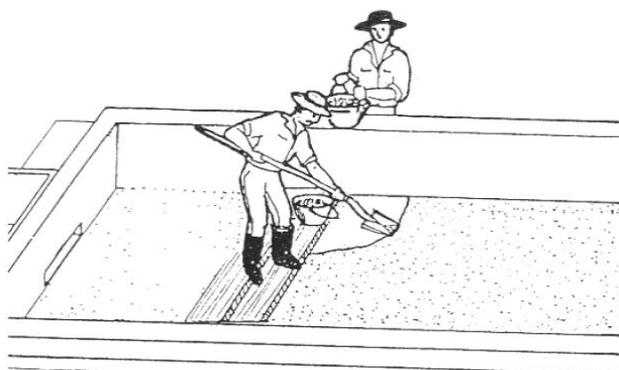


Figura 11. Raspado de la capa superior de la arena

Nota Fuente: Instituto Cinara

Para limpieza del lecho filtrante se precede a tomar las acciones de l tabla 26.

Tabla 25.

Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones claves
Extraer el material flotante	Retirar el material flotante con una nasa.
Drenar el agua sobrenadante	<p>Cerrar la válvula de entrada.</p> <p>Abrir la válvula de vaciado.</p> <p>Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo.</p> <p>Cerrar la válvula de vaciado cuando el agua llegue a 0.20 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.</p>
Mantener la producción de agua de la planta	<p>Ajustar la velocidad de filtración en los otros filtros; la velocidad no debe exceder de 0.30 m/h.</p> <p>Raspar una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.</p>
Proteger el lecho filtrante	<p>Marcar áreas (3 x 3 m²) raspando en franjas estrechas. Raspar de 1 a 3 cm de la parte superior de cada área.</p> <p>Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.</p> <p>Retirar el equipo de la zona de trabajo.</p>
Raspar la capa superior	Nivelar la superficie de arena
Retirar el material raspado	Utilizar una Cuadroo un rastrillo de dientes
Retirar el equipo	finos para nivelar la superficie.

Nivelar la superficie de	Medir la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Arena	La maduración demora aproximadamente entre 15 y 20 días
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Aumentar lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca
Dar tiempo para la maduración biológica	la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Ajustar la velocidad de filtración	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, abra la
Pasar el agua al sistema de suministro	válvula de suministro.

Nota Fuente: Instituto Cinara

Consideraciones complementarias para limpieza del medio filtrante.

Programando la tarea de limpieza por anticipado, se puede evitar el desperdicio de agua durante la eliminación de la capa sobrenadante (ver cuadro 27).

La noche anterior al día de la limpieza, se cierra el ingreso de agua cruda a la caja del filtro y se deja filtrar con tasa declinante durante la noche.

A la mañana siguiente, apenas aclara el día, el personal encargado de esta tarea debe estar listo para iniciar el raspado, tratando de concluirla antes de la salida del sol, para proteger de su efecto lesivo a la formación biológica del lecho filtrante (ver figura 11).

Tabla 26.

Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante.
Drenar el agua del lecho filtrante	Abrir la válvula de vaciado.
Extraer la arena	<p>Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearene una por una.</p> <p>Tener en cuenta que ha retirado 0.50 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.</p> <p>Retirar la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava de soporte.</p>
Rellene el lecho de arena	Rellenar con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.50 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.
Nivelar la superficie de arena	Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado.

Poner en servicio nuevamente el filtro. Seguir el procedimiento indicado en los cuadros anteriores.

Nota Fuente: Instituto Cinara

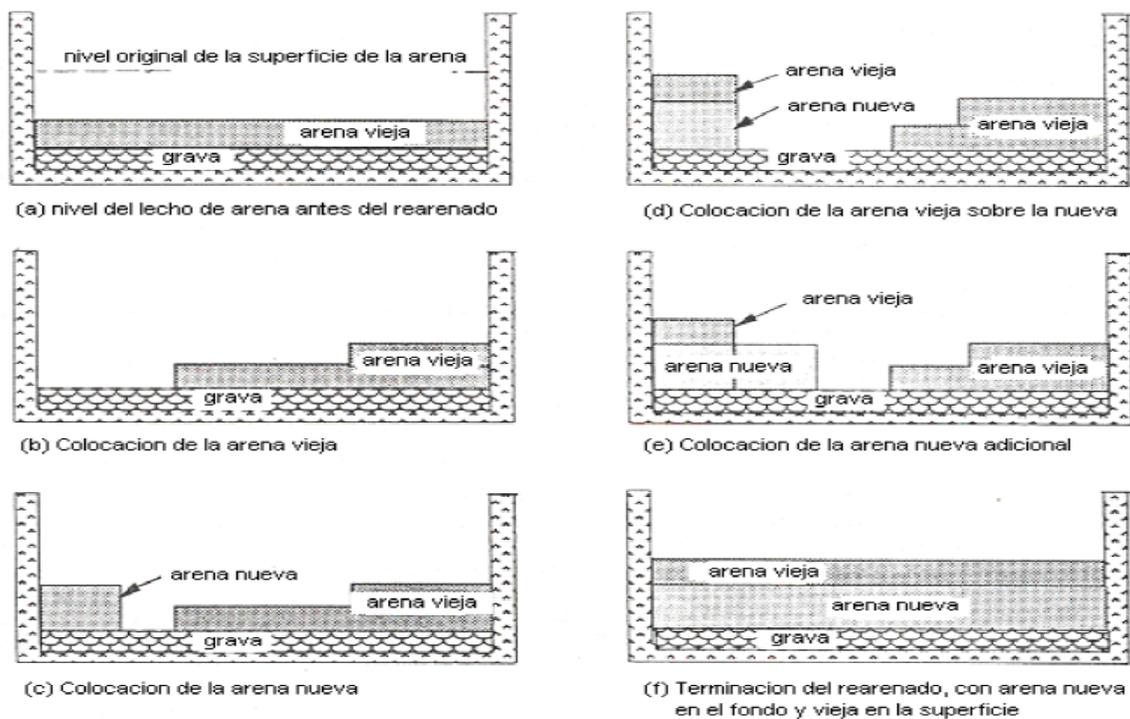


Figura 12. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante

Nota Fuente: Instituto Cinara

Consideraciones para el lavado de la arena. Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro.

La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover.

Para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimenta dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua (ver figura 12).

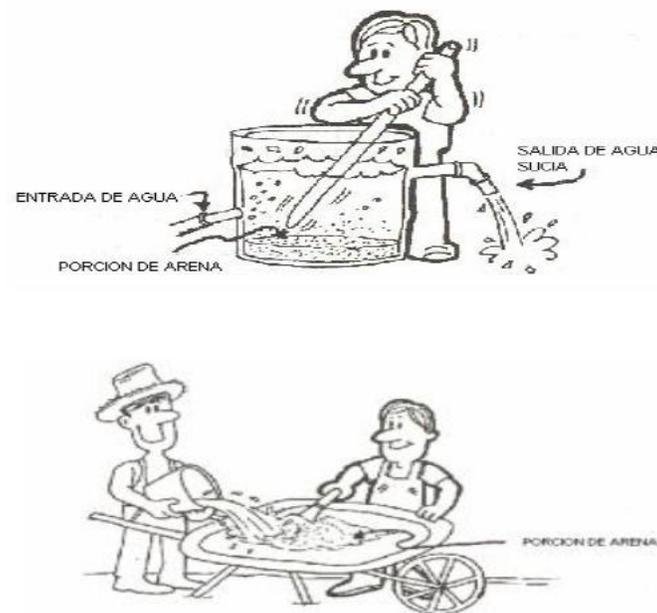


Figura 13. Otras alternativas de lavados manuales

Nota Fuente: Instituto Cinara.

Diseño de la aducción entre el desarenador-torre de aireación.

En general la aducción desde el desarenador hasta la torre de aireación tendrá las siguientes características:

-La línea de aducción contará con ventosas y purgas a las cuales se les realizará mantenimiento continuo.

-El número de ventosas y purgas dependerá de las consideraciones de diseño.

-Se construirán las cajas de válvula de purgas y ventosas en donde sean necesarias.

-Los tramos de tubería que estén a cielo abierto deberán protegerse con pintura para aumentar su vida útil y evitar su deterioro. Adicionalmente los tramos de tubería descubierta que atraviesen caminos rurales con paso de ganado deberán enterrarse o protegerla en concreto en sitios especiales.

En la foto 11 se puede ver la zona por donde pasaría la línea de aducción.



Foto 11. Línea de aducción (desarenador-filtro y tanque)

Nota Fuente: autores del proyecto

Parámetros de diseño:

$$\text{Caudal de diseño} = 0,33 \frac{L}{s}$$

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

$$Ks = 1,5 * 10^{-6}$$

$$T_{20^{\circ}C} = 1,007 * 10^{-6} \frac{m^2}{s}$$

Desarenador- torre de aireación

$$\text{Pérdida disponible} = H = 1148,00m - 1145.3m$$

$$H = 2,7 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud topográfica} = 43,37 \text{ m.}$$

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

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

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

$$V^2 = \frac{2g * H * D}{f * L} = \frac{2 * 9,81 * 2,7 * D}{f * 43,37m} = \frac{1,2214D}{f}$$

$$V = 1,105189 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{f}} \Leftrightarrow \sqrt{f} = \frac{1,105189 \sqrt{D}}{V}$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{0,00033m}{s}}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{4,20 * 10^{-4}}{D^2}$$

$$\sqrt{f} = \frac{1,105189\sqrt{D}}{\frac{4,20 * 10^{-4}}{D^2}} = 2631,4023D^{2,5}$$

$$Re = \frac{1,105189\sqrt{D} * D}{1,007 * 10^{-6} * \sqrt{f}} = \frac{1097487,259D^{1,5}}{\sqrt{f}}$$

$$\frac{1}{2631,4023D^{2,5}} = -2\log\left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7D} + \frac{2,51}{1097487,259D^{1,5}}\right)$$

$$D = 0,02065m = 0,81286" = \text{adoptado } \emptyset = 2"$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{0,00033m}{s}}{\frac{\pi}{4} * 0,0508^2} = 0,16 \frac{m}{s}$$

$$Re = \frac{V * D}{\nu} = \frac{0,16 \frac{m}{s} * 0,0508}{1,007 * 10^{-6}} = 8213,549$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7 * 0,0508} + \frac{2,51}{8213,549\sqrt{f}}\right)$$

$$f = 0,033$$

$$H = \frac{0,033 * 43,37 * 0,16^2}{2g * 0,0508} = 0,03759m$$

$$1148,00 - 0,03759 = 1147,9624m \text{----- } h = 2,66 \text{ mca}$$

Filtro- tanque de almacenamiento

Pérdida disponible = H = 1145,30m – 1136,00m

H = 9,3 m.

Longitud topográfica = 40,28 m.

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

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

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

$$V^2 = \frac{2g * H * D}{f * L} = \frac{2 * 9,81 * 9,3 * D}{f * 40,28m} = \frac{4,52994D}{f}$$

$$V = 2,128365 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{f}} \leftrightarrow \sqrt{f} = \frac{2,128365\sqrt{D}}{V}$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{0,00033 \frac{m^3}{s}}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{4,20 * 10^{-4}}{D^2}$$

$$\sqrt{f} = \frac{2,128365\sqrt{D}}{\frac{4,20 * 10^{-4}}{D^2}} = 5065,4968D^{2,5}$$

$$Re = \frac{2,128365\sqrt{D} * D}{1,007 * 10^{-6} * \sqrt{f}} = \frac{2113570,01D^{1,5}}{\sqrt{f}}$$

$$\frac{1}{5065,4968D^{2,5}} = -2\log\left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7D} + \frac{2,51}{2113570.01D^{1,5}}\right)$$

$$D = 0,01569m = 0,6177'' = \text{adoptado } \emptyset = 2''$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{0,00033m}{s}}{\frac{\pi}{4} * 0,0508^2} = 0,16 \frac{m}{s}$$

$$Re = \frac{V * D}{\nu} = \frac{0,16 \frac{m}{s} * 0,0508}{1,007 * 10^{-6}} = 8213,549$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7 * 0,0508} + \frac{2,51}{8213,549\sqrt{f}}\right)$$

$$f = 0,033$$

$$H = \frac{0,033 * 40,28 * 0,16^2}{2g * 0,0508} = 0,03491m$$

$$1145,3 - 0,03491 = 1145,26m \text{----- } h = 9,26 \text{ mca}$$

El diámetro mínimo recomendado por el reglamento de agua potable y saneamiento básico R.A.S. 2000 en el literal B.6.4.4.8 para tuberías de aducción y conducción es de 3'' sin embargo este diámetro resulta ser muy grande en comparación con el obtenido utilizando el caudal de diseño ($0,33 \frac{L}{s}$), por lo tanto se utilizará un diámetro de 2''.

La velocidad en la línea de aducción desde la bocatoma al desarenador está dentro del rango permitido por el reglamento de agua potable y saneamiento básico R.A.S. 2000. ($0.6 \frac{m}{s} < 2,89 \frac{m}{s} < 6 \frac{m}{s}$)

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

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

$$V_c = Y * \sqrt{g * D}$$

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

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

g = Aceleración de la gravedad en $\frac{m}{s^2}$

V_c = Velocidad crítica de remoción de aire en $\frac{m}{s}$

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.

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.

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

En general, se puede establecer que las dimensiones de un tanque regular se determinan para cumplir las siguientes funciones:

Compensar las variaciones en el consumo de agua durante el día.

Tener una reserva de agua para atender los casos de incendio.

Disponer de un volumen adicional para casos de emergencia, accidentes, reparaciones o cortes de energía eléctrica. Dar una presión adecuada a la red de distribución en la población. En la foto 13 se puede ver la zona de ubicación del tanque y en la figura 13 el corte transversal de un tanque de almacenamiento.

Para los Niveles de Complejidad del Sistema Medio y Bajo, al elegir el sitio para la ubicación del tanque de almacenamiento es conveniente considerar que la red de distribución hacia aguas abajo sea lo más económica posible y que se maximice la uniformidad de presiones en toda la zona abastecida. (Literal B.9.3.3 RAS 2000).



Foto 12. Ubicación tanque

Nota Fuente: autores el proyecto

Presión en la tubería de alimentación al tanque (B.9.4.11 RAS). La presión en la tubería de entrada a los tanques de almacenamiento y/o compensación debe garantizar que el agua alcance el nivel máximo esperado en el tanque más 5.0 m, en aquellos casos en que la alimentación al tanque se haga por su parte superior (literal B.9.4.11 RAS 2000).

Cajas de válvulas de entrada y de salida (B.9.7.9). Todas las válvulas que formen parte de las estructuras de entrada y salida a los tanques de almacenamiento y/o compensación deben colocarse dentro de cajas que deben construirse tan pronto el tanque de almacenamiento y/o compensación sea aceptado por la Persona Prestadora del Servicio Público de Agua Potable. Las cajas deben cumplir con los siguientes requisitos: Las cajas de válvulas deben ser de mampostería de ladrillo, de concreto reforzado o cualquier otro material aprobado por las

personas prestadoras del servicio público de agua potable, y pueden ser rectangulares, cuadradas o cilíndricas.

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

Las cajas de las válvulas deben tener un sistema de drenaje dirigido al sistema de alcantarillado o a alguno de los cuerpos de agua del sistema de drenaje urbano del municipio.

La distancia entre el fondo de la caja y la parte inferior del cuerpo de la válvula no debe ser inferior a 0.2 m. Esta condición no debe tenerse en cuenta para el caso de ventosas.

En caso que las válvulas de entrada y de salida estén por fuera de la instalación del tanque, las tapas de las cajas para las válvulas deben ser de concreto reforzado y su espesor debe calcularse considerando las cargas vivas que van a actuar sobre ellas; en todo caso no debe ser menor que 70 mm. En caso contrario, las cajas pueden diseñarse sin cubierta. Alternativamente pueden utilizarse tapas metálicas en hierro gris. En el caso que las cajas contengan equipos de medición especiales, tanto para medición de caudales como para medición de presiones, o equipos de comunicación y transmisión de datos, la tapa de la caja debe ser de seguridad.

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 28.

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

Nota Fuente: autores el proyecto

Θ = Angulo para cada hora.

Lo cual significa que tendrá un valor de:

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

$$\theta = \frac{15^\circ}{hora}$$

$$c.m.d = 120 \frac{L}{hab*dia}$$

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

$$c.m.d = \frac{120 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}}{1000} * 184 \text{ hab}$$

$$c.m.d = 22,08 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$c.m.d = 0,92 \frac{\text{m}^3}{\text{hora}}$$

En porcentaje el consumo medio diario por hora será:

$$c.m.d = \frac{0,92}{22,08} * 100$$

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

En la tabla 29. Se puede apreciar el procedimiento para obtener mediante lo expuesto, el volumen del tanque de almacenamiento por concepto de variación del consumo de la población.

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

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

$$K = 1,8$$

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

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

Tabla 28.*Volumen de almacenamiento tanque*

HORAS	Θ	Y	APOORTE % 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	

Nota Fuente: Autores el proyecto

El caudal promedio gastado en una hora

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

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

$$V = (1,3) * (22,08 \frac{m^3}{dia}) * (0,253558)$$

$$V = (1,3) * (5,59856m^3) \text{ (Sin considerar incendios).}$$

$$V = 7,278m^3$$

$$\text{Volumen de diseño por módulo} = 7,278m^3$$

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

$$h = \frac{0,07278}{3,6} + 1,8$$

h = 1,82 m Altura total

b = 0,20 m Borde libre superior

hut = 1,60 m Altura útil

H útil = 1,60m

$$A = \frac{V}{hu} = \frac{7,278}{1,60} = 4,54875 \text{ m}^2$$

$$A = b^2$$

$$b = \sqrt{A} = \sqrt{4,54875} = 2,13 \text{ m} = 2,15 \text{ m}$$

Dimensiones finales:

Ancho útil = 2,15 m

Largo útil = 2,15 m

Altura útil = 1,60 m

Borde libre = 0,20 m

Altura de lados = 0,20 m

Tubería de salida = 3''

$$\begin{aligned}\text{Altura total} &= 1,80 \text{ m} \\ \text{Volumen útil} &= 7,396 \text{ m}^3 > 7,278 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Tubería de lavado del tanque:

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

T = tiempo de vaciado en s.

S = superficie del tanque = 4,6225 m²

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

m = Coeficiente que depende de la relación $\frac{L}{D}$

Elemento	Longitud equivalente
Tubería	1,00 m
Válvula compuerta Ab Ø3''	1,10 m
	2,10 m

$$\frac{L}{D} = \frac{2.10}{0.0762} = 27.56$$

$$\mu = 1,3$$

h = Altura lámina de agua = 1,60 m

$$T = \frac{2 * 4,6225 * \sqrt{1,60}}{1,3 * 0,00456 * \sqrt{2(9,8)}}$$

$$T = 445,585 \text{ s.}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{7,396 \text{ m}^3}{445,585 \text{ s}} = \frac{0,0166 \text{ m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 3.64 \frac{m}{s}$$

Caudal de evacuación por la tubería

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

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

$$Q = 0,033 \frac{m^3}{s}$$

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

$$QMD = 0,33 \frac{L}{s} \text{ Caudal total}$$

$$Q \text{ diseño} = 0,33 \frac{L}{s} * 2 = 0,66 \frac{L}{s}$$

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

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

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

$$Q = 0,0057 \frac{m^3}{seg} = 5,7 \frac{L}{s} > 0,66 \frac{L}{s}$$

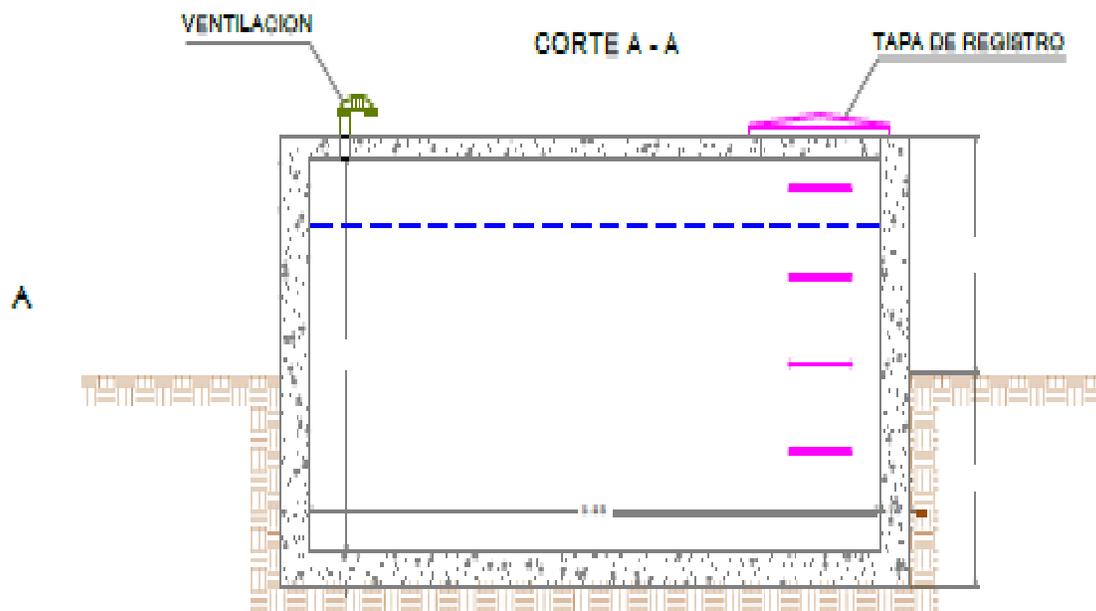


Figura 14. Corte transversal tanque de almacenamiento.

Nota Fuente: Autores del proyecto.

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.

En las comunidades del ámbito rural, una de las formas más sencillas de clorar el agua, es utilizando el hipoclorador tipo difusor.

Materiales necesarios para la cloración del agua.

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 50cm de largo, con un diseño especial para permitir el desprendimiento del cloro. Tiene una capacidad para 2kg (ver figura 14).

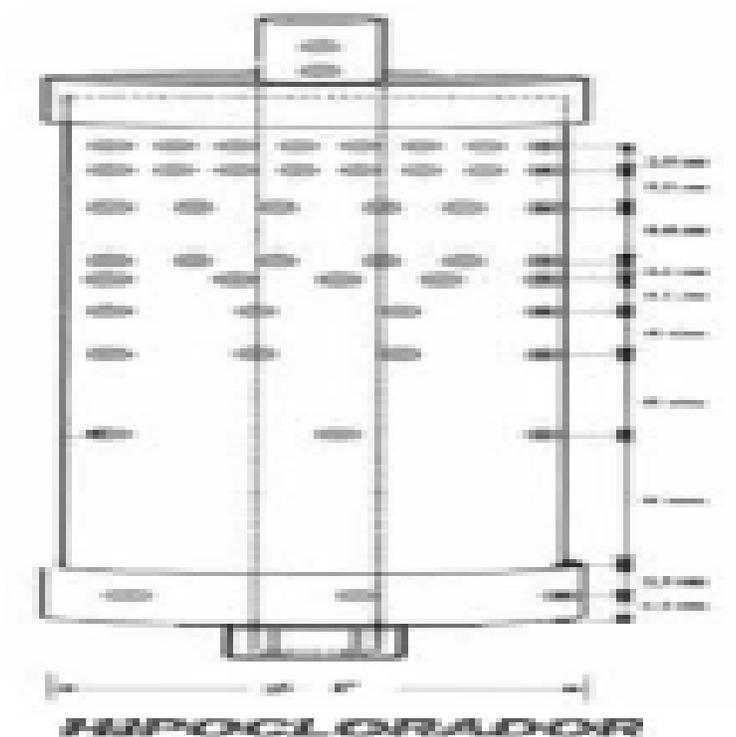


Figura 15. Hipoclorador tipo difusor

Nota Fuente: Autores del proyecto.



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

Nota Fuente: Autores del proyecto.

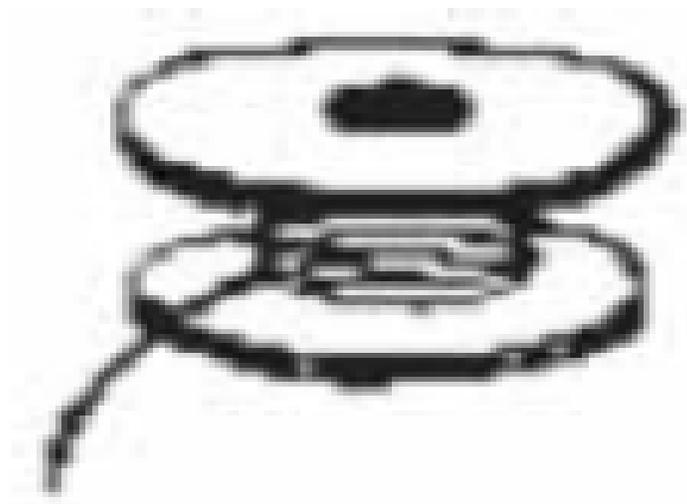


Figura 17. Hilo de nylon

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Recomendaciones para la cloración. Utilizar hipoclorito de calcio de 30 – 33% (ver figura 15).

Según el RAS (C.8.2) 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 hipoclorador 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 sogas para colgarlo. Solo nylon (ver figura 16).

Esperar 30 minutos después de colocar el hipoclorador en el tanque, para abrir la válvula de salida y brindar el servicio de agua a los usuarios (ver figura 17).

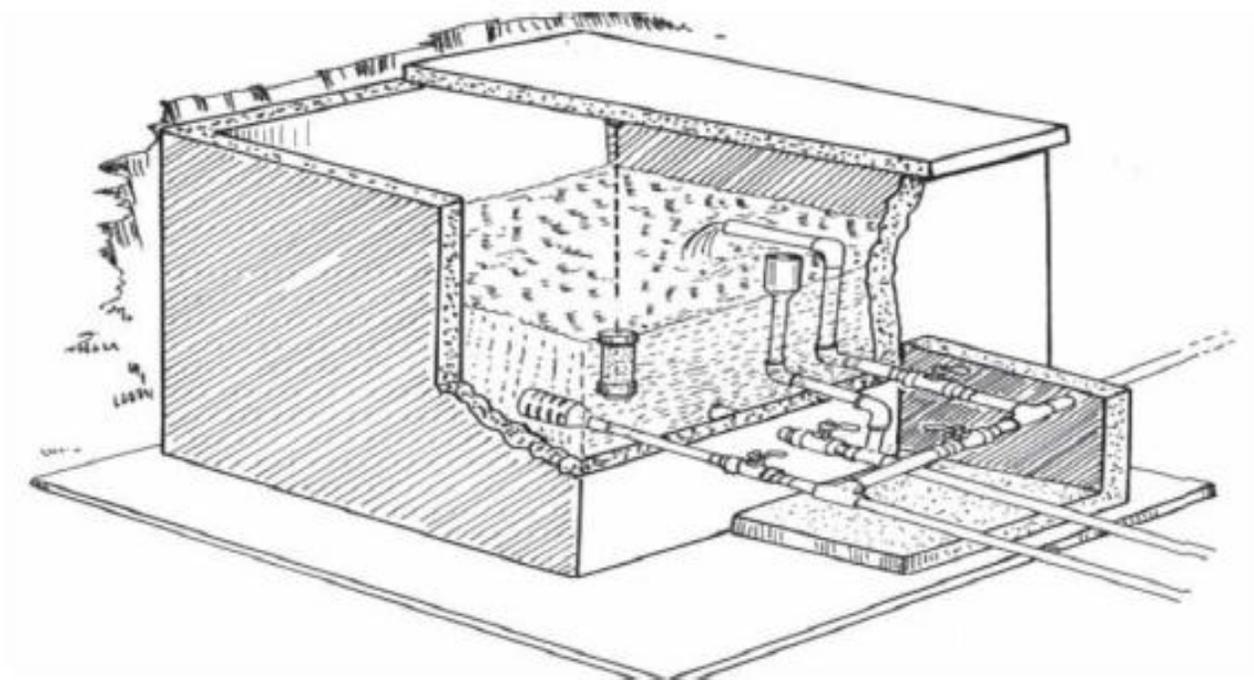


Figura 18. Tanque de almacenamiento y sistema de cloración.

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Dosificación (C.8.7.2). Debe estudiarse si el agua requiere pre cloración y pos cloración o solo pos cloración, esto depende de las características de la fuente, debe emplearse la 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.

Diseño de la conducción entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución.

Parámetros de diseño

$$\text{Caudal de diseño} = 0,495 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

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

$$Ks = 1,5 * 10^{-6}$$

$$T_{20^{\circ}C} = 1,007 * 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$$

$$\text{Pérdida disponible} = H = 1136,00\text{m} - 1126,83\text{m}$$

$$H = 9,37 \text{ m.}$$

$$\text{Longitud topográfica} = 507,15 \text{ m.}$$

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

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

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

$$V^2 = \frac{2g * H * D}{f * L} = \frac{2 * 9,81 * 9,37 * D}{f * 507,15m} = \frac{0,3625D}{f}$$

$$V = 0,6021 \frac{\sqrt{D}}{\sqrt{f}} \leftrightarrow \sqrt{f} = \frac{0,6021\sqrt{D}}{\frac{6,30 * 10^{-4}}{D^2}}$$

$$Re = \frac{597914,5978 * D^{1,5}}{\sqrt{f}}$$

$$\sqrt{f} = \frac{0,6021\sqrt{D}}{\frac{6,30 * 10^{-4}}{D^2}} = 955,714D^{2,5}$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{0,000495m}{s}}{\frac{\pi}{4} * D^2} = \frac{6,30 * 10^{-4}}{D^2}$$

$$\frac{1}{955,714D^{2,5}} = -2\log\left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7D} + \frac{2,51}{597914,5978D^{1,5}}\right)$$

$$D = 0,03094m = 1,22" = \text{adoptado } \phi = 2"$$

$$Q = V * A \leftrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{\frac{0,000495m}{s}}{\frac{\pi}{4} * 0,0508^2} = 0,244 \frac{m}{s}$$

$$Re = \frac{V * D}{\nu} = \frac{0,244 \frac{m}{s} * 0,0508m}{1,007 * 10^{-6}} = 12309,03674$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{1,5 * 10^{-6}}{3,7 * 0,0508} + \frac{2,51}{12309,03674 \sqrt{f}} \right)$$

$$f = 0,02942$$

$$H = \frac{0,02942 * 507,15 * 0,244^2}{2g * 0,0508} = 0,8912m$$

En la tabla 30. Se puede ver los accesorios a usar en cada punto del recorrido.

Tabla 29.

Ubicación de accesorios en las líneas de aducción captación - desarenador y desarenador – filtro, filtro- tanque y red de distribución.

punto	accesorios		válvulas
	vertical	horizontal	
desarenador			
1		45+ 11 1/4	
2	22 1/2	11 1/4	
3	22 1/2	90	
tanque			
4		11 1/4	
5		90	

6		22 1/2 + 11 1/4
7		11 1/4
8		22 1/2
9		22 1/2
10		45+ 11 1/4
11		22 1/2 + 11 1/4
12	11 1/4	45
13		22 1/2
14		11 1/4
15	22 1/2	90
16	11 1/4	11 1/4
17		45+ 11 1/4
18	11 1/4	90
19		22 1/2
20		45+ 11 1/4
21		tee
22		22 1/2 + 11 1/4
23		45
24		22 1/2
25		11 1/4
26		22 1/2
27		45+ 11 1/4
28		45+ 11 1/4
29	11 1/4	45
30		11 1/4
31		45

purga

Nota

Fuente:

Autores

del

proyecto

Tabla 30.

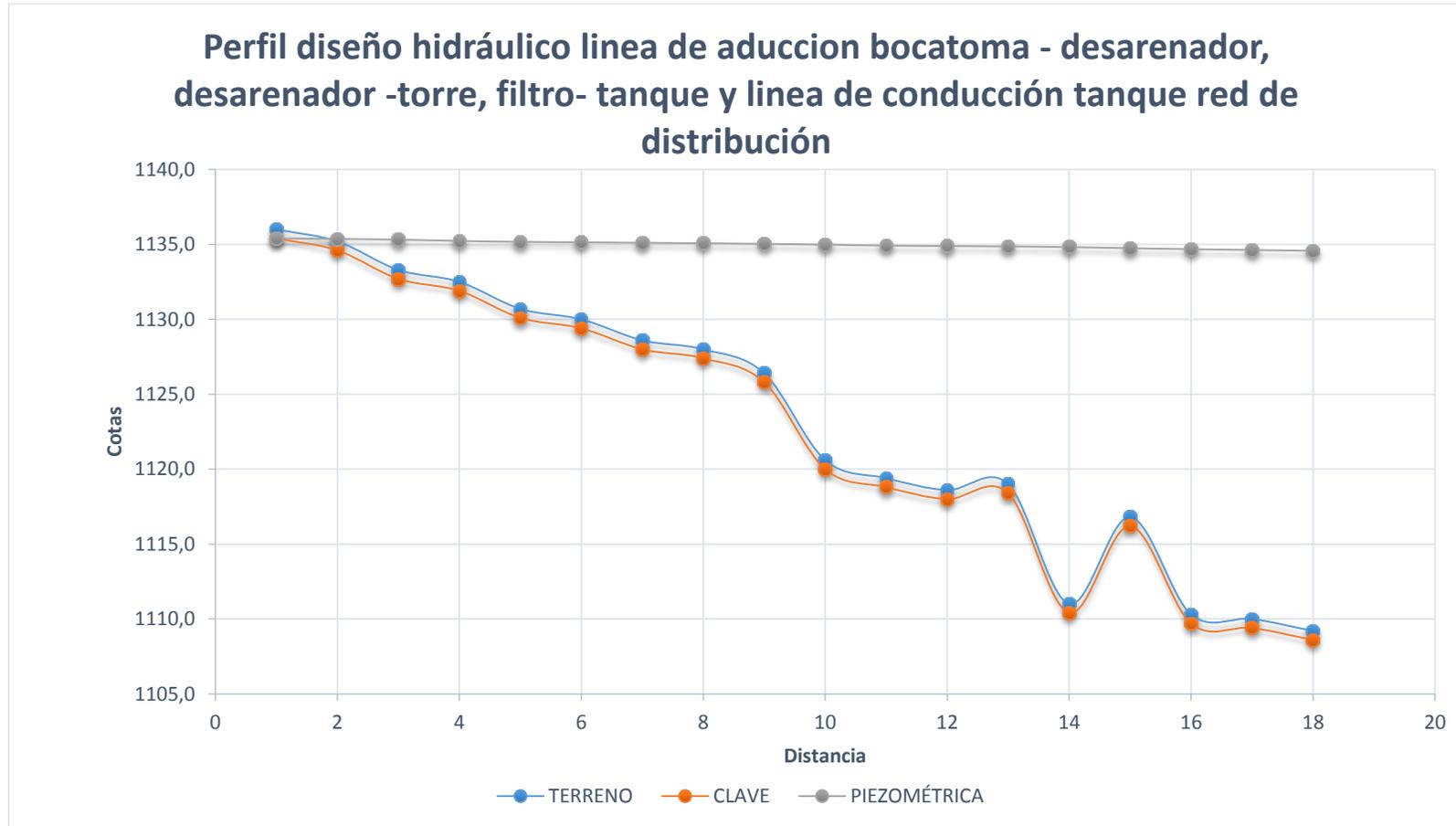
Evaluación hidráulica línea de aducción captación – desarenador y desarenador-torre, prtrat-tanque y red de distribución.

tramo		long	lon acm	QMD	ø	ø mm	material	formula	f	j	H	cota terreno		cota clave		cota piezométrica		presion final		pen %	vel	hf
inicio	fin	m	m	m3						m/m		inicio	fin	inicio	fin	inicio	fin	est	din		m/s	
cap	desa	15	15	0,00033	2"	50,8	PVC	MANNING		0,02689	0,40335	1149,0	1148,0	1148,4	1147,4	1148,4	1147,99665	1	0,59665	2,689	0,16288253	0,000267405
des	1	20,42	35,42	0,00033	2"	50,8	PVC	DARCY	0,033	0,0008777	0,017922571	1148,0	1146,3	1147,4	1145,7	1147,4	1147,38208	1,7	1,68207743	8,3251714	0,16288253	0,000288702
1	2	22,95	58,37	0,00033	2"	50,8	PVC	DARCY	0,033	0,0008777	0,020143145	1146,3	1145,3	1145,7	1144,7	1147,38208	1147,36193	2,7	2,66193428	4,35729847	0,16288253	0,000507089
2	torre	18,44	76,81	0,00033	2"	50,8	PVC	DARCY	0,033	0,0008777	0,016184731	1145,3	1137,8	1144,7	1144,7	1144,68382	1144,68382	7,5	7,48381527	40,6724512	0,16288253	
prtrat	TANQUE	21,84	98,65	0,00033	2"	50,8	PVC	DARCY	0,033	0,0008777	0,019168901	1137,8	1136,0	1137,2	1135,4	1144,68382	1144,66465	9,3	9,26464637	8,24175824	0,16288253	0,000269263
TANQUE	4	21,01	119,66	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,036989791	1136,0	1135,2	1135,4	1134,6	1135,4	1135,36301	0,8	0,76301021	3,80771061	0,24432379	0,00076063
4	5	26,18	145,84	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,046091991	1135,2	1133,3	1134,6	1132,7	1135,36301	1135,31692	2,7	2,61691822	7,25744843	0,24432379	0,000465505
5	6	49,91	195,75	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,08787056	1133,3	1132,5	1132,7	1131,9	1135,31692	1135,22905	3,5	3,32904766	1,60288519	0,24432379	0,000269263
6	7	35,32	231,07	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,062183694	1132,5	1130,7	1131,9	1130,1	1135,22905	1135,16686	5,3	5,06686396	5,09626274	0,24432379	0,000380315
7	8	15,6	246,67	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,027465052	1130,7	1130,0	1130,1	1129,4	1135,16686	1135,1394	6	5,73939891	4,48717949	0,24432379	0,000380315
8	9	20,36	267,03	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,035845414	1130,0	1128,6	1129,4	1128,0	1135,1394	1135,10355	7,4	7,1035535	6,8762279	0,24432379	0,000601658
9	10	16,74	283,77	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,029472113	1128,6	1128,0	1128,0	1127,4	1135,10355	1135,07408	8	7,67408138	3,58422939	0,24432379	0,000465505
10	11	22,21	305,98	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,039102487	1128,0	1126,4	1127,4	1125,8	1135,07408	1135,03498	9,6	9,2349789	7,20396218	0,24432379	
11	12	28,77	334,75	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,050651894	1126,4	1120,6	1125,8	1120,0	1135,03498	1134,98433	15,4	14,984327	20,1598888	0,24432379	0,000807028
12	13	36,38	371,13	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,064049909	1120,6	1119,4	1120,0	1118,8	1134,98433	1134,92028	16,6	16,1202771	3,29851567	0,24432379	0,000380315
13	14	16,86	387,99	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,029683383	1119,4	1118,6	1118,8	1118,0	1134,92028	1134,89059	17,4	16,8905937	4,74495848	0,24432379	0,000269263
14	15	15,97	403,96	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,028116467	1118,6	1119,0	1118,0	1118,4	1134,89059	1134,86248	17	16,4624772	2,50469631	0,24432379	0,001140945
15	16	23,76	427,72	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,041831387	1119,0	1111,0	1118,4	1110,4	1134,86248	1134,82065	25	24,4206459	33,6700337	0,24432379	0,000538526
16	17	43,71	471,43	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,076954963	1111,0	1116,8	1110,4	1116,2	1134,82065	1134,74369	19,2	18,5436909	13,2692748	0,24432379	0,000601658
17	18	37,26	508,69	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,06559922	1116,8	1110,3	1116,2	1109,7	1134,74369	1134,67809	25,7	24,9780917	17,4449812	0,24432379	0,001029893
18	19	29,17	537,86	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,051356126	1110,3	1110,0	1109,7	1109,4	1134,67809	1134,62674	26	25,2267355	1,02845389	0,24432379	0,000988811
19	20	32,12	569,98	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,056549838	1110,0	1109,2	1109,4	1108,6	1134,62674	1134,57019	26,8	25,9701857	2,49066002	0,24432379	0,000601658
20	21	35,85	605,83	0,000495	2"	50,8	PVC	DARCY	0,02942	0,00176058	0,063116802	1109,2	1111,821	1108,6	1111,221	1134,57019	1134,50707	24,179	23,2860689	7,31101813	0,24432379	0,001825511
RED DE DISTRIBUCIÓN																						
21	22	12,5	12,5	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,012212753	1111,83	1111,82	1110,83	1110,82	1134,50707	1134,49486	24,189	23,6748562	0,08	0,17451629	
22	23	12,74	25,24	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,012447238	1111,82	1111,821	1110,82	1110,821	1134,49486	1134,48241	24,579	23,6614089	0,00784929	0,17451629	0,000194042
23	24	65,93	91,17	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,064414943	1111,821	1112,429	1110,821	1111,429	1134,48241	1134,41799	23,971	22,988994	0,9221902	0,17451629	0,000237508
24	25	17,63	108,8	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,017224867	1112,429	1112,914	1111,429	1111,914	1134,41799	1134,40077	23,486	22,4867691	2,75099263	0,17451629	0,000274376
25	26	35,2	144	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,034391112	1112,914	1112,954	1111,914	1111,954	1134,40077	1134,36638	23,446	22,412378	0,11363636	0,17451629	
26	27	86,68	230,68	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,084688113	1112,954	1113,2	1111,954	1112,2	1134,36638	1134,28169	23,2	22,0816899	0,28380249	0,17451629	0,000194042
27	28	54,34	285,02	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,053091279	1113,2	1113,26	1112,2	1112,26	1134,28169	1134,2286	23,14	21,9685986	0,1104159	0,17451629	0,000137382
28	29	74,07	359,09	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,072367888	1113,26	1113,403	1112,26	1112,403	1134,2286	1134,15623	22,997	21,7532307	0,19306062	0,17451629	
29	30	50,33	409,42	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,049173428	1113,403	1114,667	1112,403	1113,667	1134,15623	1134,10706	21,733	20,4400573	2,5114246	0,17451629	0,000306975
30	31	32,21	441,63	0,00035357	2"	50,8	PVC	DARCY	0,032	0,00097702	0,031469821	1114,667	1116,063	1115,063	1115,063	1134,10706	1134,07559	20,337	19,0125875	4,33405775	0,17451629	0,000306975
31	32	17,06	458,69	0,00014143	2"	50,8	PVC	DARCY	0,041	0,00020029	0,003416933	1111,83	1114,097	1110,83	1113,097	1134,50707	1134,50365	22,303	21,406652	13,2883939	0,06980652	0,00060588
32	33	10,87	469,56	0,00014143	2"	50,8	PVC	DARCY	0,041	0,00020029	0,002177143	1114,097	1114,6	1113,097	1113,6	1134,50365	1134,50147	21,8	20,9014748	4,6274149	0,06980652	0,00002198
33	34	30,95	500,51	0,00014143	2"	50,8	PVC	DARCY	0,041	0,00020029	0,006198949	1114,6	1115,83	1113,6	1114,83	1134,50147	1134,49528	20,57	19,6652759	3,97415186	0,06980652	0,000043899
34	35	46,86	547,37	0,00014143	2"	50,8	PVC	DARCY	0,041	0,00020029	0,009385549	1115,83	1116,89	1114,83	1115,89	1134,49528	1134,48589	19,51	18,5958903	2,26205719	0,06980652	

Nota

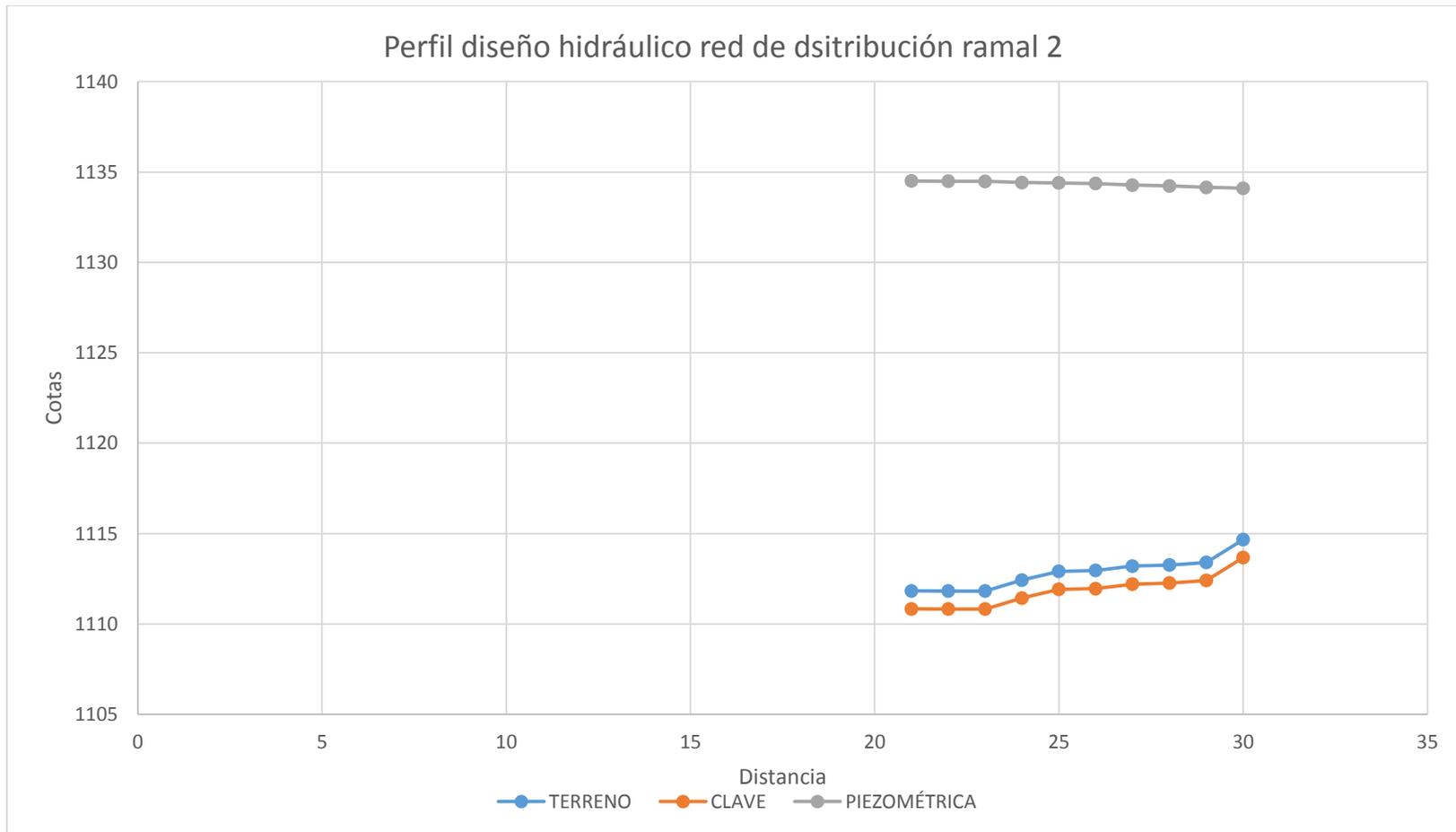
Nota Fuente: Autores del proyecto.

En la gráficas 3, 4 y 5 se pueden ver los perfiles del diseño hidráulico.



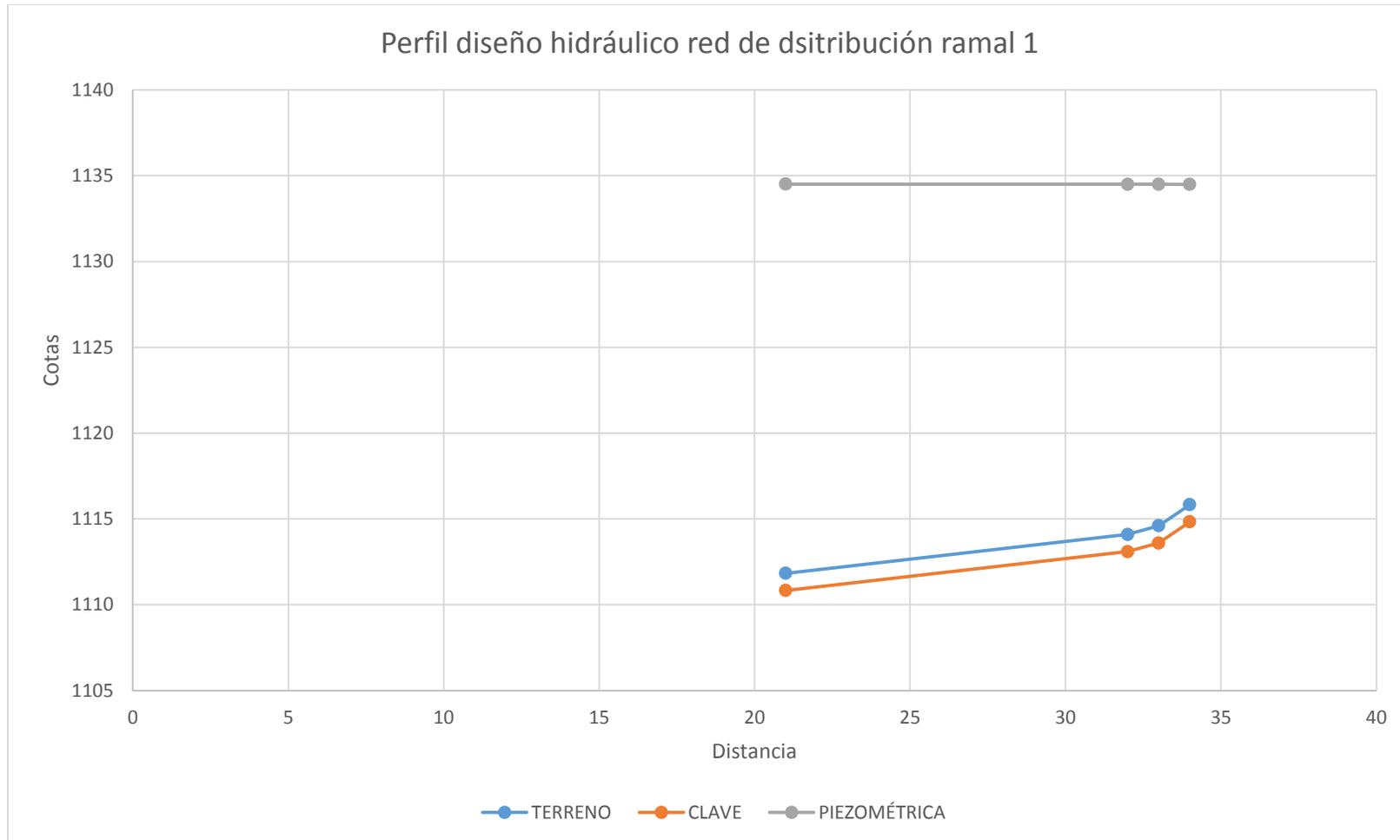
Gráfica 3. Perfil evaluación hidráulica línea de aducción bocatoma- desarenador, desarenador- filtro, filtro-tanque y línea de conducción tanque- red de distribución.

Nota Fuente: Autores del proyecto.



Gráfica 4. Perfil evaluación hidráulica red de distribución ramal 2.

Nota Fuente: Autores del proyecto.



Gráfica 5. Perfil evaluación hidráulica red de distribución ramal 1.

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Red de distribución. 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 (ver fotos 13 y 14).



Foto 13. Usuarios de la red. (Ramal 1)

Nota Fuente autores del proyecto



Foto 14. Usuarios de la red. (Ramal 2)

Nota Fuente autores del proyecto

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.).

Diámetros nominales mínimos en las redes menores de distribución (B.7.4.7.2 RAS)

El valor del diámetro nominal mínimo de las redes menores de distribución depende del Nivel de Complejidad del Sistema y del uso del agua.

En la tabla 32 se puede ver los diámetros nominales para cada nivel del sistema.

Tabla 31.*Diámetros mínimos nominales en la red de distribución*

Nivel de complejidad del Sistema	Diámetro mínimo
Bajo y Medio	50 mm
Medio Alto	100 mm En zonas comerciales e industriales 62.5 mm En zonas residenciales
Alto	150 mm En zonas comerciales e industriales 75 mm En zonas residenciales

Nota Fuente: Autores del proyecto.

Según el libro de Ricardo López Cualla, en zonas rurales se puede diseñar la red terciaria como una red principal y de ahí derivar las conexiones domiciliarias. Sus diámetros son menores o iguales a 3" (75 mm) y el diámetro mínimo depende del uso del agua, pero no puede ser menor 1 ½".

Configuraciones hidráulicas del sistema. Hidráulicamente se pueden establecer redes abiertas, redes cerradas o redes mixtas.

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.

Red cerrada o mallada. En este tipo de red, se logra la conformación de mallas o circuitos a través de la interconexión entre los ramales de la Red de Distribución de Agua Potable.

Red mixta. Es evidente que también puede adoptarse un sistema mixto, o sea, distribución en malla en el centro de la población y ramificada para los barrios extremos.

En nuestro caso se manejara una red de distribución abierta, se escogió este tipo de red ya que las condiciones en las que se encuentran distribuidas las viviendas, exigen la utilización de una línea principal que distribuya el caudal a los usuarios, además esta es la mejor solución desde el punto de vista económico

4.6.3 trazado y modelación de la línea de conducción y red de distribución mediante el programa epanet

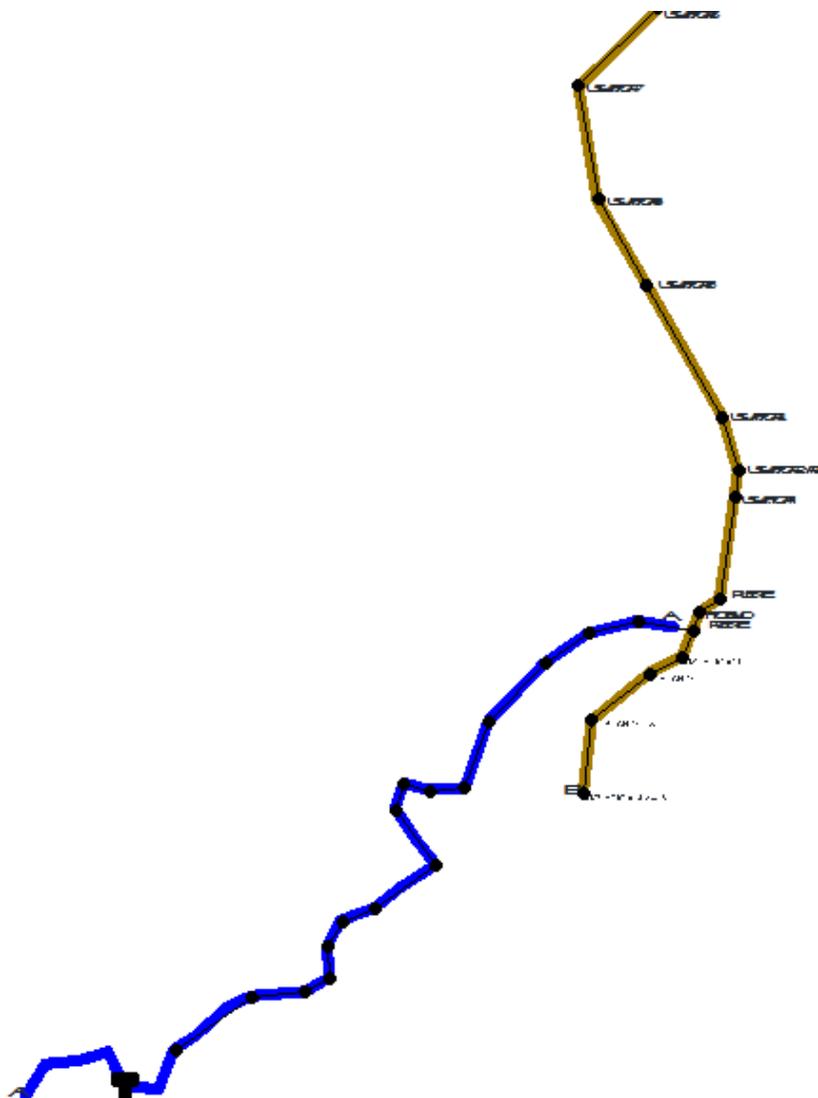


Figura 19. Esquema de la red de distribución.

Nota Fuente: software EPANET

Descripción del programa utilizado. Para realizar el cálculo hidráulico el programa EPANET recibe datos como.

Número de nudos de la red a evaluar

Número de tramos de la red a evaluar

Nudo inicial

Nudo final

Tramo entre nudos

Longitud del tramo

Diámetro del tramo

Coefficiente de fricción de Darcy Weisbach

Coefficiente de pérdidas menores

Demanda base en los nudos

Cota clave de cada nudo

Estos valores son ingresados en la barra principal de EPANET.

Procedimiento de diseño. Se calcula la demanda correspondiente a cada nudo, los Caudales para Red futura año 2040. Se determina el caudal de salida en cada nudo en razón proporcional de las viviendas del mismo a las viviendas totales tomado como base el Consumo Máximo Horario, caudal con el cual se debe diseñar la red de distribución, considerando el 100% del QMH.

Adicionalmente se consideran los gastos de salida para atender demanda por consumo en las áreas aledañas al proyecto previendo expansiones por futuros desarrollos urbanísticos.

Se utiliza el programa de cálculo de redes EPANET, el cual se basa en el método de Hardy Cross.

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

Caudal del tramo corregido

Velocidad del tramo

Pérdida en m/km del tramo

Caudal de salida en el nudo

Presión de servicio en el nudo

Se realiza y estudia la posibilidad de diseño considerando los eventos mencionados, de tal forma que los diámetros de la red definitiva permitan el funcionamiento adecuado de la misma.

Golpe de ariete. Es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería. 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.

4.6.4 Elaboración del presupuesto de obra

En la tabla 35 se puede ver la realización del presupuesto total de la obra.

Tabla 32.*Presupuesto*

PRESUPUESTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO					
No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Valor total
Obras civiles					
1	Captación				
1,1	Manejo y desvío de aguas. Incluye mano de obra, materiales (sacos), transporte y herramienta	GBL	1	334140	334140
1,2	Excavaciones a mano en material conglomerado. Incluye mano de obra y herramienta.	m3	3,1	23200	71920
1,3	Suministro e instalación de rejilla en marco metálico con varillas de diámetro 1/2 y marco empotrado. Incluye Mano de obra, materiales, transporte equipo y herramienta menor	UND	1	209858,61	209859
1,4	Concreto 3000 imp. PSI para muros y empotramiento rejilla	M3	4	647179	2504583
	subtotal captación				3120501
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	992961,04	992961

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	671484,36	671484
2,3	Construcción by-pass. Incluye 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	5037839,61	5037840
2,4	Construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi. Incluye materiales, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor.	m3	2,24	647179	1449681
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 materiales, transporte, mano de obra, equipo y herramienta menor.	m3	1	247260	148356
	subtotal desarenador				8300322
3	Torre de aireación				
3,1	Construcción de la torre de aireación ubicación y postura de cada bandeja. Incluye mano de obra, transporte y equipo, herramienta menor.	UND	1,00	640000	640000
	subtotal torre de aireación				640000
4	Línea de aducción y conducción				
4,1	Localización y replanteo. Incluye transporte, equipo, mano de obra y herramienta.	M2	231	2502	577061
4,2	Excavación en material conglomerado. Incluye	m3	138	23200	3210416

	mano de obra y herramienta menor				
4,3	Relleno material común	m3	166	19442	3228539
4,4	Suministro e instalación tubería de PVC Ø2" RDE 21	ml	1153	20283	23390356
4,5	Codo PVC Ø2" x 90°	UND	4	8783	35132
4,6	Codo PVC Ø2" x 22.5°	UND	12	8783	105396
4,7	Codo PVC Ø2" x 45°	UND	10	8783	87830
4,8	Codo PVC Ø2" x 11.25	UND	20	8783	175660
4,9	Construcción de cajas de purgas. Incluye excavación, mano de obra, materiales, transporte, equipo y herramienta.	UND	1	276990	276990
	Subtotal línea de aducción y conducción				31087379
5	Planta de tratamiento				
5,1	Excavación en material conglomerado. Incluye mano de obra y herramienta menor	m3	20	23200	460520
5,2	Relleno material común	m3	2,2	7878,75	17254
5,3	Concreto 3000 PSI	m3	18	647179	11461540
5,4	Accesorios	GBL	1	5254300	5254300
5,5	Laminas 1.22*2.44*0.006	UND	12	72660	871920
5,6	Material filtrante	m3	4	90000	364500
5,7	Grava de soporte	m3	5,4	75000	405000
	Subtotal planta de tratamiento				18835035
	TOTAL COSTOS DIRECTOS				61983237

COSTOS INDIRECTOS

Administración	15%	9297486
Utilidad	3%	1859497
Imprevistos	2%	1239665
TOTAL COSTOS INDIRECTOS		12396647
VALOR TOTAL PROYECTO		74379885

Nota Fuente: Autores del proyecto

Capítulo 5. Conclusiones

Con el diseño y posterior implementación de este sistema de tratamiento se pretende reducir el número de personas que todavía utilizan fuentes de aguas no aptas para el consumo y mejorar la calidad de vida a cada uno de los habitantes de la vereda.

La ejecución e implementación de una planta de tratamiento de agua potable garantiza el acceso de agua potable lo cual disminuirá considerablemente el índice de enfermedades que afectan a las personas que carecen de un buen servicio de agua potable.

Se pudo constatar que la mayoría de los predios donde se prevé realizar la mayoría de elementos del sistema de acueducto son de origen privados.

Se calculó un alto índice de población flotante ya que la vereda se encuentra ubicada cerca al casco urbano del municipio de Ocaña prestándose esta como sitio de recreación y descanso.

La quebrada El Limón como fuente de abastecimiento dentro de los parámetros físico químicos y microbiológicos es calificada por parte de los autores del proyecto como fuente deficiente puesto que esta difiere en muchos rangos en cuanto a la calidad de agua estipulados por la norma RAS, pero siendo esta única fuente de abastecimiento para el diseño del sistema de acueducto se vio la necesidad de destinarle tiempo de estudio y análisis para encontrar los medios de purificación de dicha agua.

El diseño de la rejilla está en capacidad para atender la demanda actual y a futuro. Es necesario instalar una válvula en la captación para facilidades de operación y mantenimiento.

Con base en la información recolectada y procesada de las diferentes fuentes se logró analizar y describir de una manera adecuada cada uno de los procesos de tratamiento a seguir para garantizar el buen funcionamiento del sistema de acueducto enmarcando que estos procesos se rijan dentro de la normativa haciendo cumplir los distintos parámetros dispuestos para un sistema de acueducto.

En cuanto al diseño y trazado de la tubería de aducción y conducción sus diseños arrojaron diámetros que están por debajo de lo estipulado en la norma. Por criterio de diseñadores y personas con conocimientos sobre el tema se optó por omitir este parámetro en cuanto a diámetros mínimos que hace referencia la norma. La escogencia del diámetro de diseño favoreció en cuanto el presupuesto de la obra puesto que el costo de un tubo de 2" es menor al costo del diámetro mínimo que pide el RAS.

Las presiones entre 10 y 60 mca, son las normalmente aceptadas y son las establecidas como norma según el R.A.S 2000, los resultados obtenidos muestran que todas las zonas están dentro del rango de presiones establecidas.

Es necesario que al encargado de la planta de tratamiento se le oriente de los aspectos más relevantes en el proceso de filtración en múltiples etapas (FIME) y de la relevancia que tiene la capa biológica en la destrucción de microorganismos, con el fin de que se propicie un ambiente adecuado para la desinfección biológica.

El diseño de la red de distribución tiene cobertura para el 100% de los usuarios actuales y con capacidad para atender al 100% de los usuarios proyectados a 25 años de las zonas de futuro desarrollo. La red deberá contar con el número adecuado de válvulas de corte, purgas y ventosas.

Se debe instalar micromedición para garantizar que los usuarios realicen un uso adecuado al agua potable y evitar así el desperdicio. Con la micromedición cada usuario pagará su consumo.

Se debe programar y ejecutar una campaña dirigida a los usuarios para que adecuen sus instalaciones intradomiciliarias. En estos casos incluso es mejor ofrecer asistencia técnica para optimizar las conexiones de los distintos aparatos.

Gracias a la modelación se obtuvieron unos diámetros adecuados para cumplir con las presiones (10-60 m.c.a) y la resistencia de la tubería (R.D.E 21) y así asegurar una caudal en cada vivienda y nodo.

Utilizando el software de modelación EPANET 2.0 y siguiendo las normas del RAS 2000 se logró una simulación con éxito.

El material usado para las tuberías fue PVC por su fácil adquisición y por las características de presión y resistencias óptimas.

Capítulo 6. Recomendaciones

Tener en cuenta los lineamientos estipulados por las autoridades ambientales competentes en cuanto a que la ejecución del proyecto genere la menor afectación ambiental posible a la región y de esta manera contribuir a la preservación ambiental.

Implementar una reforestación a lo largo de la fuente de abastecimiento puesto que en la zona se logró visualizar que es una zona pobre en vegetación logrando con esto mitigar en dicha forma la resequedad del suelo presente en el área de estudio.

Tratar de que por medio de recursos del estado adquirir áreas de predios privados donde se va a ubicar elementos del sistema de acueducto y también para preservar estas áreas forestales y así cuidar el cauce de la quebrada El Limón.

Protección de tramos de tubería que estén a cielo abierto sometidas a la acción de la intemperie, a estos tramos desprotegidos se les debe buscar un sistema de protección asequible y que se sujete a las condiciones económicas de la vereda y de esta forma aumentar su vida útil y evitar su deterioro.

Deben ejecutarse obras de protección para las tuberías en pasos especiales con concreto, enterrarse o pintarse. Igualmente deben construirse las cajas para las válvulas purgas y ventosas como protección de las mismas.

Llevar a cabo el mantenimiento propuesto a cada una de las estructuras hidráulicas que componen el sistema de acueducto con el fin de evitar molestias en el servicio y que la prestación de este sea de una buena calidad con el fin de preservar en buenas condiciones de operatividad al conjunto del sistema.

Implementar una capacitación técnica a todos los usuarios del sistema para darles a conocer el funcionamiento de cada una de las estructuras que conforman al sistema y que hacer en casos de ocurrir una avería dentro del mismo, de esta forma evitar daños más consecuentes por falta de información.

Realizar junto con la comunidad un cronograma de actividades para la limpieza de los filtros periódicamente de esta forma regular y verificar el correcto funcionamiento de los filtros ya que estos cumplen una función bastante principal en la purificación del agua.

Realizar un estudio de impacto ambiental en la zona de la captación quebrada El Limón para determinar el grado de afectación por la agricultura, disposición final de aguas residuales y sobrepastoreo.

Las autoridades competentes deberían hacer un seguimiento estadístico de los procesos físicos y microbiológicos de la fuente de abastecimiento para tener una estadística real del cambio en sus componentes.

El presente estudio no incluye ninguna actividad respecto a gestiones y tramitación ambiental que se debe cumplir ante Corponor, esta gestión la deberá adelantar la vereda El Limón o la persona encargada del estudio.

La ejecución del presente proyecto requiere de recursos de financiación, con lo que no cuenta la vereda, por tanto es necesario desarrollar las siguientes actividades:

-Realizar esfuerzos financieros locales, los cuales requieren la participación activa de la entidad que maneje el sector de agua potable del municipio con apoyo de los organismos competentes en la materia.

-Gestionar y tramitar ante entidades financiadoras, un crédito para obtener recursos de financiación del proyecto en mención. En este caso se debe elegir la mejor opción en el mercado financiero.

-Gestionar y tramitar recursos de financiación no reembolsables ante entidades patrocinadoras de orden estatal o ante programas que adelante el Gobierno Nacional: MINDESARROLLO, Fondo Nacional de Regalías, Plan Colombia, ONG'S, etc.

-Cumplir con los ajustes institucionales, fiscales y financieros exigidos a los entes territoriales municipales por parte del Gobierno y el estado colombiano, como requisito previo para tramitar o gestionar recursos de crédito o no reembolsables.

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. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003.

PALACIOS, RUIZ, Álvaro. Acueductos, cloacas y drenajes. Universidad católica Andrés Bello.

PALENQUE, ESPADA, Rafael. (2000) Obras de toma. Segunda Edición, Editorial Mc Graw Gil.

Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. 2000. Sección II, Título B, Sistemas de Acueducto.

SILVA GARAVITO, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados.

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.

Referencias Electrónicas

www.col.opsoms.org/DIAA/2001/documentos/MINDES_2_Agua_Potable_para_Todos.doc.

Biblioteca de Consulta Microsoft® Encarta® 2003. © 1993-2002 Microsoft Corporation.

Reservados todos los derechos.

www.library.thinkquest.org/04apr/00222/spanish/aqueduct1.htm

www.elprisma.com/apuntes/curso.asp?id=10815.

www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd22/legislacion/titulob.pdf

www.acueductos y alcantarillado.cype.es/

www.biblioteca.usac.edu.gt/EPS/08/08_0065.pdf.

www.biblioteca.usac.edu.gt/EPS/08/08_0065.pdf

www.buenastareas.com/ensayos/AcueductosyAlcantarillados/1246197.html.

www.construaprende.com

Apéndices

Apéndice 1. Censo SISBEN



Ocaña, octubre 21 de 2015

800-803-180

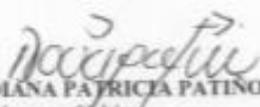
Señor
DIEGO ARMANDO QUINTERO ESTRADA
ESTUDIANTE UFPSO

Cordial saludo.

En atención a su solicitud mediante oficio me permito hacerle llegar la información solicitada por usted a esta dependencia.

TOTAL HABITANTES VEREDA EL LIMON: 310

Atentamente,


DIANA PATRICIA PATIÑO CHINCHILLA
Directora Sebén

Carrera 12 N° 10- 42 Palacio Municipal
Teléfono: (7) 5636300 Ext:125 - www.ocana-nortedesantander.gov.co
Código postal: 546552.



Apéndice 2. Topografía captación

PUNTO	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	ALTURA
1	1.075.670.979	1.436.824.567	1.154.617
4102	1.075.676.668	1.436.825.265	1.153.969
4103	1.075.672.829	1.436.825.387	1.154.179
4104	1.075.668.625	1.436.825.024	1.154.077
4105	1.075.664.139	1.436.824.789	1.153.930
4106	1.075.657.075	1.436.823.708	1.153.864
4107	1.075.654.638	1.436.821.795	1.153.174
4108	1.075.653.837	1.436.818.283	1.153.162
4109	1.075.653.555	1.436.814.781	1.152.968
4110	1.075.653.067	1.436.811.916	1.152.853
4111	1.075.651.922	1.436.811.698	1.151.669
4112	1.075.652.446	1.436.815.452	1.152.037
4113	1.075.652.462	1.436.818.420	1.152.041
4114	1.075.652.771	1.436.821.642	1.152.042
4115	1.075.653.808	1.436.824.704	1.151.896
4116	1.075.654.875	1.436.823.082	1.152.962
4117	1.075.656.353	1.436.825.767	1.153.021
4118	1.075.655.488	1.436.826.747	1.151.926

4119	1.075.659.840	1.436.827.803	1.152.284
4120	1.075.658.893	1.436.830.584	1.151.234
4121	1.075.662.939	1.436.829.020	1.152.214
4122	1.075.666.687	1.436.828.421	1.152.547
4123	1.075.670.619	1.436.828.326	1.153.049
4124	1.075.675.241	1.436.828.112	1.152.826
4125	1.075.678.329	1.436.828.330	1.152.503
4126	1.075.674.807	1.436.826.064	1.153.862
4127	1.075.676.657	1.436.828.481	1.151.222
4128	1.075.676.676	1.436.830.240	1.150.463
4129	1.075.677.401	1.436.831.053	1.149.920
4130	1.075.677.445	1.436.829.627	1.151.627
4131	1.075.677.662	1.436.832.345	1.149.792
4132	1.075.677.379	1.436.832.771	1.148.641
4133	1.075.676.973	1.436.834.262	1.148.580
4134	1.075.674.708	1.436.834.400	1.149.097
4135	1.075.674.315	1.436.832.001	1.149.366
4136	1.075.673.651	1.436.830.922	1.150.748
4137	1.075.673.946	1.436.828.849	1.151.298
4138	1.075.672.519	1.436.829.423	1.152.095
4139	1.075.669.156	1.436.829.926	1.151.940

4140	1.075.668.367	1.436.830.093	1.150.987
4141	1.075.666.745	1.436.830.470	1.150.849
4142	1.075.665.130	1.436.830.525	1.151.483
4143	1.075.662.781	1.436.830.966	1.151.128
4144	1.075.660.876	1.436.831.069	1.151.205
4145	1.075.658.128	1.436.830.934	1.151.042
4146	1.075.655.445	1.436.830.126	1.150.688
4147	1.075.653.480	1.436.827.782	1.150.566
4148	1.075.652.604	1.436.828.009	1.149.691
4149	1.075.650.934	1.436.828.685	1.149.062
4150	1.075.651.708	1.436.826.230	1.149.844
4151	1.075.649.962	1.436.825.639	1.149.069
4152	1.075.649.518	1.436.822.608	1.148.962
4153	1.075.651.353	1.436.822.616	1.150.525
4154	1.075.649.698	1.436.819.688	1.148.742
4155	1.075.651.277	1.436.819.213	1.150.918
4156	1.075.649.113	1.436.820.988	1.148.375
4157	1.075.649.186	1.436.825.379	1.148.399
4158	1.075.650.029	1.436.828.727	1.148.393
4159	1.075.651.329	1.436.831.588	1.148.146
4160	1.075.654.358	1.436.833.764	1.148.242

4161	1.075.657.357	1.436.833.181	1.149.344
4162	1.075.656.811	1.436.835.100	1.148.531
4163	1.075.659.463	1.436.833.851	1.149.493
4164	1.075.658.767	1.436.835.733	1.148.262
4165	1.075.662.291	1.436.832.947	1.149.655
4166	1.075.666.068	1.436.834.214	1.149.533
4167	1.075.667.040	1.436.831.840	1.149.860
4168	1.075.670.220	1.436.834.862	1.149.031
4169	1.075.674.342	1.436.834.596	1.148.930
4170	1.075.672.587	1.436.835.282	1.147.829
4171	1.075.671.087	1.436.837.040	1.148.145
4172	1.075.672.324	1.436.837.027	1.148.711
4173	1.075.670.329	1.436.839.576	1.148.693
4174	1.075.669.839	1.436.838.535	1.147.977
4175	1.075.674.789	1.436.837.867	1.148.124
4176	1.075.674.597	1.436.835.569	1.147.293
4177	1.075.674.546	1.436.839.950	1.148.507
4178	1.075.668.345	1.436.840.118	1.147.779
4179	1.075.667.152	1.436.840.273	1.148.749
4180	1.075.665.505	1.436.838.825	1.147.998
4181	1.075.663.275	1.436.840.434	1.148.717

4182	1.075.663.019	1.436.838.260	1.148.802
4183	1.075.665.207	1.436.836.021	1.148.828
4184	1.075.662.505	1.436.835.415	1.149.304
4185	1.075.663.400	1.436.841.559	1.149.663
4186	1.075.664.826	1.436.841.683	1.150.811
4187	1.075.667.119	1.436.841.607	1.150.743
4188	1.075.668.604	1.436.841.647	1.151.054
4189	1.075.670.191	1.436.840.923	1.150.126
4190	1.075.670.568	1.436.841.952	1.151.343
4191	1.075.672.416	1.436.840.418	1.150.218
4192	1.075.674.663	1.436.840.686	1.149.696
4193	1.075.674.672	1.436.842.633	1.150.308
4194	1.075.672.382	1.436.842.984	1.151.143
4195	1.075.670.467	1.436.843.354	1.151.741
4196	1.075.668.381	1.436.843.746	1.152.621
4197	1.075.666.633	1.436.844.399	1.153.223
4198	1.075.665.940	1.436.846.492	1.154.423
4199	1.075.668.470	1.436.846.596	1.153.459
4200	1.075.671.573	1.436.846.961	1.152.764
4201	1.075.664.190	1.436.847.969	1.154.706
4202	1.075.665.515	1.436.847.014	1.153.693

4203	1.075.666.051	1.436.845.451	1.152.745
4204	1.075.665.020	1.436.843.502	1.151.747
4205	1.075.664.260	1.436.846.035	1.152.976
4206	1.075.663.298	1.436.843.839	1.152.502
4207	1.075.662.082	1.436.845.953	1.153.882
4208	1.075.660.437	1.436.845.076	1.152.817
4209	1.075.659.584	1.436.846.892	1.154.026
4210	1.075.657.199	1.436.847.150	1.153.871
4211	1.075.657.269	1.436.845.674	1.152.131
4212	1.075.655.298	1.436.846.234	1.154.209
4213	1.075.656.029	1.436.844.221	1.151.941
4214	1.075.653.967	1.436.844.141	1.153.710
4215	1.075.652.747	1.436.842.678	1.153.011
4216	1.075.649.875	1.436.843.067	1.152.638
4217	1.075.646.507	1.436.841.340	1.152.680
4218	1.075.643.290	1.436.838.296	1.152.303
4219	1.075.645.184	1.436.836.503	1.151.327
4220	1.075.647.942	1.436.837.485	1.151.083
4221	1.075.650.958	1.436.839.545	1.150.999
4222	1.075.652.787	1.436.840.815	1.151.268
4223	1.075.654.877	1.436.842.488	1.150.759

4224	1.075.657.170	1.436.843.297	1.150.731
4225	1.075.661.304	1.436.842.193	1.149.744
4226	1.075.660.841	1.436.840.894	1.148.264
4227	1.075.658.776	1.436.844.699	1.151.545
4228	1.075.658.852	1.436.839.991	1.149.017
4229	1.075.659.036	1.436.838.682	1.148.271
4230	1.075.655.680	1.436.836.715	1.149.289
4231	1.075.655.866	1.436.836.264	1.148.724
4232	1.075.653.460	1.436.839.405	1.149.977
4233	1.075.651.213	1.436.837.509	1.150.043
4234	1.075.652.423	1.436.836.296	1.149.391
4235	1.075.652.856	1.436.835.477	1.148.110
4236	1.075.650.966	1.436.832.987	1.148.491
4237	1.075.650.325	1.436.833.801	1.149.283
4238	1.075.648.953	1.436.830.225	1.148.048
4239	1.075.647.984	1.436.830.512	1.149.268
4240	1.075.647.933	1.436.825.847	1.148.150
4241	1.075.647.177	1.436.826.336	1.149.316
4242	1.075.646.486	1.436.829.651	1.149.922
4243	1.075.644.790	1.436.826.332	1.149.933
4244	1.075.646.794	1.436.821.883	1.148.167

4245	1.075.646.216	1.436.821.839	1.149.180
4246	1.075.643.828	1.436.822.239	1.150.056
4247	1.075.645.492	1.436.818.068	1.148.353
4248	1.075.644.992	1.436.818.145	1.149.208
4249	1.075.643.258	1.436.818.644	1.150.401
4250	1.075.643.305	1.436.821.465	1.150.291
4251	1.075.640.917	1.436.818.564	1.151.081
4252	1.075.638.485	1.436.820.164	1.151.521
4253	1.075.640.005	1.436.824.200	1.151.635
4254	1.075.641.399	1.436.827.961	1.151.597
4255	1.075.642.084	1.436.832.128	1.151.673
4256	1.075.643.912	1.436.828.357	1.150.522
4257	1.075.641.166	1.436.834.691	1.152.213
4258	1.075.643.660	1.436.833.361	1.150.879
4259	1.075.646.122	1.436.834.996	1.150.731
4260	1.075.649.278	1.436.836.130	1.150.297

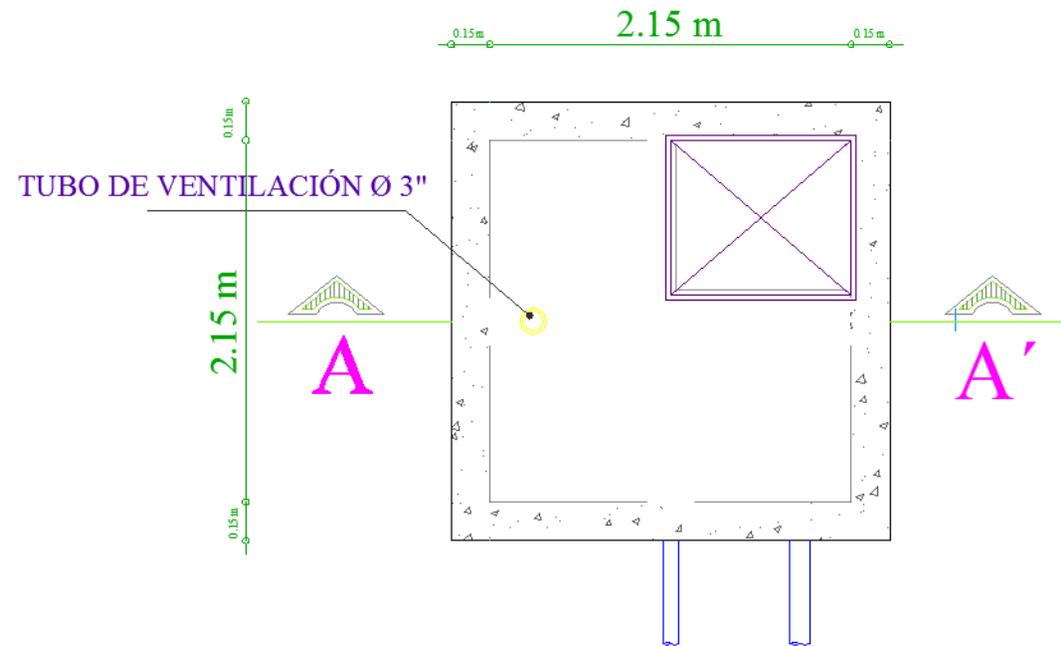
Apéndice 3. Topografía línea de aducción

PUNTO	COORDENADA N	COORDENADA E	ALTURA	DESCRIPCION
1	1436812,994	1075645,422	1146,303	
2	1436834,412	1075658,080	1146,107	
3	1436836,437	1075677,438	1146,233	
4	1436836,810	1075680,404	1138,149	
5	1436842,407	1075698,846	1137,651	
6	1436829,053	1075705,232	1135,719	
7	1436820,568	1075710,368	1137,650	
8	1436817,828	1075731,382	1132,574	
9	1436844,004	1075741,761	1133,393	
10	1436853,230	1075756,204	1133,659	
11	1436870,734	1075774,995	1132,679	
12	1436878,862	1075791,673	1132,429	
13	1436881,793	1075826,991	1130,646	TANQUE
14	1436890,956	1075842,593	1130,136	
15	1436911,319	1075841,073	1128,547	
16	1436928,057	1075849,779	1128,383	
17	1436936,387	1075871,991	1126,834	
18	1436949,681	1075888,864	1123,180	

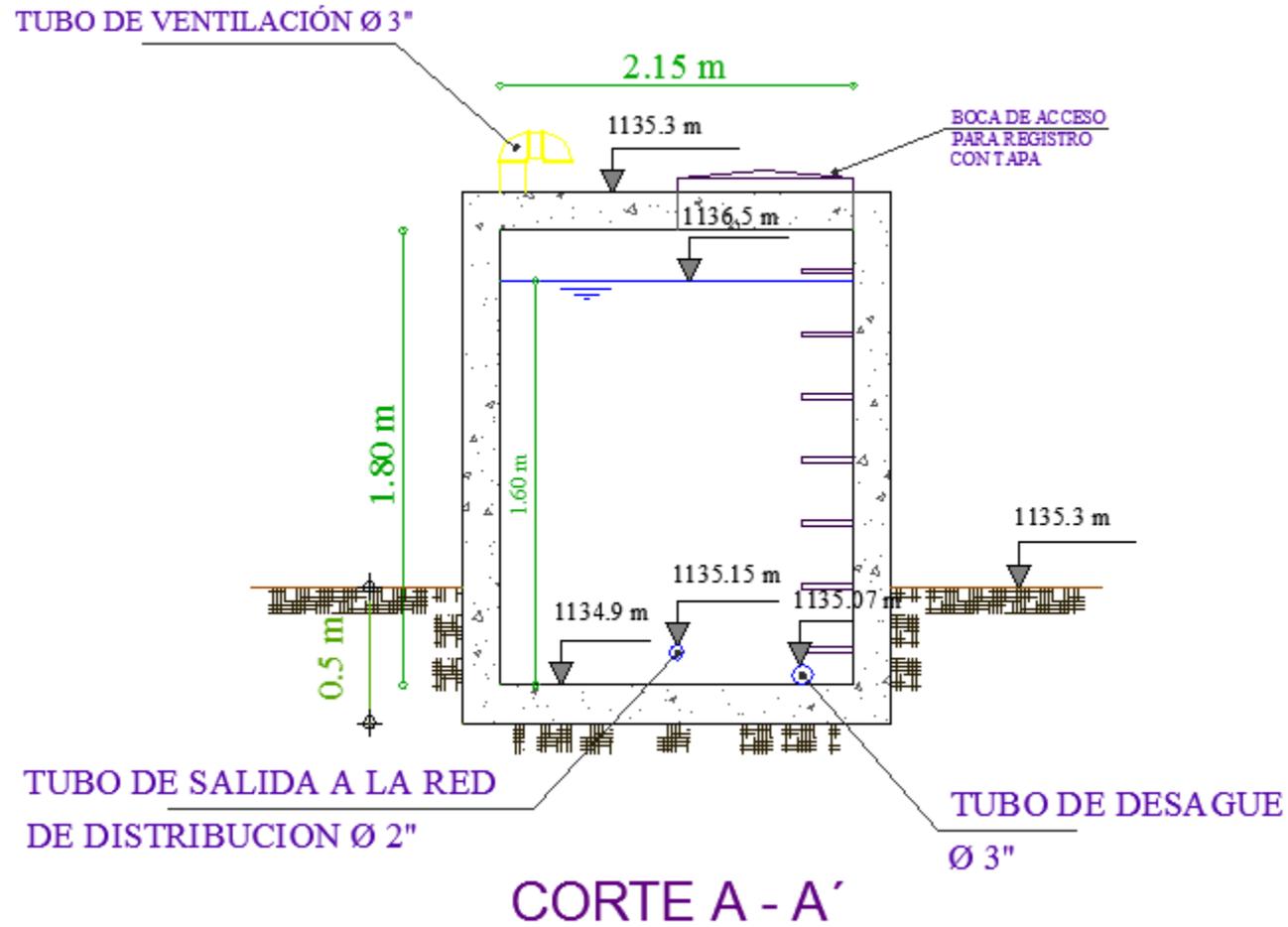
19	1436964,530	1075911,705	1120,749	
20	1436981,450	1075898,268	1120,441	
21	1437000,913	1075885,296	1119,336	
22	1437017,743	1075890,755	1118,479	
23	1437013,182	1075906,723	1119,083	
24	1437014,547	1075930,482	1110,980	
25	1437058,260	1075945,923	1116,829	
26	1437074,982	1075962,473	1115,620	
27	1437095,516	1075981,740	1108,951	
28	1437115,142	1076010,282	1110,166	
29	1437123,321	1076042,398	1109,360	
30	1437119,349	1076066,123	1109,096	
31	1437129,799	1076083,105	1108,836	RIO BAJO PUENTE
32	1437137,536	1076095,842	1111,821	PUENTE
33	1437203,462	1076105,374	1113,429	CASA1
34	1437221,094	1076107,873	1113,254	CASA2-3
35	1437256,296	1076097,821	1113,914	CASA4
36	1437342,977	1076048,333	1113,403	CASA5
37	1437397,319	1076016,460	1113,326	CASA6
38	1437471,393	1076004,430	1114,667	CASA7
39	1437521,726	1076055,356	1114,120	CASA8

40	1437553,936	1076049,993	1116,063	CASA9-10
41	1437100,240	1076071,613	1114,097	CASA11
42	1437089,370	1076050,268	1114,607	CASA12
43	1437058,421	1076012,882	1116,890	CASA13
44	1437011,558	1076007,200	1115,829	CASA14-15

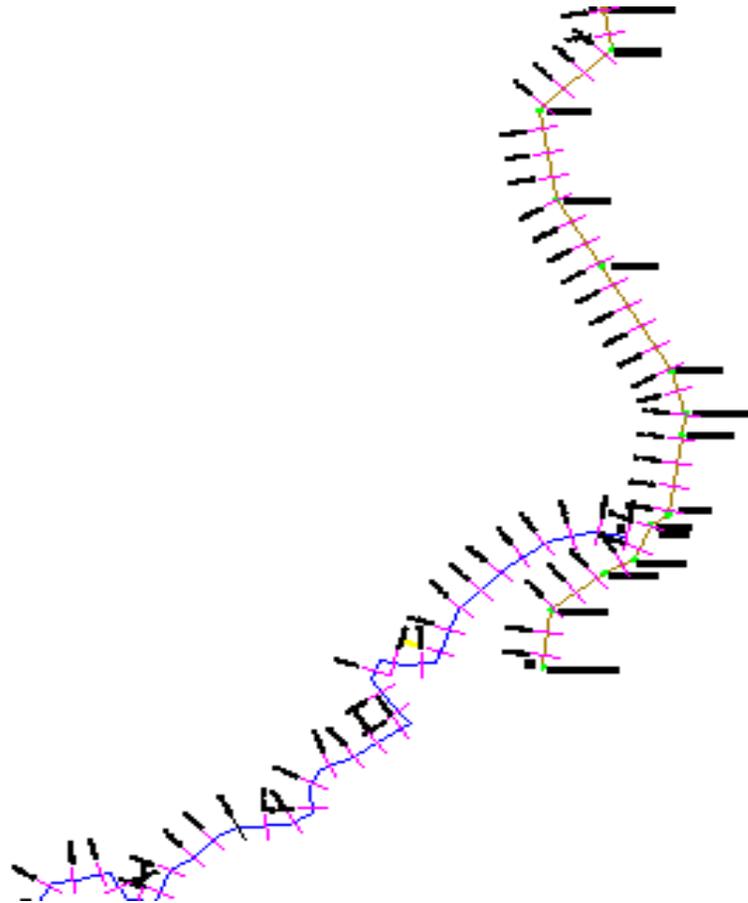
Apéndice 4. Tanque de almacenamiento (planta).



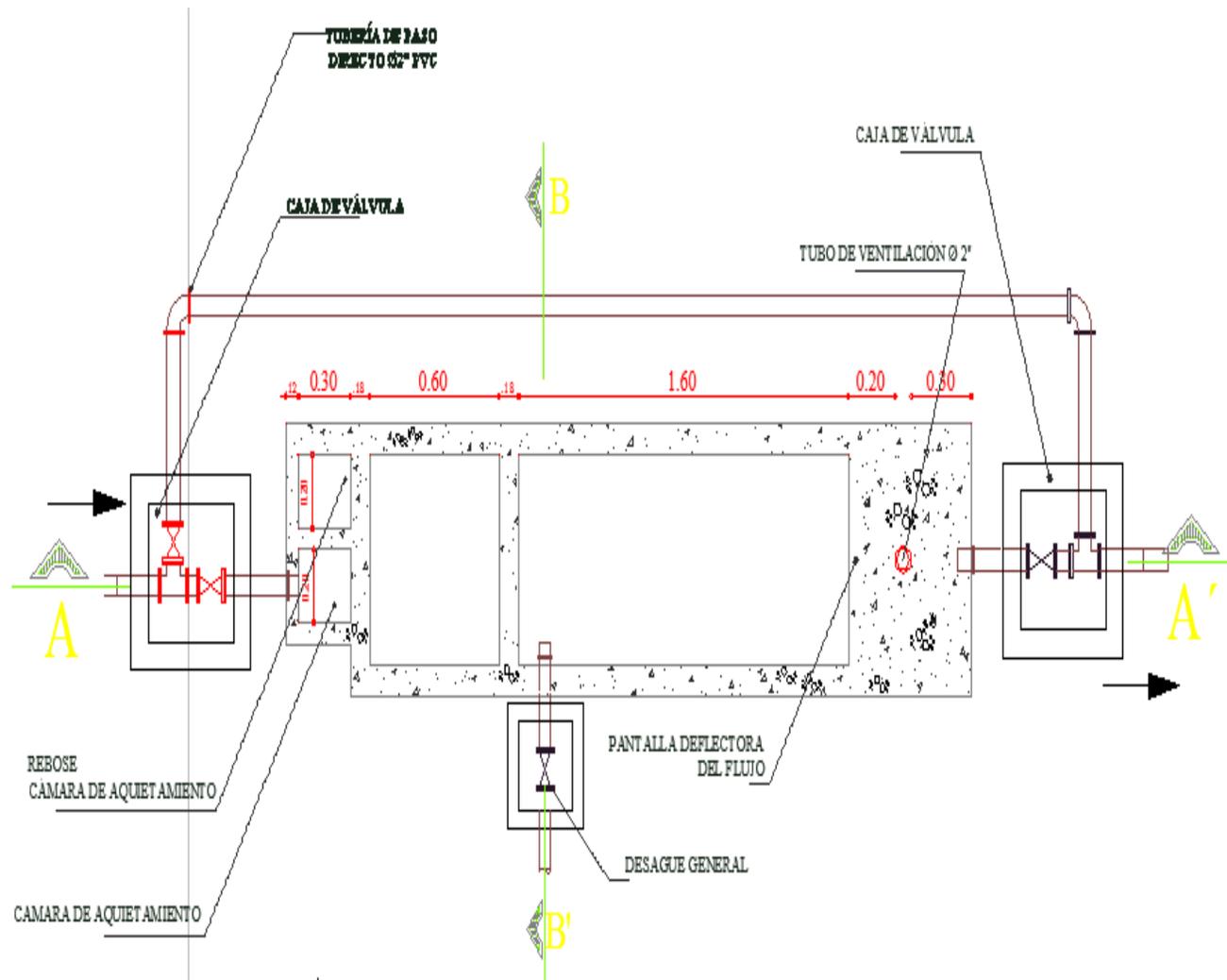
Apéndice 5. Tanque de almacenamiento (corte).



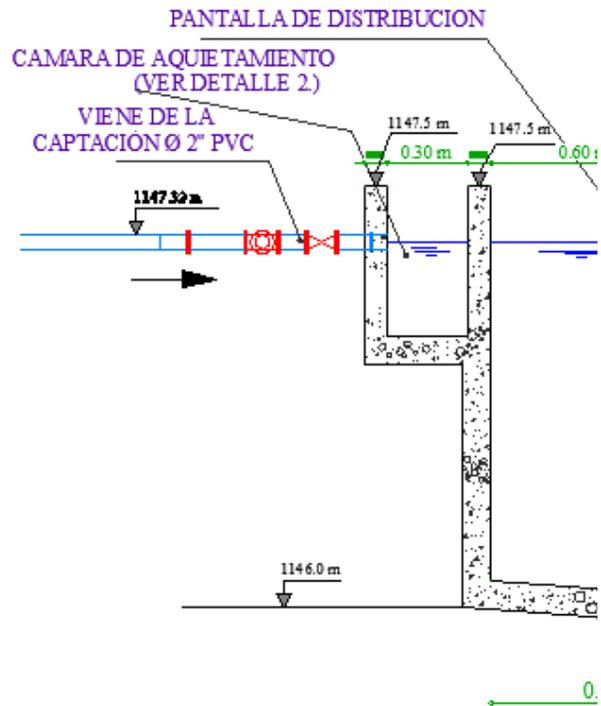
Apéndice 6. Línea de aducción y red de distribución



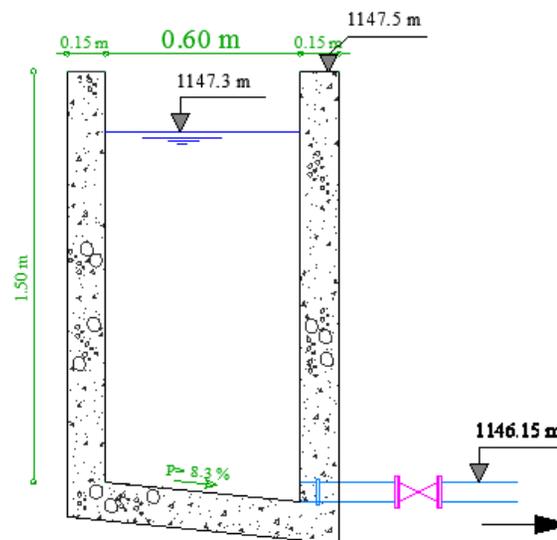
Apéndice 7. Desarenador (planta).

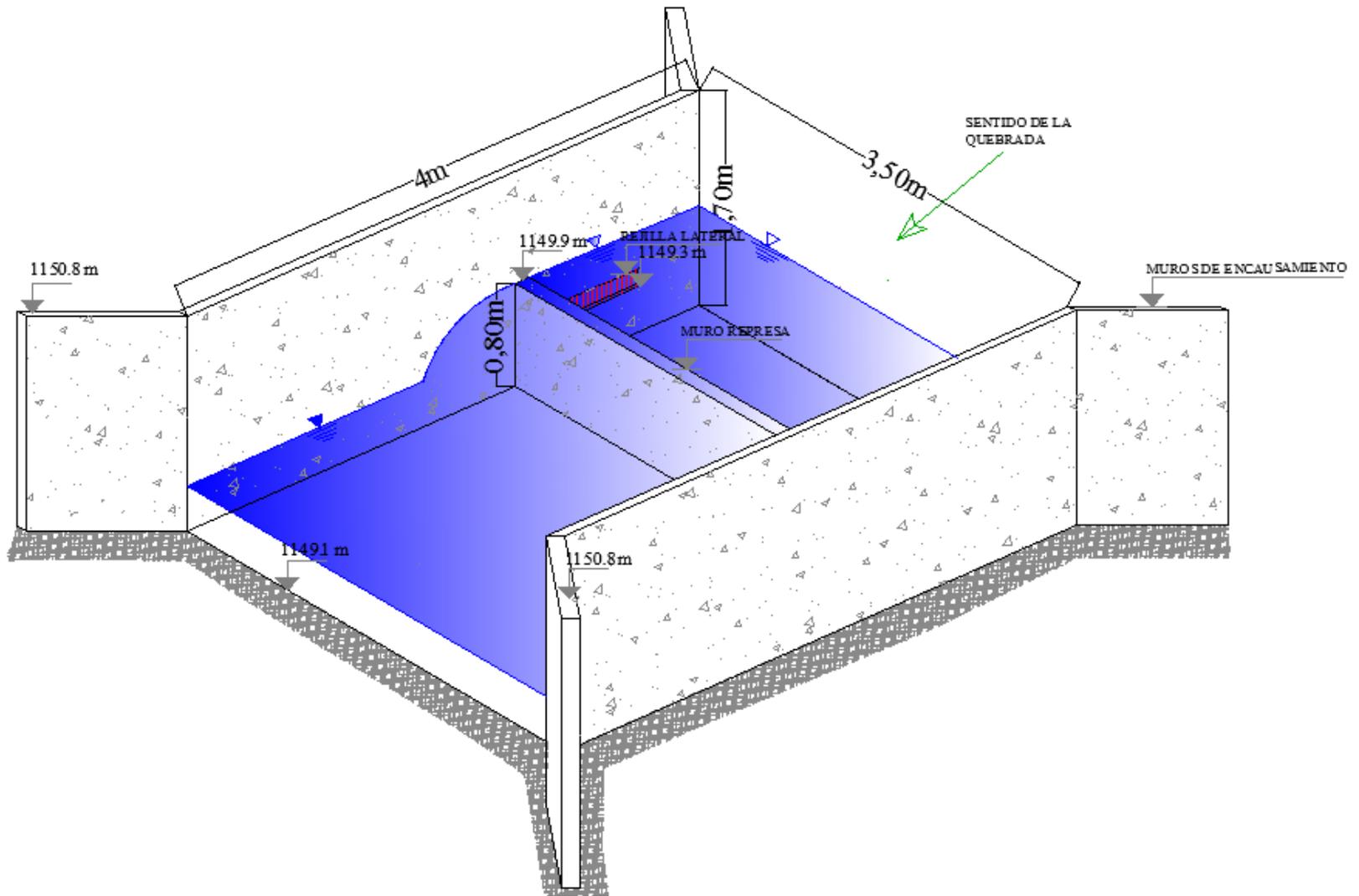


Apéndice 8. Desarenador (corte).

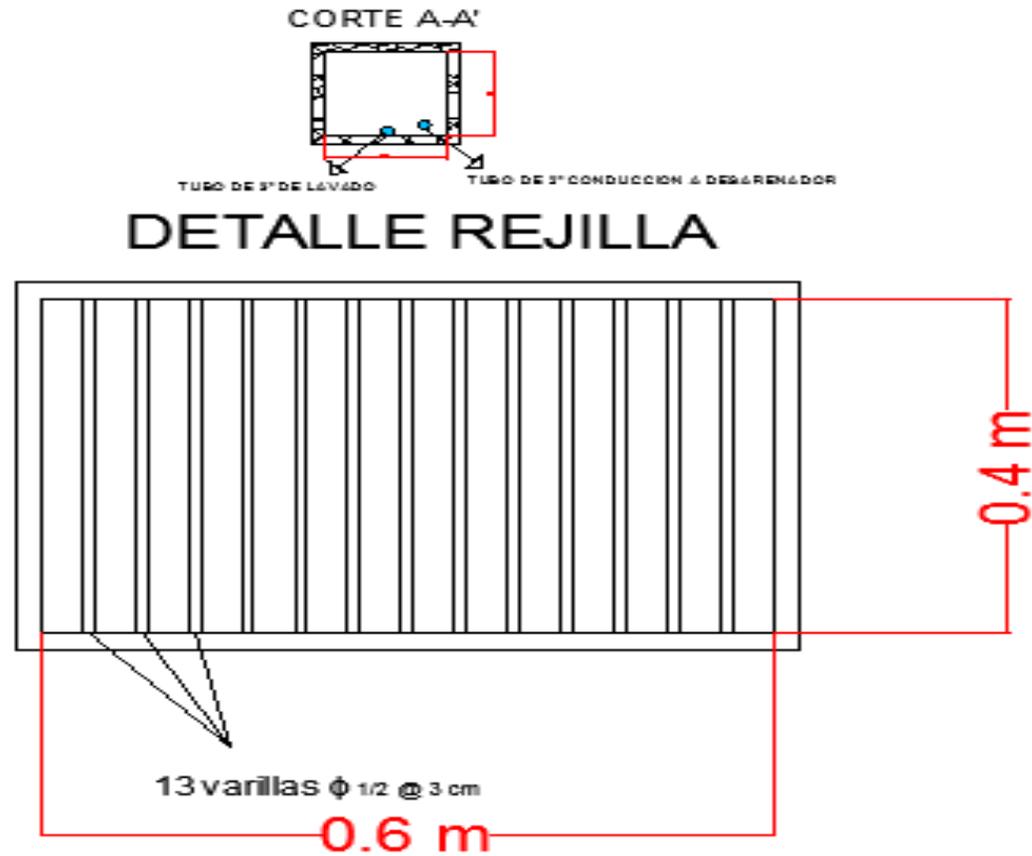


Apéndice 9. Captación lateral (planta).

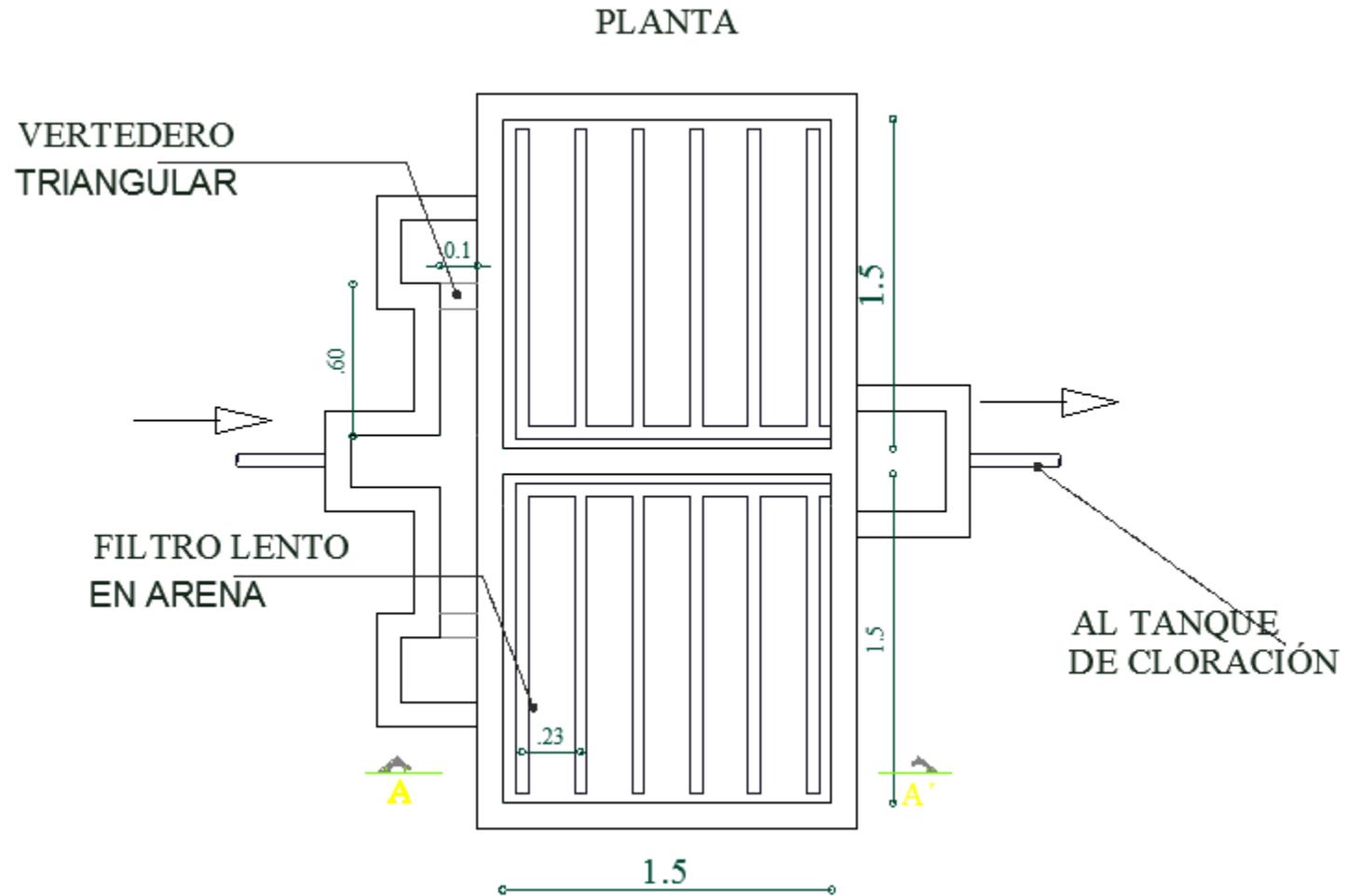




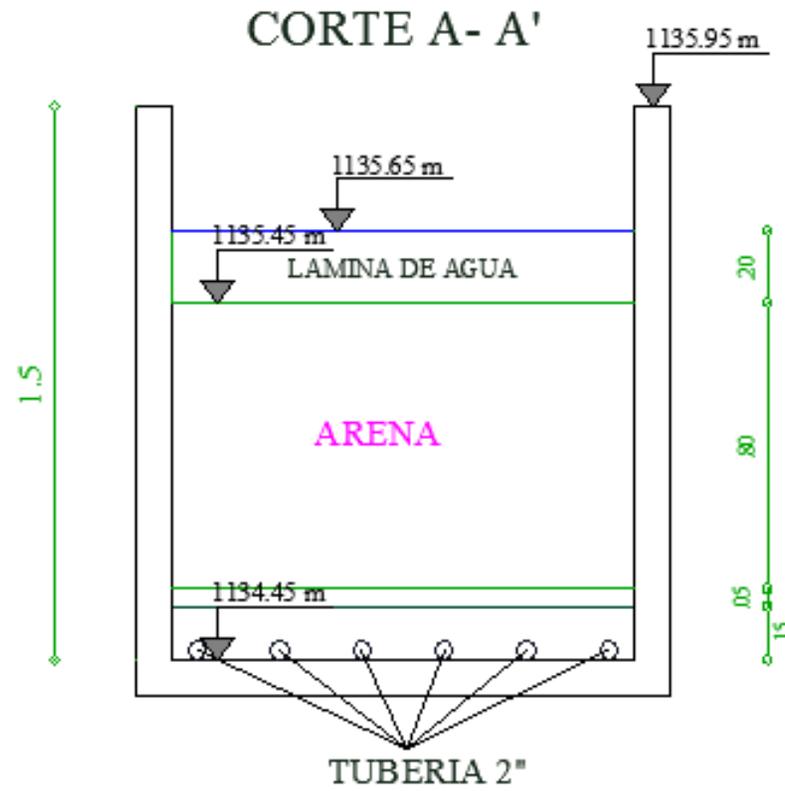
Apéndice 10. Captación lateral (corte rejilla y cámara de recolección)



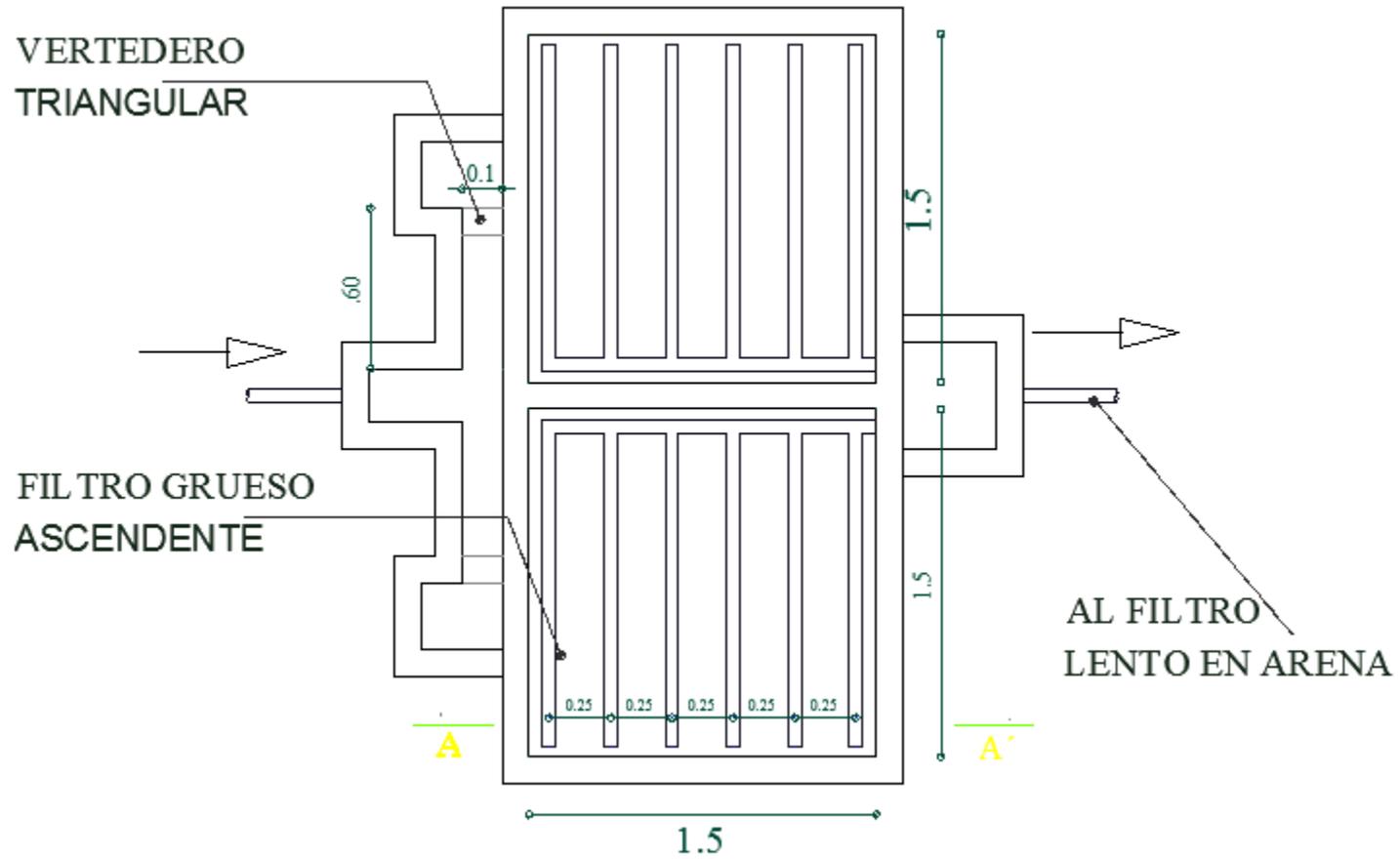
Apéndice 11. Filtro lento en arena (planta).



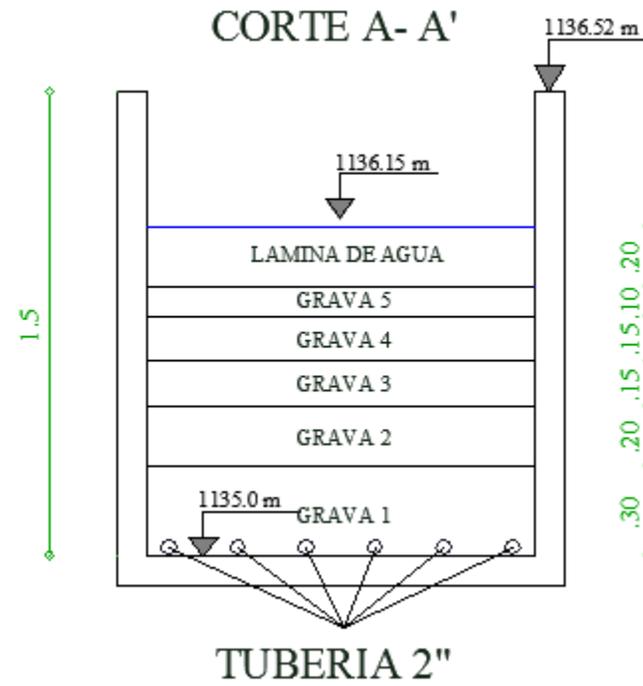
Apéndice 12. Filtro lento en arena (corte).



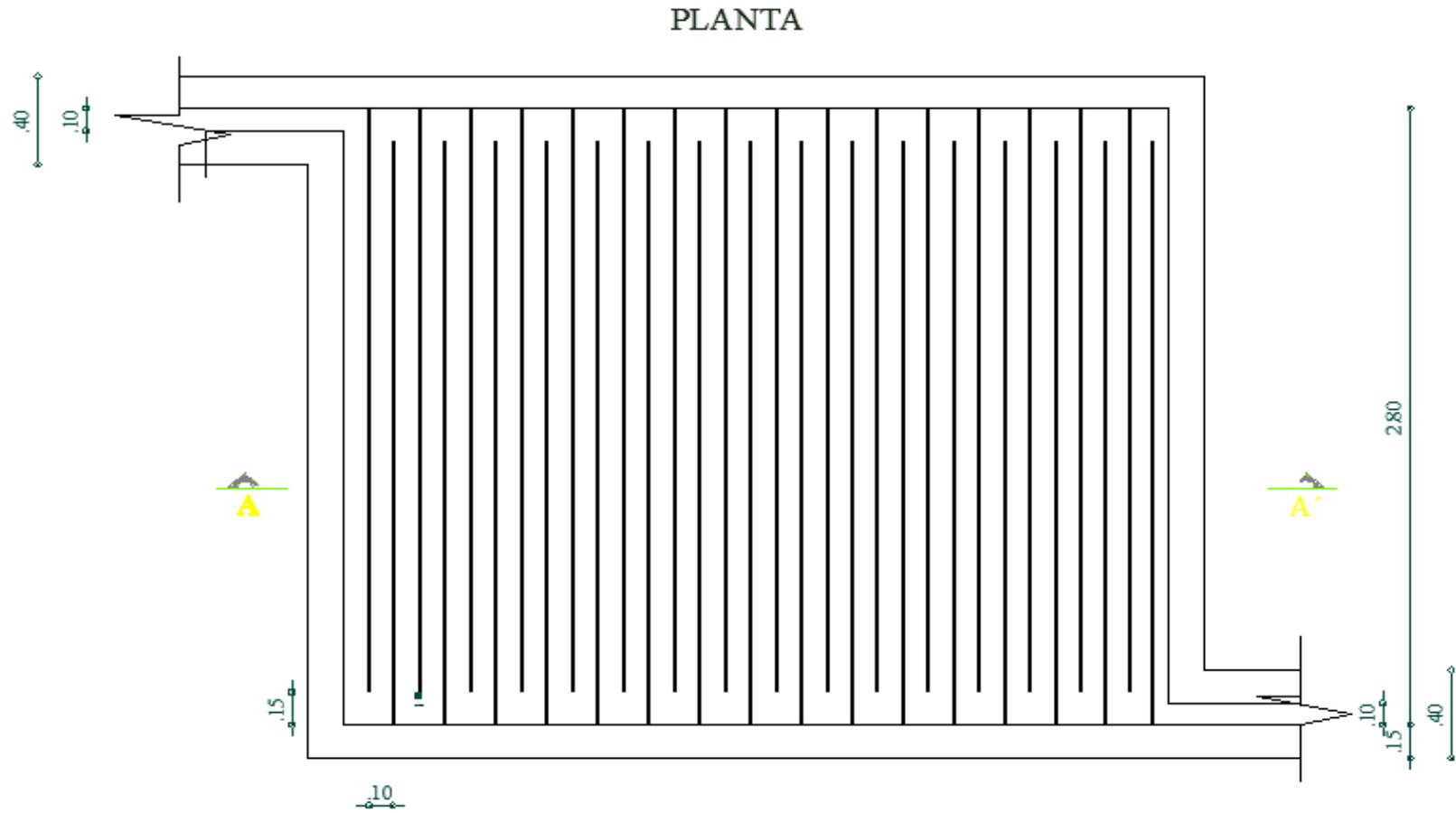
Apéndice 13. Filtro grueso ascendente (planta)



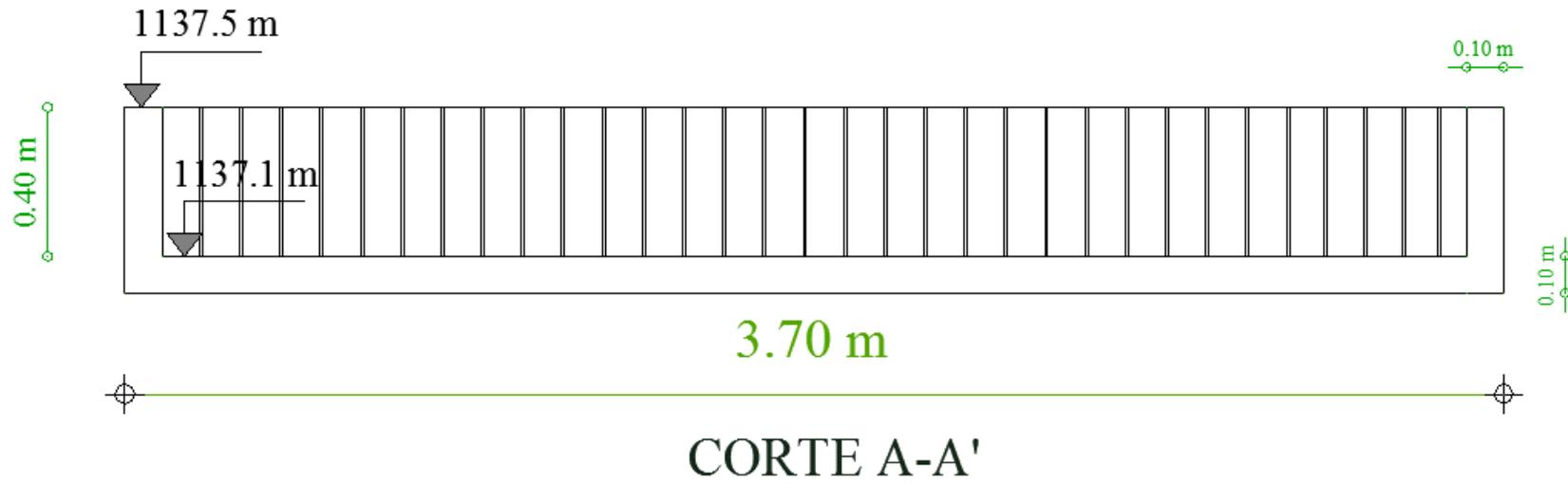
Apéndice 14. Filtro grueso ascendente (corte).



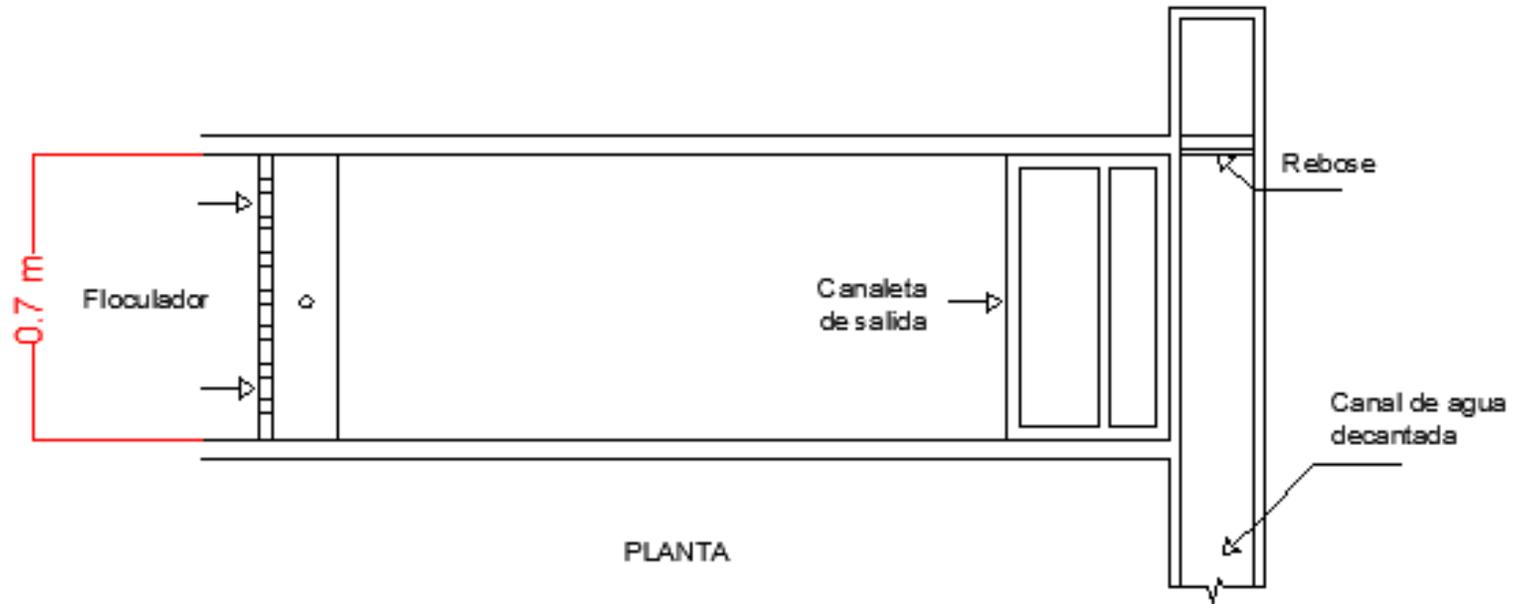
Apéndice 15. Floculador hidráulico (planta).



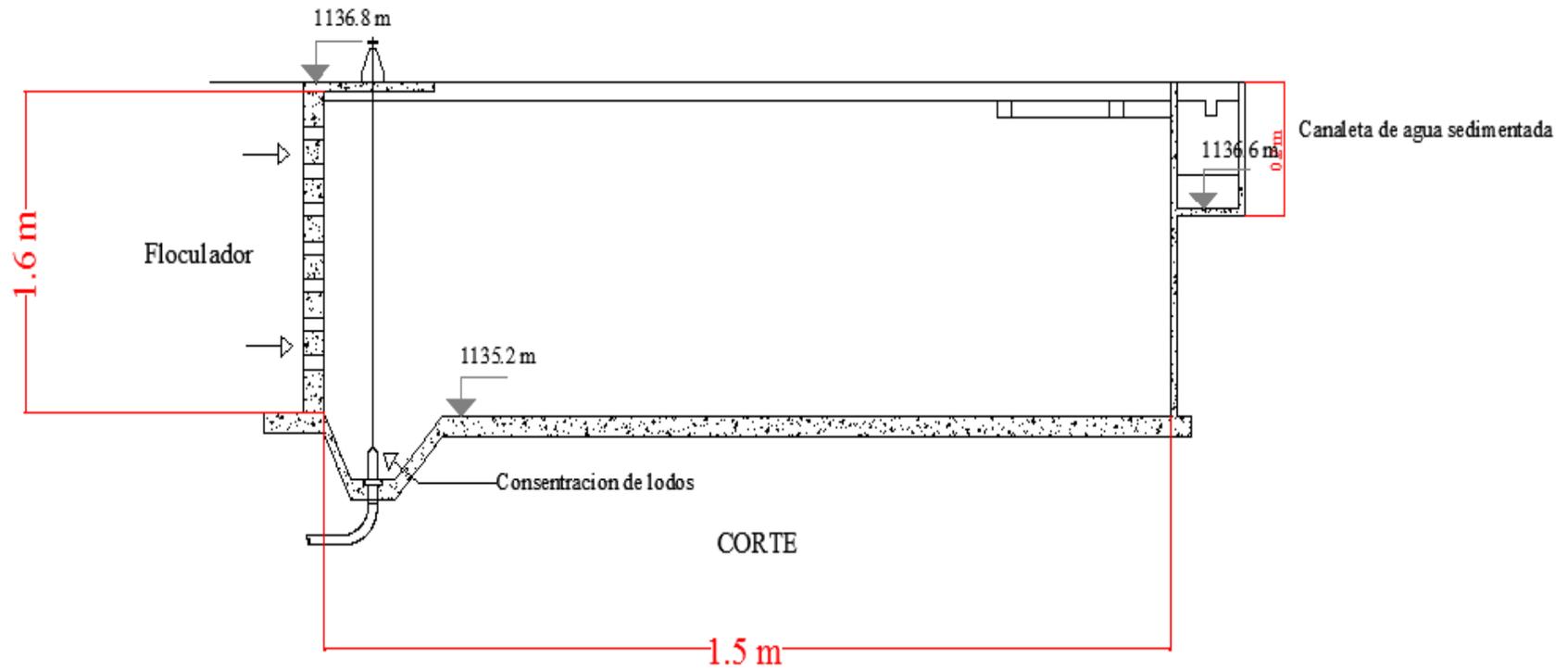
Apéndice 16. Floculador hidráulico (corte).



Apéndice 17. Sedimentador (planta).

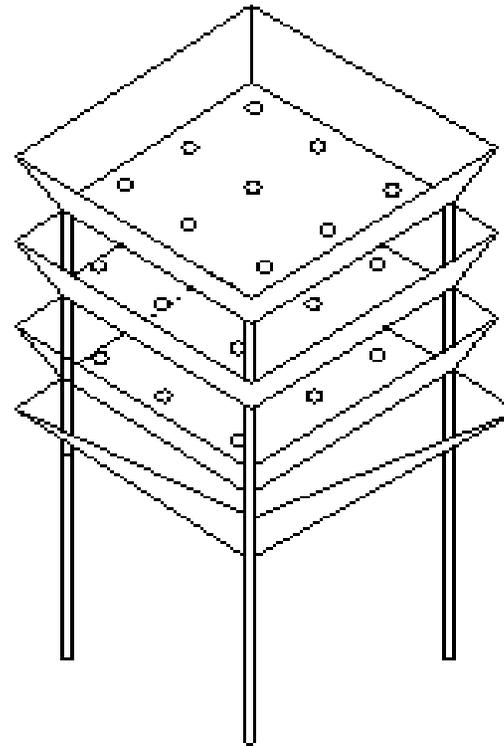


Apéndice 18. Sedimentador (corte).



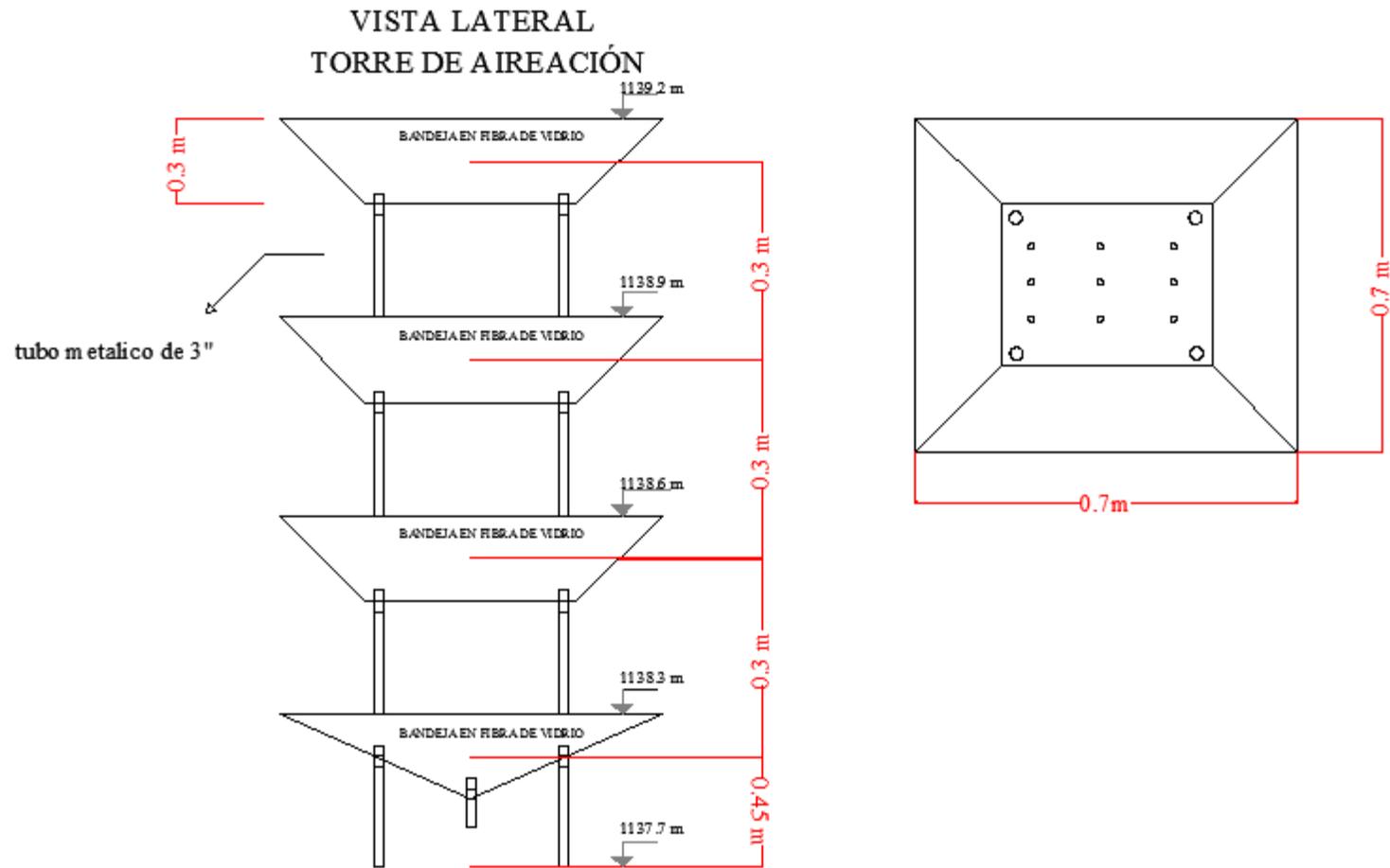
Apéndice 19. Torre de aireación (planta).

TORRE DE
AIREACION



VISTA SUPERIOR

Apéndice 20. Torre de aireación (corte).



Apéndice 21. Estado de nudos. (Software EPANET)

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 5	1133	0.00	1137.56	4.56
Conexión 6	1133	0.00	1137.51	4.51
Conexión 7	1132	0.00	1137.39	5.39
Conexión 9	1130.5	0.00	1137.32	6.82
Conexión 10	1129.6	0.00	1137.29	7.69
Conexión 11	1128.3	0.00	1137.25	8.95
Conexión 12	1128	0.00	1137.21	9.21
Conexión 13	1125.3	0.00	1137.17	11.87
Conexión 14	1120.7	0.00	1137.07	16.37
Conexión 15	1119	0.00	1136.99	17.99
Conexión 16	1119	0.00	1136.95	17.95
Conexión 17	1116	0.00	1136.92	20.92
Conexión 18	1112	0.00	1136.88	24.88
Conexión 19	1116.2	0.00	1136.79	20.59
Conexión 20	1109	0.00	1136.69	27.69
Conexión 21	1110	0.00	1136.62	26.62
Conexión 22	1109	0.00	1136.56	27.56
Conexión 23	1111.8	0.00	1136.49	24.69
Conexión 24	1115.82	0.17	1136.45	20.63
Conexión 25	1116.89	0.00	1136.46	19.57
Conexión 26	1114.6	0.00	1136.48	21.88
Conexión 27	1114.097	0.00	1136.49	22.39
Conexión 28	1111.6	0.00	1136.48	24.88
Conexión 29	1111	0.00	1136.47	25.47

Conexión 30	1113.4	0.00	1136.41	23.01
Conexión 31	1113.2	0.00	1136.39	23.19
Conexión 32	1113.9	0.00	1136.36	22.46
Conexión 33	1113.4	0.00	1136.27	22.87
Conexión 34	1113.6	0.00	1136.22	22.62
Conexión 35	1114.6	0.00	1136.15	21.55
Conexión 36	1114.2	0.00	1136.09	21.89
Conexión 37	1116.06	0.32	1136.06	20.00
Depósito 1	1136	-0.49	1137.60	1.60

Apéndice 22. Estado de tuberías (Software EPANET)

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km	Factor de Fricción	Veloc. de Reacción mg/d.d.	Calidad	Estado
Tubería 5	28.16	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 6	61.37	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 7	35.44	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 8	18.09	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 9	20.42	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 10	18.87	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 11	23.72	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 12	48.51	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 13	44.93	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 14	17.69	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 15	16.61	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 16	23.80	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 17	46.36	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 18	51.68	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 19	34.64	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 20	33.14	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 21	36.35	50.8	0.49	0.24	1.91	0.033	0.00	0.00	Abierto
Tubería 22	10.91	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 23	14.90	50.8	0.32	0.16	0.88	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 24	66.61	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 25	17.81	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 26	36.61	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 27	99.81	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto
Tubería 28	63	50.8	0.32	0.16	0.89	0.036	0.00	0.00	Abierto