

PROPUESTA DE DISEÑO DE LA CAPTACIÓN, LÍNEA DE ADUCCIÓN,
DESARENADOR Y LÍNEA CONDUCCIÓN DEL RIO MOGOTICOS, PARA LA
RED ALTERNA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA CABECERA
MUNICIPAL DE SAN GIL SANTANDER.

SANTOS GARCÍA DIANA CECILIA



UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ
2015

PROPUESTA DE DISEÑO DE LA CAPTACIÓN, LÍNEA DE ADUCCIÓN,
DESARENADOR Y LÍNEA CONDUCCIÓN DEL RIO MOGOTICOS, PARA LA
RED ALTERNA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DE LA CABECERA
MUNICIPAL DE SAN GIL SANTANDER.

SANTOS GARCÍA DIANA CECILIA

Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar el título de
ingeniero civil

Miguel Roberto Hernández, I.C
Asesor Disciplinar
Olga Lucia Vanegas
Asesor Metodológico

UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ
2015

DEDICATORIA

Primero que todo este proyecto se lo dedico a papito Dios por no dejarme nunca desfallecer en la búsqueda de mis metas que por más largas que fueron tienen un culminar exitoso.

A mi amado esposo Alvaro Caceres Carvajal y a mi hija María Salome Caceres Santos, quienes fueron mi motor e impulso para concluir mis estudios y también porque con su amor incondicional ha sido mi apoyo, fortaleza, y su solidaridad y confianza fueron parte fundamental para la realización de mis estudios.

A mis padres, Cecilia García e Salomón Santos de quienes me siento muy orgullosa por los valores que infundieron en mí y el cual se reflejó mi formación académica destacándome como una mujer perseverante y valiente ante las adversidades.

A papito Dios por no dejarme nunca desfallecer en la búsqueda de mis metas que por más largas que fueron tienen un culminar exitoso.

A mis hermanos, Francy Deisy, Cristian por ser mi ejemplo en búsqueda de tener un título profesional.

Todas estas personas merecen ser nombradas y destacadas como parte fundamental de mi crecimiento profesional el cual aportaron a hacer de mi sueño realidad ser ingeniera civil.

Agradecimientos

Gracias papito dios por permitirme estar escribiendo estas palabras porque sé que sin tu ayuda no lo hubiese logrado, gracias por nunca dejarme desfallecer, por ser mi bastón para sostenerme frente a las adversidades y enseñarme que siempre hay que mirar hacia adelante cuando de buscar nuestros sueños se trata.

A mis padres por ser mi motivo para demostrarles que sí pude y que hicieron de mí una mujer guerrera y que cuando uno se propone las cosas las consigue.

A mi esposo por ser mi todo, mi complemento, mi ejemplo a seguir y por hacer de mí una persona disciplinada y constante.

A todas aquellas personas que siempre me apoyaron y en especial al ingeniero Miguel Hernández Vivíescas quien con su profesionalismo me brindo apoyo y ayuda en el momento en que lo necesite.

Muchas gracias a todos ellos.

CONTENIDO

GLOSARIO	1
INTRODUCCIÓN	3
1. GENERALIDADES	5
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	6
3. JUSTIFICACIÓN	9
4. OBJETIVOS.....	10
4.1. Objetivo general	10
4.2. Objetivos específicos	10
5. ANTECEDENTES.....	11
6. MARCO REFERENCIAL	14
6.1. MARCO CONCEPTUAL	14
6.1.1. Criterios básicos para el diseño de una conducción y aducción.	14
6.1.2. Métodos de Cálculo para la proyección de la población	21
6.1.3. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable.....	25
6.1.3.1. Acueducto	25
6.1.4. Sistema de abastecimiento.....	30
6.2. MARCO GEOGRÁFICO.....	48
6.3. MARCO LEGAL	50
6.3.1. Normatividad del RAS 2000	50
6. DISEÑO METODOLÓGICO	52
6.1. Enfoque de la investigación.....	52
6.2. Tipo de investigación.....	52
6.3. Fases del proyecto:.....	53
7. ANALISIS Y RESULTADOS.....	54
7.1. Caracterización de la topografía de la línea Mogoticos	54
7.1.1. Batimetría del río Mogoticos	54
7.1.2. Levantamiento topográfico línea de aducción.....	56

7.1.3.	Levantamiento topográfico línea de conducción.....	57
7.2.	Descripción de las condiciones actuales del acueducto de san gil Santander.	59
7.3.	Calculo de Población.	66
7.3.1.	Métodos de cálculo de población	67
7.3.2.	Población flotante	78
7.3.3.	Población de diseño	79
7.3.4.	Nivel de complejidad.....	79
7.3.5.	Período de diseño	79
7.3.6.	Dotación neta máxima	80
7.3.7.	Caudal medio diario QMD.....	81
7.3.8.	Caudal máximo diario	81
7.3.9.	Caudal máximo horario.....	82
7.4.	Diseño de bocatoma o captación lateral.....	86
7.4.1.	Diseño de la rejilla	87
7.4.2.	Diseño de la cámara de derivación	94
7.5.	Línea de aducción	96
7.6.	Diseño del desarenador.....	100
7.7.	Línea de conducción	116
8.	CONCLUSIONES.....	141
9.	RECOMENDACIONES	142
9.	BIBLIOGRAFIA.....	143

Lista de ilustraciones

Ilustración 1. Línea de aducción	26
Ilustración 2. Línea de conducción	29
Ilustración 3. Captación lateral de un acueducto rural	33
Ilustración 4. Captación lateral de un acueducto rural corte A-1.	34
Ilustración 5. Bocatoma de fondo (planta)	38
Ilustración 6. Bocatoma de fondo (Corte longitudinal)	39
Ilustración 7. Bocatoma de fondo (Corte transversal)	39
Ilustración 8. Planta y corte longitudinal del desarenador.	40
Ilustración 9. Unión de la quebrada Guaure con el Rio Mogoticos.....	54
Ilustración 10. Batimetría rio Mogoticos.....	55
Ilustración 11. Perfiles longitudinales bocatoma	56
Ilustración 12. Levantamiento topográfico línea de aducción.....	57
Ilustración 13. Levantamiento topográfico línea de aducción red Mogoticos	57
Ilustración 14. Levantamiento topográfico línea de aducción.....	58
Ilustración 15. Planta general conducción red Mogoticos.....	58
Ilustración 16. Planta de tratamiento de agua potable ACUASAN San Gil.....	59
Ilustración 17. Captación de la quebrada Curiti.....	61
Ilustración 18. Captación quebrada Curiti.....	61
Ilustración 19. Rejilla de captación de la quebrada Curiti	62
Ilustración 20. Captación de la quebrada Cuchicute	63
Ilustración 21. Desarenador de la captación de la quebrada Curiti.....	64
Ilustración 22. Desarenador de la captación de la quebrada Cuchicute.	65
Ilustración 23. Sitio de la captación rio Mogoticos	65
Ilustración 24. Sitio de llegada de la conducción.	66
Ilustración 25. Caudales y porcentajes de las fuentes hídricas de la planta de tratamiento acusan.....	83
Ilustración 26. Cuadro resumen	85
Ilustración 27. Captación lateral.....	86
Ilustración 28. Diseño de la rejilla	93
Ilustración 29. Diseño captación lateral (Perfil)	95
Ilustración 30. Diseño captación lateral (Planta)	95
Ilustración 31. Línea de aducción	100
Ilustración 32. Desarenador- PLANTA-PERFIL.....	116

Lista de tablas

Tabla 1. Asignación del nivel de complejidad del sistema.....	15
Tabla 2. Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema.....	16
Tabla 3. Dotación neta máxima.....	17
Tabla 4. Coeficiente de consumo máximo diario (K1), según nivel de complejidad del sistema	19
Tabla 5. Coeficiente del consumo máximo horario (K2) según el nivel de complejidad	20
Tabla 6. Métodos de cálculo permitidos en la proyección de poblaciones según el nivel de complejidad del sistema	21
Tabla 7. Valores de coeficiente de algunos materiales William-Hazen.	27
Tabla 8. Periodo de Diseño según el Nivel de Complejidad del Sistema.....	32
Tabla 9. Tamaño de la varilla	34
Tabla 10. Condiciones de eficiencia y porcentaje de remoción.	42
Tabla 11. Fases del proyecto	53
Tabla 12. Valores de población según el DANE.	66
Tabla 13. Fuentes hídricas que abastecen el acueducto de San Gil.....	83
Tabla 15. Tipo de rejas	87
Tabla 16. Tamaño de la varilla.....	88
Tabla 17. Clasificación de materiales en suspensión según tamaño	101
Tabla 18. Condiciones de eficiencia y porcentaje de remoción.....	103

GLOSARIO

BATIMETRIA: Conjunto de técnicas para la medición de las profundidades del mar, los ríos, etc., y el estudio de la distribución de las plantas y animales en sus diversas capas o zonas

BOCATOMA: Estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de tratamiento.

CAPTACION: Conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de una fuente de abastecimiento

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD: Medida de la rugosidad de una superficie, que depende del material y del estado de la superficie interna de la tubería.

CONDUCCION: Sistema a través del cual se transporta el agua potable ya sea a flujo libre o a presión.

CONDUCTO: Estructura hidráulica destinada al transporte de agua.

DESARENADOR: Estructura destinada a la retención de las arenas y sólidos que están en suspensión en el agua, mediante un proceso de sedimentación mecánica.

DOTACION: Cantidad de agua asignada a una población o a un habitante para su consumo en cierto tiempo, expresada en términos de litro por habitante día o dimensiones equivalentes, las estructuras, los terrenos o las excavaciones.

LÍNEA DE ADUCCIÓN: Sistema de acueducto al conducto que transporta el agua de la bocatoma, desde la cámara de derivación, hasta el desarenador. Puede ser un canal abierto o un canal cerrado (tubería).

OPTIMIZACION: Proceso de diseño y/o construcción para lograr la mejor armonía y compatibilidad entre los componentes de un sistema o incrementar su capacidad o la de sus componentes, aprovechando al máximo todos los recursos disponibles.

SEDIMENTACION: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.

TOPOGRAFIA: Técnica que consiste en describir y representar en un plano la superficie o el relieve de un terreno.

INTRODUCCIÓN

Colombia es un país que a pesar de poseer una gran extensión de fuentes hídricas sus habitantes carecen de agua potable. El acceso al agua potable y al saneamiento básico permite mejorar la calidad de vida y por ende prevenir enfermedades. En Colombia el suministro de agua para región es apta para el consumo humano, debido a que está sometida a algunos procesos de purificación, mientras que la población rural presenta un alto riesgo de contraer enfermedades dado que es tomado directamente de los aljibes o yacimientos naturales.

Uno de los requerimientos más importantes de la población constituye a una necesidad básica y vital es el suministro de agua, para lo cual es indispensable disponer de un sistema de hídrico que satisfaga la demanda de la comunidad.

Para el caso de La población de San Gil, esta se abastece de tres fuentes hídricas: La quebrada Cuchicute, la quebrada Curití y el río Fonce, de las cuales se toma el agua y es conducida hacia la planta de tratamiento para ser potabilizada y finalmente llegar a un uso convencional.

La planta de tratamiento de agua potable de San Gil ACUASAN tiene una cobertura urbana del 100% prestando un servicio constante durante las 24 horas diarias y el sector rural únicamente se cubre el 5% de la población ofreciendo un servicio deficiente.

Este proyecto propone un diseño que permita para la conducción y aducción de agua del río Mogoticos acueducto San Gil, el cual permita la llegada de este a la planta de tratamiento para hacerle su debido proceso y luego ser distribuida a la población.

La propuesta implica beneficiar y satisfacer a la población Sangileña ya que el agua es una fuente hídrica que conlleva al desarrollo ambiental social y económico de la región.

1. GENERALIDADES

Título de la investigación

Propuesta de diseño de la captación, línea de aducción, desarenador y línea conducción del río Mogoticos, para la red alterna del sistema de acueducto de la cabecera municipal de San Gil Santander.

Semillero

Servicios básicos y complementarios.

Línea de investigación

Hidráulica

Sublínea de investigación

Sistemas de acueducto

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

San Gil Santander es una ciudad intermedia que por su ubicación entre uno de los corredores viales más importantes de nuestro país, como lo es Bogotá – Bucaramanga, se ha visto sometida a grandes cambios económicos, sociales y culturales, lo cual ha contribuido al desarrollo de toda la comunidad de la capital Guanentina y municipios circunvecinos, lo que le ha merecido ser nombrada en el año 2004 “capital turística del departamento de Santander”.

Para el desarrollo de San Gil como capital turística de Santander, la alcaldía municipal ha realizado inversiones como lo son la construcción de nuevas vías de comunicación internas, (Avenida 19, Vía principal de la ciudadela Bella Isla, etc.), la cual suplen las necesidades de sus habitantes y visitantes. Se percata también incremento poblacional y por consiguiente la oferta de nuevos condominios, urbanizaciones campestres, grandes edificaciones, numerosos barrios, y en la actualidad dos grandes centros comerciales (El Puente y San Gil Plaza), entre otros proyectos de inversión privada ha generado que en San Gil exista una alta demanda de trabajo. Sin embargo, el municipio de san gil ha venido presentado desabastecimiento del suministro de agua potable que proviene de la planta.

El desabastecimiento de agua potable para San Gil y los municipios circunvecinos que dependen de la planta de tratamiento de agua potable de San Gil ACUASAN, que por diversos factores actualmente es insuficiente frente a la demanda del recuso y la calidad del mismo.

Las principales causas que generan el desabastecimiento de agua potable en la región Guanentina, se originan por problemáticas como lo son la planta física del acueducto actual del municipio de San Gil Santander no es acorde con el crecimiento poblacional, lo cual trae como consecuencias racionamientos de agua

potable. Otra posible causa de escases de este recurso hídrico se da por la disminución de los caudales de las quebradas de Curiti, Cuchicute y del río Fonce que son las fuentes principales del acueducto. Las estructuras de captación y conducción de la quebrada Curiti y Cuchicute tienen más de 30 años de funcionamiento, superando así sus periodos de diseño y por lo tanto disminuyendo su eficiencia.

La captación por bombeo en el río Fonce está limitada por los bruscos cambios de nivel del río (determinados en más de 8 mts³/seg entre los niveles máximos y mínimo) producen el bajar, depósitos de arena en los pozos de succión que imposibilitan el bombeo, y al subir, producen alta turbiedad con arrastre de grandes partículas, lo cual igualmente perjudica al bombeo. Esto conduce a frecuentes racionamientos de energía y alto costo de funcionamiento de la planta de tratamiento de agua potable.

La quebrada Curiti es la fuente hídrica que aporta el mayor caudal a la planta de tratamiento de agua potable de San Gil Santander. En los últimos años la quebrada Curiti se ha visto afectada por la contaminación de vertimientos de aguas residuales de ganaderías, galpones de pollos y marraneras¹, por tal razón la propuesta de diseño que se plantea comprende la sustitución de la quebrada Curiti como fuente de abastecimiento por el río Mogoticos.

Algunos barrios de la población Sangileña están ubicados a un nivel superior al de la planta convencional, lo cual causa que la distribución de agua potable no tenga la suficiente presión para realizar el suministro a estas localidades por gravedad

San Gil cuenta con dos plantas de tratamiento de agua potable el cual la planta convencional no está suministrando agua a los barrios nuevos del municipio porque su ubicación impide que este recurso hídrico no llegue a presión a ellos, por tal

¹ VANGUARDIA LIBERAL. 9, mayo 2015. 2.2 sección. 23 p

razón el diseño de la red mogoticos llegara a la planta alterna el cual está ubicada a altura mayor a la de municipio.

Con base en lo anterior se pretende realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable a partir de las aguas del Río Mogoticos como red alterna a la planta de tratamiento de agua potable, para así poder abastecer y proporcionar el desarrollo económico cultural y social al municipio de San Gil y circunvecinos que se abastecen de la planta de tratamiento.

Teniendo en cuenta lo anterior se plantea la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuál será el diseño de la red alterna de captación, línea de aducción, desarenador y línea conducción, que permite establecer al rio Mogoticos como fuente de abastecimiento para el acueducto del municipio de San Gil Santander?

3. JUSTIFICACIÓN

Las fuentes hídricas proporcionadas por la naturaleza necesitan ser tratadas por un sistema de acueducto el cual le realice procesos de purificación para luego ser distribuido a la población, aportando mejor calidad de vida ya que por medio de este servicio suplimos necesidades básicas y prevenimos enfermedades que se pueden adquirir por el consumo del agua no tratada, por tal motivo el diseño de esta red alterna de aducción y conducción que proviene el rio Mogoticos al acueducto de municipio de San Gil, es de vital importancia para sus habitantes debido a que actualmente algunos barrios sufren de deficiencia en el suministro de agua potable puesto que las vertientes hídricas que proporcionan agua a la planta de tratamiento han disminuido su cauce y el incremento poblacional en el municipio ha superado la capacidad de población de diseño para la cual tiene disponibilidad el acueducto de San Gil.

Teniendo en cuenta que San Gil está en auge de crecimiento poblacional y desarrollo urbanístico que conlleva a la creación de nuevos barrios y centros comerciales se desea implementar una red alterna que supla las necesidades de la comunidad, el cual trabajará en una planta de tratamiento alterna a la existente que estará situada a un nivel más alto que el municipio y así llegara agua potable por gravedad a cada uno de los grifos de la comunidad Sangileña.

Como parte fundamental, la finalidad de este proyecto consiste en el diseño de la red alterna que permita que los habitantes de San Gil cuenten con un la disponibilidad de agua potable y conlleve al desarrollo de una población mejorando la calidad de vida de sus habitantes .se espera que con una correcta ejecución del diseño por parte de la alcaldía Municipal y acueducto de San Gil , la red alterna del rio Mogoticos acueducto San Gil del departamento de Santander logre beneficiar a la comunidad y su desarrollo socioeconómico.

4. OBJETIVOS

4.1. Objetivo general

Proponer un diseño para la implementación de la red alterna de captación, aducción, desarenador y conducción del Río Mogoticos para el acueducto de San Gil, Santander.

4.2. Objetivos específicos

- Realizar el replanteo topográfico de la línea Mogoticos.
- Analizar el diseño y operación actual de la red de acueducto del municipio de San Gil, Santander.
- Establecer el diseño hidráulico óptimo para la red alterna de de los componentes de captación, aducción, desarenador y conducción del río Mogoticos para el acueducto del municipio de San Gil, Santander.
- Sustituir la quebrada Curiti, como fuente de abastecimiento actual del acueducto de San Gil, por la red alterna propuesta.

5. ANTECEDENTES

En el año 1992 en la administración municipal del doctor Rafael Medina Uribe, el gerente de la empresa de acueducto y alcantarillado de San Gil Santander para esa entonces el señor Roque Alirio Martínez Santos presentó la propuesta de la conducción Mogoticos ante la gobernación de Santander. Para este mismo año se dio inicio a los estudios topográficos de dicha conducción el cual estando en la etapa de diseño hidráulico fue suspendido a causa de cambio de administración de la empresa de acueducto y alcantarillado de San Gil ACUASAN.

En el año 2012 el ingeniero ambiental Roque Alirio Martínez Santos fue asignado nuevamente como gerente de la empresa de acueducto y alcantarillado de San Gil ACUASAN, quien retoma el proyecto inconcluso que había dejado en su antigua administración y nuevamente queda inconcluso debido a que el señor gerente fue retirado de su cargo por malos manejos administrativos en el periodo que llevaba transcurrida su gerencia.

Adicionalmente. BAYONA y JACOME realizan una propuesta de diseño de acueducto para la vereda el Mortiño en el Departamento de Santander, con el fin de mejorar el suministro de agua que reciben los habitantes de esta vereda, debido a que la totalidad de los componentes del actual sistema presenta falencias. Por lo tanto parten de la siguiente pregunta ¿Cómo lograr que el suministro de agua en las viviendas sea el adecuado y cumpla los requisitos y especificaciones estipulados en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000? enseguida realizan un análisis de las características de la vereda, con el estudio topográfico, el nivel de complejidad y las propiedades de la fuente de abastecimiento principal, los componentes del

sistema desde la captación hasta la red de distribución determinando el mejor diseño. ²

De otra parte, JAIME plantea solucionar el problema de abastecimiento de la vereda El Retiro municipio de Santa María Boyacá, con el fin de minimizar el problema de salubridad de dicho lugar; se formuló la siguiente pregunta: ¿Cómo minimizar las condiciones deficientes en las cuales se presenta la distribución del agua en la vereda El Retiro, Municipio De Santa María, Boyacá? A partir de esta pregunta de investigación se empezó el proceso de diseño del acueducto y se determinó el nivel de complejidad del corregimiento de El Retiro el cual dio como resultado un nivel de complejidad bajo, el periodo de diseño que tendrá el proyecto es de 20 años, los caudales requeridos con un valor de 24 L/s a su vez se logró un diseño del sistema de aducción y la línea de conducción del agua por gravedad ³

Finalmente, MELO y SALAZAR. Buscaron realizar el diseño de una nueva alternativa del acueducto para el corregimiento Combia Baja, en el municipio de Pereira debido a que algunas de las redes del acueducto se han afectado por los contaminantes procedentes de actividades agrícolas, domesticas etc. Dicho acueducto se encuentra conformado por tres circuitos que abastecen toda la población; teniendo en cuenta las quebradas aledañas a la zona, para conocer la calidad del agua de las quebradas realizaron estudios que arrojaron que existen agentes contaminantes que hacen que esta agua procedente de las quebradas no es muy apta para el consumo. Por tal motivo una de las conclusiones realizadas por las personas anteriormente mencionadas fue: “Es necesario la asistencia técnica de control y vigilancia de la Secretaria de Salud en la realización del

²BAYONA ROBLES Cristian Andrés; JACOME SANCHEZ Sergio Fabián. Propuesta De Diseño Del Sistema De Acueducto Para La Vereda El Mortioño Del Municipio De Ocaña Norte De Santander [En línea]

³JAIME ROA, Pedro Arbey. Diseño de acueducto vereda el Retiro, Municipio de Santa María-Boyacá [En línea] <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/10185/15298/2/T40.08%20J199d.pdf>. [consultado el 10 de Octubre del 2014.].

mantenimiento de los pozos sépticos de la zona con el fin de reducir los riesgos de contaminación sobre la calidad del agua para consumo humano.”⁴

⁴MELO MORÁN, Nery Zeneida; SALAZAR VALENCIA, Diana Patricia. Diseño de un plan de contingencia para el Acueducto Rural “Acuacombia” En el corregimiento Combia Baja, Municipio De Pereira Departamento De Risaralda. [en línea] <http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/11059/1299/1/62816M528.pdf>. [consultado el 10 de Octubre del 2014].

6. MARCO REFERENCIAL

6.1. MARCO CONCEPTUAL

Abastecer una adecuada cantidad de agua ha sido una cuestión que ha preocupado a la civilización. Aún en las antiguas ciudades, los abastecimientos en esas poblaciones se presentaban con frecuencia en los acueductos, eran fabricados para trasladar agua desde fuentes lejanas. Estos sistemas de abastecimientos no compartían agua a las viviendas sino que las llevaban a los sectores más importantes de la ciudad donde los ciudadanos podían llevarla hasta sus hogares.

Hasta mediados del siglo XVII no se creaban tuberías que pudieran soportar altas presiones. Se usaban tuberías hechas de madera, arcilla o plomo, ya que estaban ubicadas de acuerdo con la línea de gradiente hidráulico. El incremento de la tubería de hierro fundido y la reducción gradual de sus costos, dados las condiciones de desarrollo y mejoramiento en las bombas de vapor, se estableció en las pequeñas comunidades para que pudieran establecer abastecimientos públicos de agua que permitieron llevarla a cada vivienda.

6.1.1. Criterios básicos para el diseño de una conducción y aducción.

6.1.1.1. Nivel de complejidad del sistema

El nivel de complejidad se define de acuerdo a lo expuesto en el numeral A.3.1. Del reglamento de agua potable y saneamiento básico RAS-2000. Según esta regla para el territorio colombiano se establecen cuatro niveles de complejidad.

Para el cálculo de nivel de complejidad, se necesita conocer la población de la zona urbana del municipio, proyectada al periodo de diseño del sistema que se desea realizar y tener información de la capacidad económica de los usuarios y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto.

El nivel de complejidad de un sistema es el resultado mayor obtenido entre la clasificación de la población y aquel obtenido según la capacidad económica de los usuarios del sistema.

TABLA 1. ASIGNACIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Nivel de complejidad	Poblacion en la zona urbana (habitantes)	Capacidad economica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Medio Alto
Alto	> 60000	Alto

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Título A -Tabla A.3.1.

6.1.1.2. Periodo de diseño

El periodo de diseño comprende los años hacia el futuro para los cuales se deben diseñar los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo público; es de tener en cuenta que el último año del periodo de diseño establecido las unidades del sistema deben están trabajando a capacidad máxima.

El periodo de diseño se establece teniendo en cuenta factores como:

- ✓ La vida útil probable de la estructura y equipos.
- ✓ La rata de crecimiento de la población en la localidad.
- ✓ El funcionamiento de las obras en los primeros años.

TABLA 2. PERIODO DE DISEÑO SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Artículo N°69.

Para la determinación de la demanda de los sistemas tanto de acueducto como alcantarillado, se tiene en cuenta la dotación, la cual depende también del nivel de complejidad del sistema.

6.1.1.3. Dotación neta máxima

Para la determinación de la demanda de los sistemas tanto de acueducto como alcantarillado, se tiene en cuenta la dotación neta, la cual depende también del nivel de complejidad del sistema.

TABLA 3. DOTACIÓN NETA MÁXIMA

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con clima Frio o Templado > 1000msnm (L/hab.día)	Dotacion neta máxima para poblaciones con clima Cálido < 1000msnm (L/hab.día)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: Resolución 2320/ 2009. Tabla 9.

6.1.1.4. Dotación bruta de utilidad

La dotación es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurra en el sistema.

La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto independientemente del nivel de complejidad se debe calcular conforme a la siguiente ecuación.

Ecuación 1. Dotación bruta de utilidad

$$D_b = \frac{D_n}{1 - \% \text{ pérdidas}}$$

Donde:

Db: dotación bruta

Dn: dotación neta

%perdidas: porcentaje de pérdidas máximas admisibles

El porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación 1 no deberá superar el 25 %.

Con base a la demanda se determina el caudal medio diario (Q md), caudal máximo diario (QMD) y caudal máximo horario (QMH).

6.1.1.5. Caudal medio diario

Se define como el promedio aritmético de los consumos de día a día del periodo de un año y se determina mediante registros de consumo y cuando no se dispone de registros se aplica la siguiente ecuación.

Ecuación 2. Caudal medio diario

$$Q_{md} = \frac{Db * P}{86400}$$

Donde

Qmd: caudal medio diario (l/s)

P= número de habitantes al final del periodo de diseño.

Db= Dotación bruta(l/hab*día)

6.1.1.6. Caudal máximo diario

El caudal máximo diario es el día de máximo consumo de una serie de registros durante los 365 días del año. Su determinación se hace mediante registros de consumo o mediante el cálculo de la siguiente expresión.

Ecuación 3. Caudal máximo diario

$$QMD = Qmd * K1$$

Donde:

QMD: caudal máximo diario L/S

K1: factor mayoracion que depende del nivel de complejidad está en el rango de $1,1 \leq K1 \leq 1,4$.

TABLA 4. COEFICIENTE DE CONSUMO MÁXIMO DIARIO (K1), SEGÚN NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Nivel de complejidad	coeficiente K1
Bajo	1,3
Medio	1,3
Medio Alto	1,2
Alto	1,2

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).
Titulo B -Tabla B.2.5.

El factor K1 será mayor en aquellas localidades que prestan durante el año festividades especiales como turismo, eventos deportivos y otros en los cuales el consumo es mayor.

6.1.1.7. Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario se determina a la hora del máximo consumo en el día de máximo consumo y su cálculo se obtiene mediante registros de hora a hora durante un periodo de un año mediante la expresión.

Ecuación 4. Caudal máximo horario

$$QMH = QMD * K_2$$

Donde

K_2 = coeficiente de consumo máximo horario, se determina según el nivel de complejidad del sistema.

TABLA 5. COEFICIENTE DEL CONSUMO MÁXIMO HORARIO (K_2) SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD

Nivel de complejidad	Red menor de distribució	red secundaria	red matriz
Bajo	1,6		1,8
Medio	1,6	1,5	1,65
Medio Alto	1,6	1,45	1,4
Alto	1,6	1,43	1,4

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000).
Titulo B -Tabla B.2.6

6.1.1.8. Rata de crecimiento de la población de la localidad

Cuando la población en estudio tiene una rata de crecimiento alta se hace necesario proyectar y construir el sistema definitivo en una sola etapa.

6.1.1.9. Población flotante

La Población flotante la porción demográfica compuesta por aquellas personas que, aun no estando oficialmente inscritas en el censo de población de la comunidad, residen temporal o permanentemente en un ámbito geográfico comunitario (ciudad, pueblo, villorrio etc.).

6.1.2. Métodos de Cálculo para la proyección de la población

El método de cálculo para la proyección de la población depende el nivel de complejidad del sistema.

TABLA 6. MÉTODOS DE CÁLCULO PERMITIDOS EN LA PROYECCIÓN DE POBLACIONES SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Método	Nivel de complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio-Alto	Alto
Aritmético	x	x		
Geométrico	x	x	x	x
Exponencial	x	x	x	
Comparativo o gráfico	x	x	x	

Fuente: Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000)

La proyección de la población se debe calcular mediante los métodos aritmético, geométrico, exponencial.

6.1.2.1. Método aritmético.

Este método tiene en cuenta un crecimiento balanceado por la mortalidad e emigración de la población. Se halla la rata de crecimiento que ha tenido la localidad (Ka). Para su cálculo se emplea la siguiente ecuación.

Ecuación 5. Tasa de crecimiento anual.

$$ka = \left(\frac{Puc - Pci}{m} \right) = Ka = \left(\frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \right)$$

Donde

Puc= Población del último censo (hab)

Pci= Población del censo inicial (hab)

Tuc= Año correspondiente al último censo

Tci= Año correspondiente al censo inicial

m= números de años transcurridos entre los censos considerados.

Ecuación 6. Población futuro método aritmético

$$Pf2015 = Puc - ka(m1)$$

Donde:

m1=número de años transcurridos del último censo al año que se hace el estudio.

Ka= tasa de crecimiento poblacional.

6.1.2.2. Método Geométrico.

Se utiliza en poblaciones que muestra una importante actividad económica que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión, las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea para el cálculo de la población futuro por el método geométrico es:

Ecuación 7. Log (1+r)

$$\log(1 + r) = \frac{\log P2 - \log P1}{n}$$

Ecuación 8. Población futuro método geométrico

$$\log(1 + r) = \log Puc + n \log(1 + r)$$

Donde

P2= Población último censo (hab)

P1= Población primer censo (hab)

n = Número de años entre los censos.

6.1.2.3. Método exponencial.

La utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población.

Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren Apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente.

Ecuación 7. Tasa de crecimiento anual

$$k = \left(\frac{L_n P_{up} - L_n P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \right)$$

$$\ln P_2 = \ln P_1 + K(T_f - T_{uc})$$

Donde

K= coeficiente de la tasa de crecimiento, se define

P_{up} = Población del censo posterior (hab)

P_{ca} = Población del censo anterior (hab)

T_{cp} = Año censo posterior.

T_{ca} = Año censo anterior.

Ecuación 8. Tasa de crecimiento promedio

$$K_{prom} = \frac{K1 + K2 + K3}{3}$$

Ecuación 9. Calculo de poblaciones diseño método geométrico

$$\ln P_{Ap} = \ln P_{uc} + K_{prom} * n$$

De igual forma es necesario tener conocimiento de varios conceptos requeridos especialmente en saneamiento básico, los cuales se requieren en todos los procesos tanto de construcción y diseño de los sistemas.

6.1.3. Componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable.

6.1.3.1. Acueducto

Acueducto se define como los conductos contruidos de mampostería y elaborados con una inclinación hidráulica. Las fuentes de agua superficiales están sujetas a grandes variaciones en flujo, calidad y temperatura. Para localizar las captaciones se debe considerar las variaciones en el nivel del agua, requerimientos de navegación, corrientes locales, patrones de deposición y de socavación de sedimentos, variaciones espacio-temporales en la calidad del agua, y cantidad de desechos flotantes.

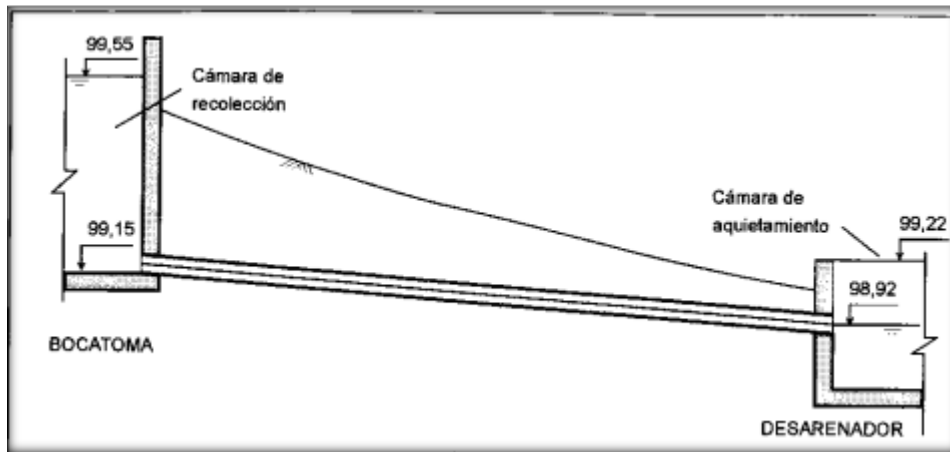
6.1.3.2. Aspectos de Aducción o Conducción.

Línea de aducción

Se define línea de aducción en un sistema de acueducto al conducto que transporta el agua de la bocatoma, desde la cámara de derivación, hasta el desarenador. Puede ser un canal abierto o un canal cerrado (tubería). ⁵

⁵ GALVIS, Gloria. estudio descriptivo sobre la situación existente del sistema general de acueducto en la cabecera municipal de Vergara Cundinamarca. Universidad la Gran Colombia 2012.

ILUSTRACIÓN 1. LÍNEA DE ADUCCIÓN



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados

Para el diseño de la línea de aducción es necesario calcular el caudal mediante la fórmula mostrada a continuación de *William-Hezen*: conducción forzada.

Ecuación 10. William- Hezen conducción forzada

$$Q = 0,2785 \, C D^{2.63} J^{0.54}$$

Dónde:

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: diámetro del tubo interior (m)

J=pendiente de la línea piezometrica (m/m)

Los valores del coeficiente de velocidad se determinan mediante el material de la tubería como se muestra en la siguiente tabla:

TABLA 7. VALORES DE COEFICIENTE DE ALGUNOS MATERIALES WILLIAM-HAZEN.

Material Tubería	C
PVC	150
Cemento	140
Concreto	130
Hierro	100

Fuente: William-Hezen. Valores coeficiente de velocidad. [En línea] <http://goo.gl/0hsc4J>. [Consultado el 15 de Agosto 2015].

Ecuación 11. Pendiente de la línea piezometrica

$$j = \frac{Cota\ superior - Cota\ inferior}{L}$$

Dónde:

Cota superior: Cota del caudal mínimo en la bocatoma (m)

Cota inferior: cota de la línea de aducción en la entrada al desarenador (m)

L: longitud de la línea aducción (m)

Ecuación 12. Caudal de diseño

$$Q_{dis} = 2 * CDM$$

Donde:

CDM: caudal medio diario (m^3/s)

Ecuación 13. Orificio sumergido

$$Q = C * A \sqrt{2 * g * H}$$

Donde:

C: coeficiente de descarga (0.61)

A: área de la tubería (m²)

g: gravedad específica

H: carga (m)

Ecuación 14. Área de la tubería

$$A = \pi * r^2$$

Donde:

r: radio de la tubería (m)

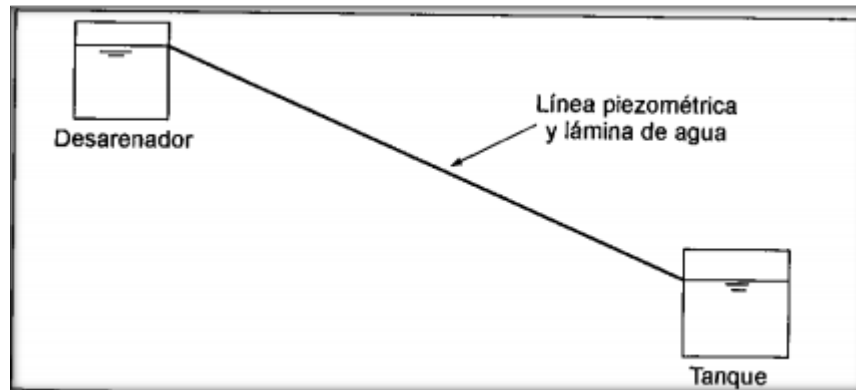
Línea de conducción

Se entiende por línea de conducción al tramo de tubería que transporta el agua desde la captación hasta la planta potabilizadora, o bien hasta el tanque de regularización dependiendo configuración del sistema de agua potable.⁶

Una línea de conducción debe de seguir en lo posible el perfil del terreno y debe inspeccionarse de manera fácilmente. Esta puede diseñarse para trabajar por gravedad o por bombeo.

⁶ GALVIS, Gloria. estudio descriptivo sobre la situación existente del sistema general de acueducto en la cabecera municipal de Vergara Cundinamarca. Universidad la Gran Colombia 2012.

ILUSTRACIÓN 2. LÍNEA DE CONDUCCIÓN



Fuente: Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados

Ecuación 15. Pérdidas por fricción

$$H_f = \text{cota superior} - \text{cota inferior}$$

Donde:

Cota superior: cota de desarenador (m)

Cota inferior: cota de llegada al tanque de almacenamiento (m)

Ecuación 16. Pendiente línea piezometrica

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Donde:

H_f : pérdidas por fricción (m)

L : longitud de la línea de conducción (m)

Ecuación 10. William- Hezen conducción forzada

$$Q = 0,2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

Dónde:

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: diámetro del tubo interior (m)

J=pendiente de la línea piezometrica (m/m)

6.1.4. Sistema de abastecimiento.

Es un sistema de agua potable que se amplía con el fin de abastecer una cantidad de agua a una presión adecuada fuente de suministro hasta los consumidores para usos domésticos, de riego, industriales y extinción de incendios. Al proyectarlos, se debe estimar la cantidad de agua potable que

Consumirá la comunidad, ya que se deben diseñar sus componentes del tamaño adecuado para cubrir las demandas del sistema de distribución de agua. ⁷

6.1.4.1. Fuentes de abastecimiento de agua.

La fuente de abastecimiento de agua es el lugar donde se obtiene el agua de una manera natural, la cual se va a distribuir a las viviendas, pueden ser ríos, lagos, quebradas, pozos etc.

El agua de los ríos en algunas ocasiones es coloreada, turbia y están expuestas a la contaminación porque en algunos casos reciben las descargas de las aguas residuales. En el caso de las quebradas el agua procedente de estas son limpias

⁷RONDON, Chistian. ROMERO., Christopher. Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara de Barcelona, municipio Bolívar, Estado Anzoategui, Utilizando el software Watercard,(2010). Tesis de grado. Universidad de oriente.

y puras, cuando se toma directamente desde su estado natural es una agua apta para el consumo humano, sin embargo el agua de la quebrada está expuesta a la contaminación por acción eventual, lo que hace que no sea del todo apta para la población y sea necesario la instalación de plantas de potabilización. ⁸

6.1.4.2. Sistemas de acueducto

6.1.4.2.1. Captación.

La captación está conformada por estructuras que permiten la obtención del agua desde la fuente natural (ríos, quebradas, lagos etc.).

Dependiendo de la fuente de abastecimiento se derivan los tipos de captación como:

- ✓ **Ríos o quebradas:** para este tipo de fuente se implementan:
 - Bocatoma de fondo o bocatoma sumergida para ríos pequeños.
 - Bocatoma lateral para ríos o quebradas con un régimen estable.
 - Bocatoma flotante para ríos de flujo variable o quebradas de régimen estable.
 - Torres de forma para ríos con caudales de gran anchura.
- ✓ **Lagos, mares y embalses:** se tiene en cuenta:
 - Torre de fondo por tubería.
 - Bocatoma flotante.
 - Toma mediante sifón para embalses con terraplenes laterales. ⁹

Teniendo en cuenta el nivel de complejidad se establece también el periodo de diseño, para el sistema de captación se tiene un periodo de diseño:

⁸ GALVIS, Gloria. estudio descriptivo sobre la situación existente del sistema general de acueducto en la cabecera municipal de Vergara Cundinamarca. Universidad la Gran Colombia 2012.

⁹ CRUZ, Diana carolia. CONTRERAS, katerine. propuesta de acueducto rural para la vereda peña blanca – municipio de puente nacional -departamento de Santander.(2015). Tesis de grado. Universidad la gran Colombia.

TABLA 8. PERIODO DE DISEÑO SEGUN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: Resolución 2320/ 2009. Tabla 10.

El proceso de captación se suele denominar también bocatoma; Las bocatomas dentro del sistema de acueductos permiten captar el agua desde una fuente superficial y conducirla hasta el sistema de acueducto.

Todos los tipos de bocatomas deben estar protegidas con las rejillas, con el objeto de limitar el material flotante, el cual puede limitar la toma de agua requerida, el elemento base para el diseño de la bocatoma es la rejilla de captación, la cual debe ser adoptada con barras paralelas teniendo en cuenta la dirección del flujo.

Los elementos que conforman el diseño de la rejilla para la bocatoma son los siguientes.

- ✓ Caudal correspondiente al nivel de aguas mínimas en el río.
- ✓ Caudal requerido por la población.
- ✓ Nivel máximo alcanzado por el río durante las crecientes. El largo y ancho de la rejilla depende del ancho que tenga la canaleta de aducción, sin embargo se contemplan parámetros de diseño de: Ancho mayor a 0.40 m. y la longitud de la rejilla de L mayor o igual a 0.70 m.¹⁰

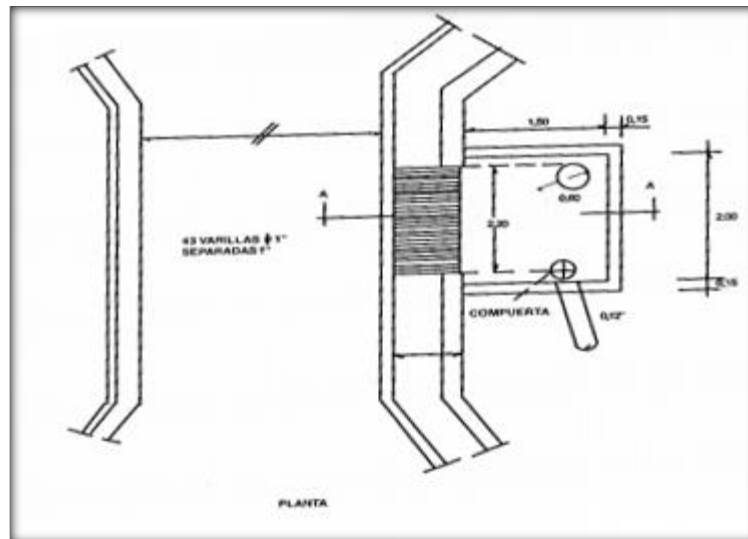
¹⁰ CRUZ, Diana Carolia. CONTRERAS, Katherine. propuesta de acueducto rural para la vereda peña blanca – municipio de puente nacional -departamento de Santander. (2015). Tesis de grado. Universidad la gran Colombia.

6.1.4.2.2. Bocatomas

Se define así a la estructura que tiene la finalidad de tomar parte del caudal en un río para abastecer un acueducto, irrigar un área bajo riego o generar energía mediante su utilización en una central hidroeléctrica. Bocatomas se pueden clasificar en forma general en:

Bocatoma Toma lateral: este tipo de bocatomas tiene una toma vertical por donde se capta el caudal que luego se conduce hacia la aducción. Es utilizado para ríos con caudales grandes y pueden ser lateral de gravedad o lateral de bombeo.¹¹

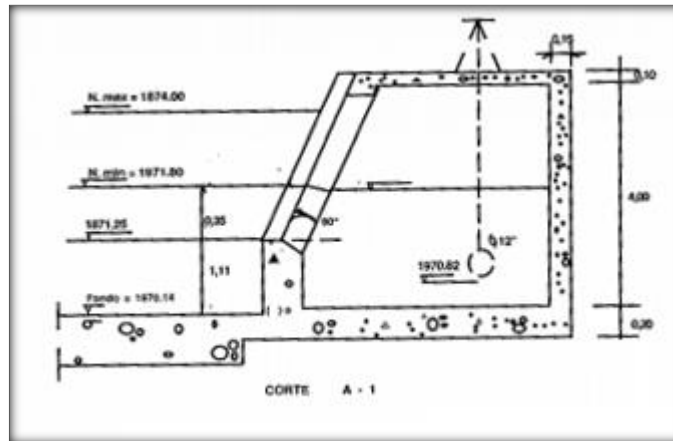
ILUSTRACIÓN 3. CAPTACIÓN LATERAL DE UN ACUEDUCTO RURAL



Fuente: Acueducto Teoría y Diseño

¹¹GALVIS, Gloria. estudio descriptivo sobre la situación existente del sistema general de acueducto en la cabecera municipal de Vergara Cundinamarca. Universidad la Gran Colombia 2012.

ILUSTRACIÓN 4. CAPTACIÓN LATERAL DE UN ACUEDUCTO RURAL CORTE A-1.



Fuente: Acueducto Teoría y Diseño

Velocidad de aproximación.

$$0.80 \leq V_R \leq 1.0 \text{ m/s}$$

Velocidad de paso

$$0.10 \leq V_p \leq 0.40 \text{ m/s}$$

Tamaño de la varilla

TABLA 9. TAMAÑO DE LA VARILLA

Tamaño de la varilla	Limpieza	
	Manual	Mecánico
Ancho (cm)	0,5 - 1,5	0,5 - 1,5
Profundidad (cm)	2,5 - 7,5	2,5 - 7,5
Espaciamiento entre rejas (cm)	2,5 - 5,0	1,5 - 7,5
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3 - 0,6	0,6 - 1,0
Perdida de carga, h ₁ , valor máximo en (cm)	15	15

Freddy Corcho Romero, José Ignacio Duque Serna. Acueducto teoría y diseño. En obras de captación. 1ed. Medellín. p 41-50.

Perdidas en la rejilla.

Se determina mediante la ecuación de kirschmmer.

Ecuación 18. Ecuación de kirschmmer pérdidas por entrada a la rejilla.

$$h = B(S/b)^{4/3} * hv * \text{sen}\theta$$

Donde:

B: factor de forma (1.79 para varillas circulares; 242 para varillas rectangulares).

S: espesor de la barra, en (m).

V: velocidad de aproximación, en (m/s)

b: distancia entre las barras o espaciamiento mínimo (m).

θ : Inclinación de la rejilla (grados).

hv: carga de velocidad o altura cinética del flujo que se aproxima a la rejilla (m).

Ecuación 19. Carga de velocidad o altura cinética

$$hv = \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

V: velocidad de aproximación, en (m/s)

Para determinar las pérdidas se requiere de un factor de seguridad de 2 a 3 veces lo equivalente a las pérdidas, en este caso se escoge un factor de seguridad de 3.

Ecuación 20. Factor de seguridad

$$fs = 3h$$

Donde:

hr: pérdidas en la rejilla (m)

Ecuación 21. Formula de Villamonte vertedero sumergido

$$Q = Q1 * (1 - S^n)^{0.385}$$

Donde:

Q: Caudal de captación (sumergido o ahogado) m^3/s

Q1: Caudal captado si el vertedero fuera libre (no sumergido) m^3/s

S: Relación de sugerencia

n: 3/2 rectangular, 5/2 trapezoidal exponente en la formula como vertedero libre.

Ecuación 22. Sumergencia

$$S = \frac{H - \text{Pérdidas}}{H}$$

Donde:

H: Carga (m)

Ecuación 23. Ecuación de Francis para vertederos de flujo libre

$$Q = 1.84 LeH^{3/2}$$

Donde:

Le: Longitud efectiva (m)

H: Carga sobre la cresta (m)

Ecuación 24. Numero de espacios de la rejilla

$$Ne = \frac{Le}{\text{diametro de las varillas}}$$

Donde:

Le: Longitud efectiva (m)

Ecuación 25. Numero de varillas

$$Nv = Ne - 1$$

Donde:

Ne: número de varillas

Ecuación 26. Vertedero lateral formula de Engesls

$$Q = 1.86 Le^{0.9} H^{1.6}$$

Donde:

Q: caudal captado (m^3/s)

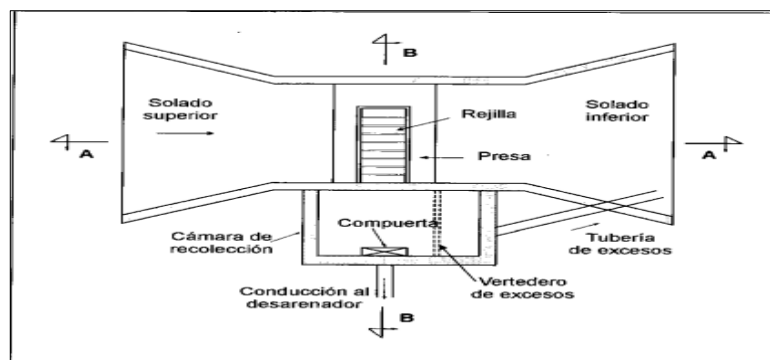
Le: longitud efectiva (m)

H: carga sobre la cresta (m)

Bocatoma de fondo: este tipo de bocatomas se emplea para pequeñas poblaciones y quebradas donde se pretende pequeñas cantidades de agua.

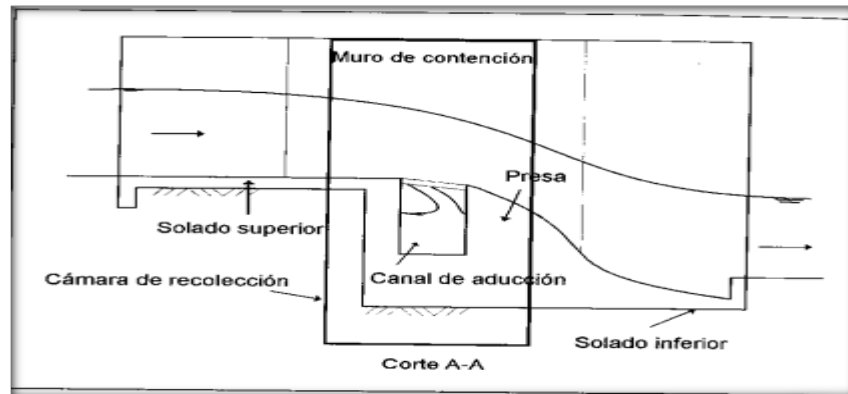
Estas bocatomas se proyectan de tal forma que se acomoden lo más posible a la forma del lecho de la fuente, procurando que en las épocas de caudal mínimo la totalidad del agua pase sobre la rejilla. El agua captada mediante la rejilla localizada en el fondo del lecho del rio, se conduce a una caja donde sale la tubería hacia el desarenador.

ILUSTRACIÓN 5. BOCATOMA DE FONDO (PLANTA)



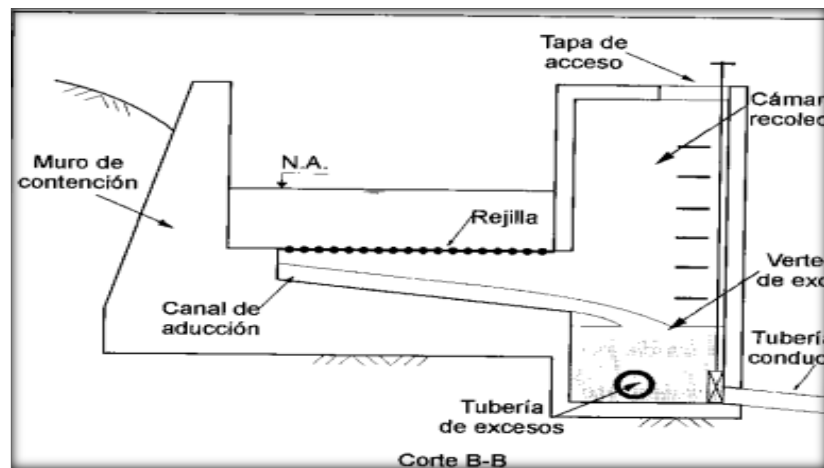
Fuente. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

ILUSTRACIÓN 6. BOCATOMA DE FONDO (CORTE LONGITUDINAL)



Fuente. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

ILUSTRACIÓN 7. BOCATOMA DE FONDO (CORTE TRANSVERSAL)



Fuente. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

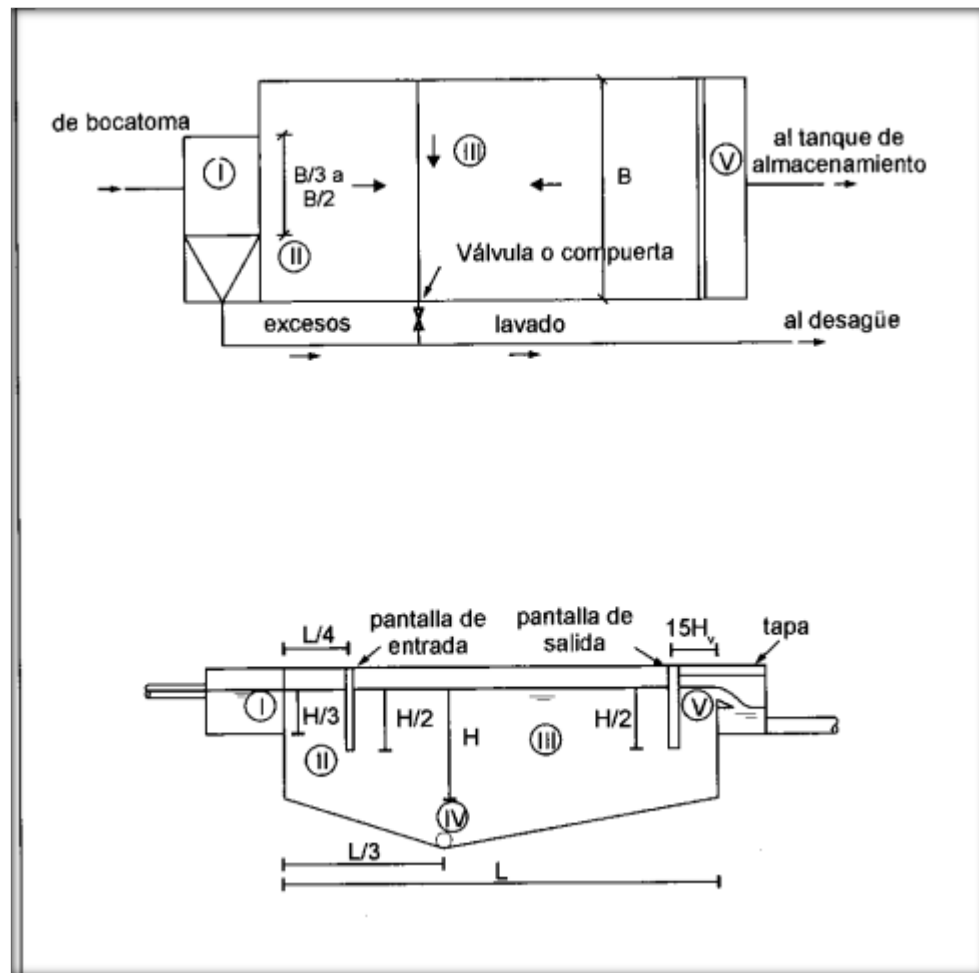
6.1.4.2.3. Tomas.

Se definen en dos superficiales o subterráneas, para mirar en qué lugares se da la captación, adaptadas a las condiciones en ríos, pozos, lagos. Estas tomas deben favorecer las condiciones entre 125% y 160% del consumo medio diario durante la vida útil de la obra.

6.1.4.2.4. Desarenador.

Se coloca únicamente en tomas superficiales su principal función es separar las partículas más gruesas que entran por la toma (área), también se debe tener en cuenta si no se transportan arenas se podría excluir el desarenador.¹² Estanque de almacenamiento.

ILUSTRACIÓN 8. PLANTA Y CORTE LONGITUDINAL DEL DESARENADOR.



Fuente. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados.

¹²RONDON, Chistian. ROMERO., Christopher. Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara de Barcelona, municipio Bolívar, Estado Anzoátegui, Utilizando el software Watercard,(2010). Tesis de grado. Universidad de oriente.

Es el componente intermedio entre la conducción y la red de distribución, teniendo antes se en cuenta la etapa de tratamiento porque de su función depende que tenga un buen funcionamiento y de un buen servicio al a población.

Su función es:

- Prever un diseño más económico.
- Combatir incendios.
- Compensar las fluctuaciones del consumo.

Para realizar el diseño del desarenador se emplean las siguientes expresiones matemáticas.

La viscosidad del agua a cualquier temperatura se puede calcular con base en la viscosidad del agua a la temperatura de 10°C mediante la siguiente expresión.

Ecuación 20. Viscosidad cinemática.

$$\mu_{18^{\circ}C} = \mu_{10^{\circ}C} \frac{33.33}{T^{\circ}C + 23.33}$$

Donde:

$\mu_{10^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática a 10°C

$T^{\circ}C$: Temperatura ambiente del sitio donde se hace el estudio.

Región de flujo laminar número de Reynolds bajos ($R < 0.5$) en este caso $Cd = 24/R$.

Ecuación 21. Velocidad de sedimentación.

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(S_s - 1)d^2}{\nu}$$

Donde:

Vs: velocidad de sedimentación (cm/s)

g: aceleración de la gravedad (cm/s²)

Ss: gravedad específica de la partícula a sedimentar

ν: viscosidad cinemática de la partícula a sedimentar

d: diámetro de la partícula (cm)

TABLA 10. CONDICIONES DE EFICIENCIA Y PORCENTAJE DE REMOCIÓN.

Condiciones de eficiencia (n)	Porcentaje de Remoción							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n= 1	7	4	3	2.3	1.8	1.5	1.3	1
n=2	2.78		1.66					0.76
n=3	2.75		1.66					0.76
n=4	2.37		1.52					0.73
n < 8	0.88		0.75					0.5

- n=1 Deflectores deficientes o sin ellos.
- n=2 Deflectores regulares.
- n= 3 Deflectores buenos.
- n= 5,3 Deflectores muy buenos.
- n < 8 = Caso teórico de los deflectores.

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

Donde:

a: periodo de retención de la partícula (s)

t: tiempo que demora la partícula de arena en removerse (s)

Ecuación 22. Tiempo de caída de la partícula

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

Donde:

t: tiempo de caída de la partícula (s)

H: profundidad útil (cm)

Vs: velocidad de sedimentación (cm/s)

Ecuación 23. Volumen del desarenador.

$$Vol = a * Q_{diseño}$$

Donde:

a: tiempo de retención (s)

Q_{diseño}: caudal máximo diario (m^3/s)

Ecuación 24. El área superficial del desarenador

$$A = \frac{Volumen}{H}$$

Donde:

Vol: volumen del desarenador (m^3)

H: profundidad útil del desarenador (m)

Ecuación 25. Dimensiones de la zona de sedimentación

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{1}$$

Donde:

L: largo de zona de sedimentación (m)

B: ancho de zona de sedimentación (m)

Ecuación 26. Largo de la zona de sedimentación

$$l = 3 * B$$

Donde:

L: largo de zona de sedimentación (m)

B: ancho de zona de sedimentación (m)

Ecuación 27. Carga hidráulica superficial.

$$q = \frac{Q_{diseño}}{A}$$

Q: carga hidráulica superficial (m^3/s)

Qdiseño: caudal máximo diario (m^3/s)

A: área superficial del desarenador (m)

Ecuación 28. Velocidad horizontal de la partícula

$$V_h = \frac{Q_{diseño}}{H * B}$$

Ecuación 29. Velocidad de arrastre.

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} * g(PS - P) * d}$$

Ecuación 30. Distancia al quiebre del paso del desarenador

$$\frac{L}{4}$$

Ecuación 31. Profundidad del desarenador

$$H = 1.50 \text{ m}$$

Ecuación 32. Profundidad de cámara de aquietamiento

$$\frac{H}{3}$$

Ecuación 33. Altura de lámina de agua sobre el vertedero de salida

$$H = \left(\frac{Q_{\text{diseño}}}{1.84(B)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

6.1.4.3. Válvulas

Existe una gran variedad de válvulas para facilitar la operación y el mantenimiento de los sistemas de tuberías de conducción de agua, entre las cuales se describen las siguientes:

6.1.4.3.1. Válvulas de retención:

Para permitir el flujo en la tubería sólo en un sentido.

6.1.4.3.2. Válvulas reductoras de presión:

En zonas de distribuciones de topografía abrupta generalmente es necesario controlar un rango de presiones admisible.

6.1.4.3.3. Válvula de paso:

Para obstruir en un momento dado el paso del agua de un punto a otro de la tubería. Entre las más usadas para distribuciones se tienen las de doble disco.

6.1.4.3.4. Válvulas de altitud:

Estas válvulas son utilizadas para evitar el rebose de tanques cuando existen otros en el sistema a mayor elevación.

6.1.4.3.5. Purgas o válvulas de limpieza:

En tuberías de ϕ 12" (ϕ 300mm) o mayores deben preverse purgas en los puntos bajos. En los ramales de tuberías en bajada, que no estén mallados, debe instalarse un hidrante de poste adecuado, que servirán de purga.

6.1.4.3.6. Ventosa o válvula de expulsión de aire:

En los puntos altos de las tuberías deberán preverse ventosas. En tuberías de distribución (hasta ϕ 14" o 350mm inclusive) se admiten tomas de servicio en el punto alto para servir de ventosa.

En tuberías de 12" o mayores y que no tengan tomas de servicio, así como en tuberías matrices deberán preverse ventosas automáticas o manuales en todo los puntos altos, así como próximo a las llaves maestras (del lado aguas abajo) ¹³

6.1.4.4. Tanques de almacenamiento.

El tanque de almacenamiento es definido como el componente intermedio entre la fuente y la red de distribución. La función básica del tanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro de tal forma, que los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada previamente.

El almacenamiento elevado puede obtenerse mediante embalses de tierra, acero o concreto en terrenos altos o por medio de tanques elevados. Estos últimos son diseñados y construidos en acero por firmas que se especializan en este trabajo.

¹³RONDON, Chistian. ROMERO., Christopher. Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara de Barcelona, municipio Bolívar, Estado Anzoategui, Utilizando el software Watercard,(2010). Tesis de grado. Universidad de oriente.

En sistemas grandes un número de tanques elevados pueden ser ubicados en algunos puntos para minimizar las variaciones de presiones durante periodos de alto consumo.

Normalmente, el almacenamiento elevado está localizado de tal manera que las zonas de alto consumo estén situados entre la estación de bombeo y los tanques. Durante periodos de alto consumo, la zona será alimentada desde ambos lados, lo cual reduce la caída de presión a cerca de un cuarto de aquella que existiría si el flujo viniera sólo de una dirección.

La capacidad de los tanques de almacenamiento elevados depende de las variaciones del flujo esperadas en el sistema. El equilibrio de la tasa de bombeo, es decir, la provisión de suficiente capacidad para permitir el bombeo a una tasa constante, requiere normalmente un almacenamiento entre 15 y 30% del uso diario máximo.¹⁴

6.2. MARCO GEOGRÁFICO

Es una ciudad intermedia situada en el departamento de Santander, Santander. Está ubicada sobre el eje vial entre Bucaramanga y Bogotá, San Gil se encuentra ubicada a 96 kilómetros de Bucaramanga, capital del Departamento de Santander, y a 327 kilómetros de la capital de la República, Bogotá, SU la cabecera municipal está localizada a 6° 33' de latitud norte y a 73° 8' de longitud occidental. Además es la capital turística del departamento. Tiene un desarrollo tanto turístico como comercial y urbanístico. Además su Área de 149.5 kilómetros cuadrados.

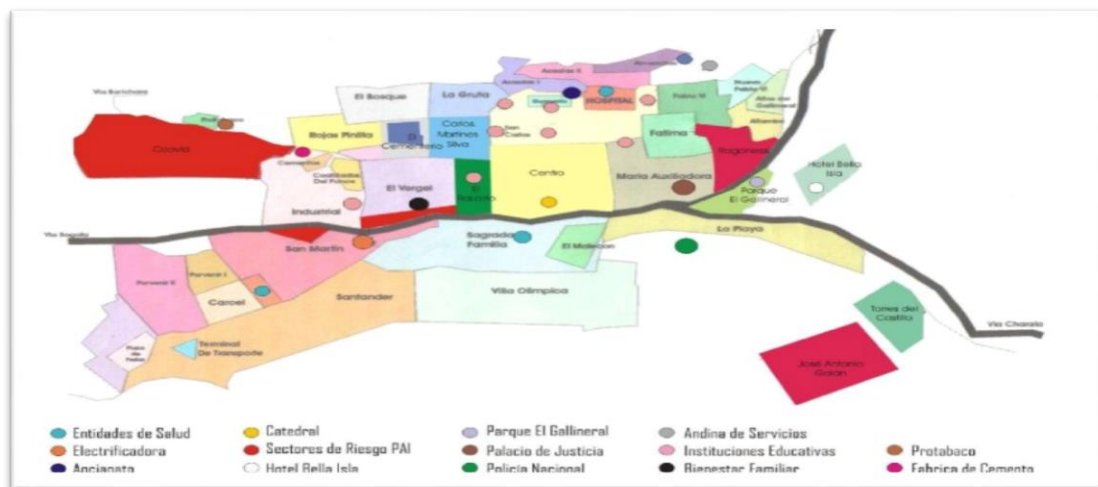
Limita con los municipios de Villanueva y Curiti, por el oriente con Curiti y Mogotes, por el sur con el valle de San José y Paramo y por el occidente con Pichote, cabrera y Barichara.

¹⁴ CRUZ, Diana carolia.CONTRERAS,katerine. propuesta de acueducto rural para la vereda peña blanca – municipio de puente nacional -departamento de Santander.(2015). Tesis de grado. Universidad la gran Colombia.

San Gil por su altura de 1114 msnm posee una temperatura media de 24 °C, una máxima de 32 °C en las regiones bajas, aledañas a los ríos Chicamocha, Suárez y Sogamoso y una mínima de 15°C. San Gil está bañada por los ríos Fonce, Mogoticos y Monas; la quebrada Curití y otras de menor caudal de aguas como la Cuchicute, Paloblanco, Afanadora, las Joyas, Chapala, Guayabal, Molina, La Laja en el límite con Villanueva y el Antable en lindero con Mogotes; siendo su área urbana atravesada por el Río Fonce.

San Gil, cabecera de la provincia de Guanentá y la ciudad más importante del sur de Santander, se encuentra posicionada estratégicamente, situación que le facilita comunicarse mediante vías pavimentadas con poblaciones cercanas y de gran incidencia en el desarrollo de la región: Charalá, Valle de San José, Ocamonte, Páramo, Socorro, Barichara, Villanueva, Aratoca, Curití, Cabrera, Coromoro, Encino, Jordan, Mogotes, Ozanga, San Joaquín y Pinchote, sobre las que ejerce importante atracción y presta diversos servicios.

ILUSTRACIÓN 1. DISTRIBUCIÓN POLÍTICA CASCO URBANO DE SAN GIL



Fuente: Plan de desarrollo de San Gil [en línea]. http://tic.uis.edu.co/ava/pluginfile.php/146271/mod_label/intro/Plan_Desarrollo_San_Gil_2012-2015.pdf. Citado 28 de septiembre del 2015.

6.3. MARCO LEGAL

6.3.1. Normatividad del RAS 2000

La normativa requerida para el diseño del sistema de acueducto se fundamenta en la resolución No. 1096 de 17 de noviembre de 2000, por la cual se adopta el Reglamento Técnico DEL Sector De Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS)

En el RAS 2000 se encuentran todos los principios básicos y específicos para el diseño del sistema de acueducto y alcantarillado. Para el caso de los sistemas de acueductos se cuenta con el título B, en el cual se establecen todos los parámetros necesarios tanto mínimos como máximos al momento de la realización de estos.

Decreto 3930/2010	Modifica el decreto 1594 del 26 de junio de 1984 y establece las disposiciones relacionadas con los usos de los recursos hídricos y el ordenamiento de los recursos hídricos y los vertimientos a los suelos, alcantarillados y al suelos hídrico. ¹⁵
Resolución 2320/2009	Resolución 2320/2009 el cual modifica la resolución 1096 de 2000 del reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico RAS. Artículo 69 que corresponde al periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema de acueducto y alcantarillado. Artículo 67 que concierne a dotaciones según la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante. ¹⁶
Decreto 1575/2007	El decreto 1575/2007 hace referencia al sistema de protección y normas técnicas de calidad del agua potable. Tiene como objeto principal dar a conocer las normas físicas, químicas y microbiológicas de la calidad del agua potable, teniendo en cuenta

¹⁵en Decreto 3930 de 2010 [en línea]

<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=40620>

¹⁶ Resolución 2320 de 2009 [en línea]

<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=38487>

	los valores permitidos de las diferentes características mencionadas anteriormente que puede contener el agua. ¹⁷
Decreto 631 de 2015	Por el cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en los vertimientos puntuales a cuerpos de agua superficiales y a los sistemas de alcantarillado público y se dictan otras disposiciones. ¹⁸

¹⁷ Decreto 1575 DEL 2007 [en línea]

<http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=1327>

¹⁸ Decreto 631 del 2015 [en línea]

<http://atcalsas.com/normatividad/page/norma/norma/resolucion-631-de-2015>

6. DISEÑO METODOLÓGICO

6.1. Enfoque de la investigación

Para la propuesta de diseño de la red alterna de aducción y conducción del río Mogoticos para el acueducto del municipio de San Gil, Santander es importante recopilar algunos datos e información que sirva para determinar qué tan apto es el diseño de este sistema para la población del municipio; además es importante tener a mano y determinación de cálculos que demuestre la viabilidad y efectividad del mismo como lo son : condiciones de terreno, población de diseño ; cálculos de caudales, diseño de la captación, diseño del desarenador por lo tanto el enfoque de investigación a trabajar es cuantitativo.

6.2. Tipo de investigación

La investigación que se va a desarrollar será de tipo proyectiva teniendo en cuenta que se desea dar solución al problema desabastecimiento de agua del municipio de San Gil. Para realizar dicha investigación es necesario conocer las características propiamente del municipio, su población, quebradas etc., para el correcto diseño de la red.

6.3. Fases del proyecto:

TABLA 11. FASES DEL PROYECTO

Fase 1. Visita a campo	
No.	Actividad
1	Visita inicial a la planta de tratamiento ACUASAN, en búsqueda de recopilación de estudios realizados sobre la factibilidad del río Mogólicos como fuente hídrica alterna de suministro de agua a la planta de tratamiento, entre dichos estudios tenemos. Registro de planos topográficos, Pruebas de laboratorio Río Mogoticos, Registro de habitantes correspondientes a la zona urbana y rural de los pueblos los cuales se abastecen de la planta de tratamiento. Caudal de diseño del Río Mogoticos.
2	Inspección de la bocatoma del Río Mogoticos y puntos topográficos de la línea de aducción y conducción.
Fase 2. Procesamientos de información.	
No	Actividad
1	Recolección de los 3 últimos censos poblacionales realizados por el DANE en el municipio de San Gil
2	Determinación del nivel de complejidad según la población.
3	Estimación de la población del diseño por medio del método geométrico.
4	Análisis topográfico de la batimetría realizada en el del río Mogoticos, para así realizar el diseño de la captación.
5	Cálculos hidráulicos, diseño de la captación, línea de aducción, desarenador y línea de conducción.

7. ANALISIS Y RESULTADOS

7.1. Caracterización de la topografía de la línea Mogoticos

7.1.1. Batimetría del río Mogoticos

para la realización del proyecto Mogoticos se realizó una visita a campo para replantear topográficamente el trazado existente donde se tuvo en cuenta las referencias situadas cada 4 deltas por medio a 45° y a 90° .

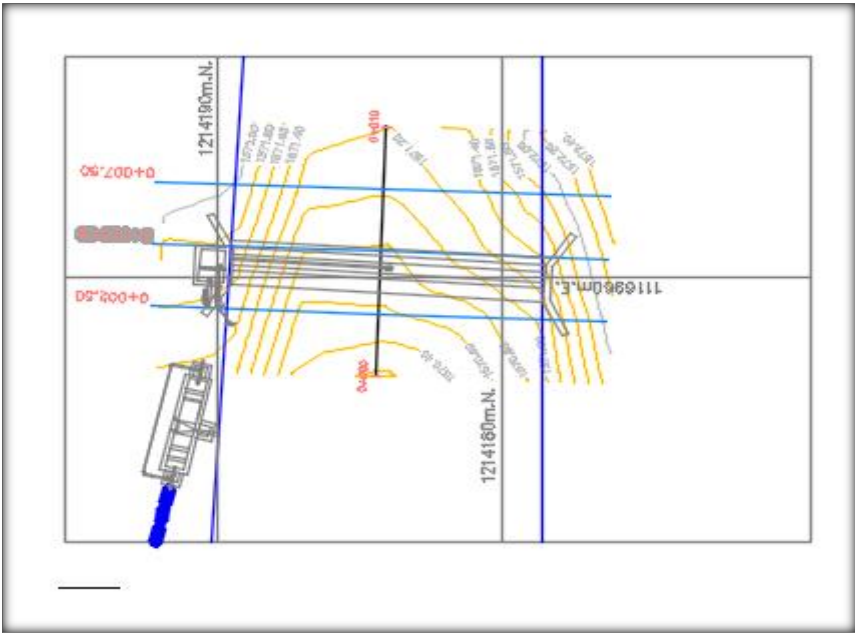
- Secciones transversales a 2.50 mts, 5 mts, 7.25 mts de la bocatoma
- Ancho del río 9.40 mts
- Profundidad del río 1.47 mts.

ILUSTRACIÓN 9. UNIÓN DE LA QUEBRADA GUAURE CON EL RIO MOGOTICOS



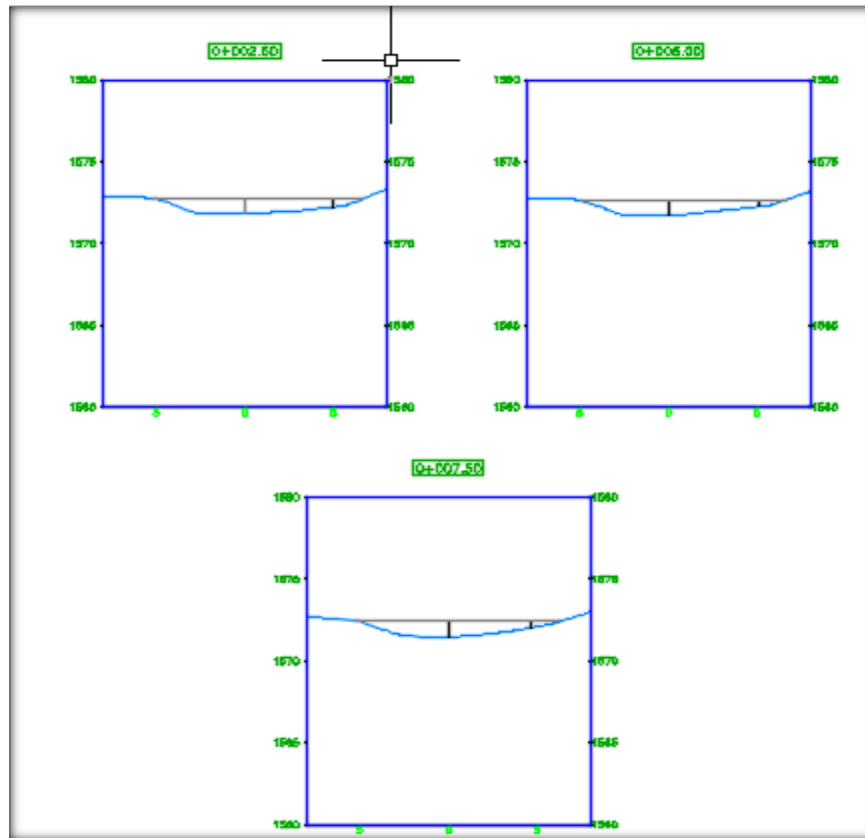
Fuente: autor, Agosto 2014

ILUSTRACIÓN 10. BATIMETRÍA RIO MOGOTICOS



Fuente: autor

ILUSTRACIÓN 11. PERFILES LONGITUDINALES BOCATOMA



Fuente autor

7.1.2. Levantamiento topográfico línea de aducción

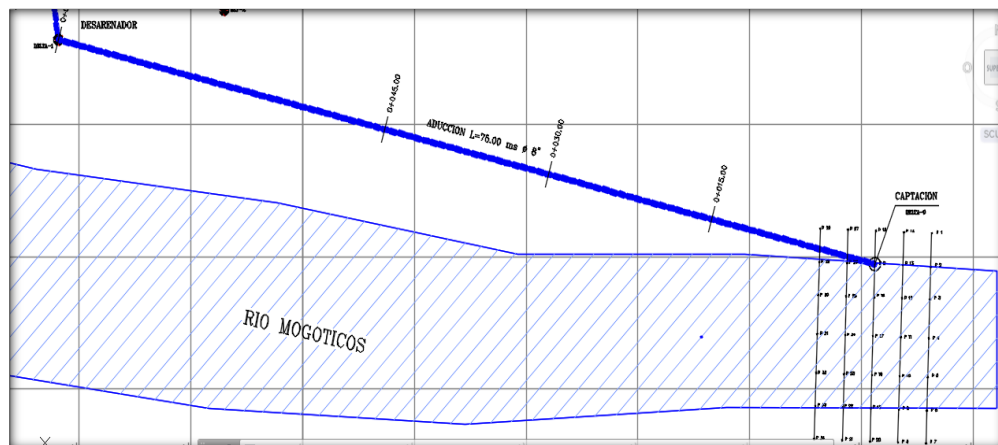
- Abscisa cada 15 mts.
- Longitud de la línea de aducción 75 mts.

ILUSTRACIÓN 12. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LÍNEA DE ADUCCIÓN



Fuente: autor, agosto 2014

ILUSTRACIÓN 13. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LÍNEA DE ADUCCIÓN RED MOGOTICOS



Fuente autor

7.1.3. Levantamiento topográfico línea de conducción

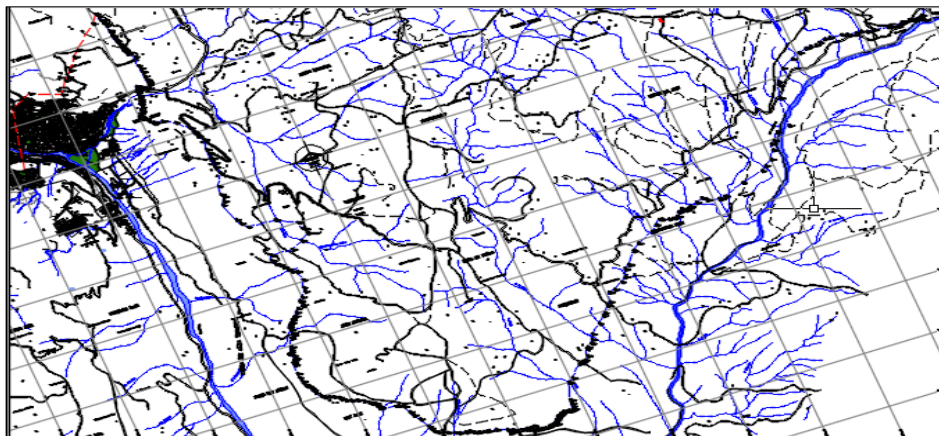
- Abscisa cada 10 mts
- Longitud 23856.89 mts

ILUSTRACIÓN 14. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO LÍNEA DE ADUCCIÓN



Fuente: autor, abril 2015

ILUSTRACIÓN 15. PLANTA GENERAL CONDUCCIÓN RED MOGOTICOS.



Fuente autor

7.2. Descripción de las condiciones actuales del acueducto de san gil Santander.

San gil Santander cuenta con acueducto propio del municipio cuyo prestador del servicio hídrico es Empresa de acueducto, alcantarillado y aseo de San Gil ACUASAN E.I.C.E ESP. La planta de tratamiento la suministran tres fuentes hídricas Quebrada Curtí, Quebrada Cuchicute, Eventualmente del río Fonce ,la planta de tratamiento actualmente distribuye agua potable 16400 usuarios y su cobertura es del 97.5 % (población urbana).¹⁹

Según la Empresa de acueducto, alcantarillado y aseo de San Gil ACUASAN E.I.C.E ESP., el sistema de acueducto está compuesto de la siguiente manera.

ILUSTRACIÓN 16. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE ACUASAN SAN GIL



Fuente: autor, Febrero del 2015

¹⁹ CINDY MILENA ROBLES TOQUICA. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE SAN GIL (SANTANDER) PARA SOPORTAR EL CAMBIO CLIMÁTICO PROYECTADO AL ESCENARIO 2071- 2100 [En línea] epository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final

Quebrada Cuchicute

Es el principal afluente de la quebrada Curiti. Alimenta a la planta por gravedad con un caudal máximo de 75 L/s en época de invierno y disminuye su caudal en época de verano a 35 L/s.

Quebrada Curití

Posee un caudal constante. Esta quebrada presenta dos captaciones para el acueducto cada captación conduce el agua a una planta de tratamiento diferente.

7.2.1.1. Estructuras de captación

La quebrada Curiti presenta dos captaciones; una que lleva el agua a la planta convencional (antigua) y otra a la planta compacta la cual inicio su funcionamiento en el año 2013

La captación que conduce el agua a la planta convencional Se encuentra ubicada en el sector conocido como “la Corronchoza” y puede alimentar a la planta de tratamiento con un caudal de 104,4 l/s durante todo el año, la captación se realiza por medio de una bocatoma frontal y rejilla de fondo de 2,00m de largo x 0,50m de ancho y conduce el agua a una cámara de aducción, de donde sale una tubería de 10” AC de diámetro y con una longitud aproximada de 80m hasta dos tanques desarenadores instalados en la margen izquierda de la quebrada. La ubicación de la bocatoma es adecuada en relación con la morfología de la quebrada. La estructura no se encuentra en buen estado debido a su tiempo de uso el cual supera los 50 años. Se encuentra en la cota 1450 msnm.²⁰

La captación que conduce el agua a la planta compacta tiene un caudal de 85 L/s y presenta un rebose de 30 L/s por ende se transportan 55 L/s a la planta de tratamiento.

²⁰ CINDY MILENA ROBLES TOQUICA. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE SAN GIL (SANTANDER) PARA SOPORTAR EL CAMBIO CLIMÁTICO PROYECTADO AL ESCENARIO 2071- 2100 [En línea] epository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final pag 19.

ILUSTRACIÓN 17. CAPTACIÓN DE LA QUEBRADA CURITI



Fuente. Captación de la quebrada Curiti (hacia la planta de tratamiento convencional). [en línea] <http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/12130/1/doc%20final.pdf>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

ILUSTRACIÓN 18. CAPTACIÓN QUEBRADA CURITI



Fuente: autor, abril 13 2015

ILUSTRACIÓN 19. REJILLA DE CAPTACIÓN DE LA QUEBRADA CURITI



Fuente. Rejilla de captación de la quebrada Curiti (hacia la planta de tratamiento convencional). [en línea]
<http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/12130/1/doc%20final.pdf>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

La captación de la quebrada Cuchicute está situada en un sector denominado “La Cantera”, la cual es de tipo lateral, el agua se recoge por medio de una cámara de concreto y es llevada por medio de un canal rectangular semi abierto que conduce el agua a un desarenador. Se encuentra en la cota 1391 msnm.²¹

²¹ CINDY MILENA ROBLES TOQUICA. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE SAN GIL (SANTANDER) PARA SOPORTAR EL CAMBIO CLIMÁTICO PROYECTADO AL ESCENARIO 2071- 2100 [En línea] [repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final](http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final.pdf) pág. 21.

ILUSTRACIÓN 20. CAPTACIÓN DE LA QUEBRADA CUCHICUTE



Fuente Captación de la quebrada Cuchicute. [en línea] <http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/12130/1/doc%20final.pdf>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

La captación del río Fonce es una captación lateral que funciona por bombeo de los 1100 a 2000 msnm con una capacidad de presión de 90 m.c.a. Por costos de operación desde la entrada en funcionamiento de la planta compacta se usa muy eventualmente. Sin embargo es una alternativa de emergencia en caso de una rigurosa caída de caudales en las fuentes o derrame de agentes químicos sobre la quebrada Curiti la cual es la principal fuente de abastecimiento del acueducto.

7.2.1.2. Desarenadores

Cada captación de la quebrada Curiti cuenta con dos desarenadores como parte de un tratamiento preliminar, a unos 80m aguas debajo de la estructura de

captación se encuentran dos desarenadores paralelos que reciben el agua de una tubería de aducción de 10" de diámetro en asbesto cemento..²²

ILUSTRACIÓN 21. DESARENADOR DE LA CAPTACIÓN DE LA QUEBRADA CURITI.



Fuente: Desarenador de la captación de la quebrada Curiti. [en línea] <http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/12130/1/doc%20final.pdf>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

A mano izquierda aguas abajo de la quebrada Cuchicute y aproximadamente a 30m de su orilla se encuentra un desarenador cuyas dimensiones son 23m de largo, 6m de ancho y una profundidad útil que varía entre 1,9m y 1.6m lo cual da una capacidad aproximada de 260m³ y un tiempo de retención de 1,2 hora aproximadamente.²³

²² CINDY MILENA ROBLES TOQUICA. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE SAN GIL (SANTANDER) PARA SOPORTAR EL CAMBIO CLIMÁTICO PROYECTADO AL ESCENARIO 2071- 2100 [En línea] [epository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final](http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final.pdf) pág. 22.

²³ CINDY MILENA ROBLES TOQUICA. ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL ACUEDUCTO DE SAN GIL (SANTANDER) PARA SOPORTAR EL CAMBIO CLIMÁTICO PROYECTADO AL ESCENARIO 2071- 2100 [En línea] [epository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final](http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/.../1/doc%20final.pdf) pág. 24.

ILUSTRACIÓN 22. DESARENADOR DE LA CAPTACIÓN DE LA QUEBRADA CUCHICUTE.



Fuente: Desarenador de la captación de la quebrada Cuchicute. [en línea] <http://repository.unimilitar.edu.co:8080/bitstream/10654/12130/1/doc%20final.pdf>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

Rio Mogoticos

la captación del rio Mogoticos está ubicada a 23 km de la planta alterna del acueducto del municipio de san gil Santander, el rio tiene una profundidad de 1.48 mts y un ancho del rio 9.8 mts.

ILUSTRACIÓN 23. SITIO DE LA CAPTACIÓN RIO MOGOTICOS



Fuente: 29 de abril 2015

ILUSTRACIÓN 24. SITIO DE LLEGADA DE LA CONDUCCIÓN.



Fuente: autor, 29 de abril 2015

7.3. Cálculo de Población.

Los datos de la población de San Gil fueron recopilados en base a los censos realizados por el Departamento Administrativo Nacional De Estadística (DANE), según información disponible en la biblioteca virtual de la página del DANE.

TABLA 12. VALORES DE POBLACIÓN SEGÚN EL DANE.

censos poblacionales	
año	Población Urbana
24/10/1973	21649
15/10/1985	25092
24/10/1993	28157
15/11/2005	36748

Fuente: censos poblacionales [en línea] <http://www.dane.gov.co/index.php/poblacion-y-demografia/proyecciones-de-poblacion>. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

Para realizar el cálculo de población urbana se tiene en cuenta que la empresa de acueducto, alcantarillado y aseo de San Gil ACUASAN E.IC.E.ESP. Dispone para la población urbana una cobertura del 97.5% y para la población rural una cobertura del 5%, de tal manera al censo poblacional rural realizado por el DANE se le estigmatiza el porcentaje que el acueducto distribuye.

Para realizar el cálculo de la población de diseño se debe tener como mínimo cuatro registros de censos poblacionales realizados por el DANE.

Los métodos expuestos a continuación son especificados como parámetro en el reglamento técnico del sector de agua potable RAS 2000.

7.3.1. Métodos de cálculo de población

7.3.1.1. Método Aritmético

Se escoge los dos censos de los extremos es decir el censo del año 1973 y el año 2005 para realizar el cálculo de la población de diseño. Para el efectuar el cálculo por el método aritmético se utiliza la Ecuación 5.

Puc= 2005 - Nov/15 - 36748 hab

Pci= 1973 - Oct/24 - 21649 hab

Se calcula el número de años transcurridos entre los censos extremos.

m= de Oct24/73 a Oct 24/05= 32 años.

de Oct24/05a Nov 15/05= 21días.

$$\frac{21 \text{ días}}{30} = \frac{0.70 \text{ mes}}{12} = 0.0583 \text{ años}$$

$$m = 0.058 \text{ años} + 32 \text{ años} = 32.058 \text{ años}$$

Ecuación 5. Tasa de crecimiento poblacional anual.

$$K_a = \left(\frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \right)$$

$$ka = \left(\frac{P_{uc} - P_{ci}}{m} \right)$$

Donde

Puc= Población del último censo

Pci= Población del censo inicial.

Tuc= Año correspondiente al último censo.

Tci= Año correspondiente al censo inicial

m= números de años transcurridos entre los censos considerados.

$$ka = \left(\frac{36748\text{hab} - 21649\text{hab}}{32.058 \text{ años}} \right)$$

$$ka = 471 \text{ hab /año}$$

Ajuste de población al año que se hace el estudio

m1= de Nov15/05 a Nov15/14=9 años

de Nov15/14 a Jun 15/15 =7 meses

de Jun 15/15 a Jun 30/15 =15 días

$$\frac{15 \text{ dias}}{30} = 0.5 \text{ meses} + 7 \text{ meses} = \frac{7.5 \text{ mes}}{12} = 0.625 \text{ años}$$

$$m1 = 9.6250 \text{ años}$$

Ecuación 6. Población futuro método aritmético

$$Pf_{2015} = P_{uc} - k_a(m1)$$

Donde:

m1=número de años transcurridos del último censo al año que se hace el estudio.

Ka= cálculo de población de diseño método aritmético.

$$Pf_{2015} = 36748 \text{ hab} + 471 \text{ hab /año}(9.625)$$

$$Pf_{2015} = 41281 \text{ hab}$$

Población para cada año

$$P_{Ap} = P_{año} + K_a(m2)$$

Donde

P_{Ap}= población para el año que se desea calcular

P_{año}= Población del año actual

K_a=cálculo de población de diseño por el método aritmético

M2= número de años transcurridos desde la fecha presente donde se está haciendo el estudio al año que se desea diseñar.

$$P_{2045}(\text{Jun}30) = P_{2015} + K_a(m2)$$

$$P_{2045}(\text{Jun}30) = 41281\text{hab} + 471\text{hab} / \text{año}(30 \text{ años})$$

$$P_{2045}(\text{Jun}30) = 55411\text{hab}$$

7.3.1.2. Método geométrico.

Para realizar el cálculo de población de diseño por el método geométrico se halla $\log(1+r)$ para los censos extremos conocidos.

Pci= 1973 – Oct/24 - 21649 hab

Puc= 2005- Nov/15 – 36748 hab

n= 32.058

Ecuación 7. Log (1+r)

$$\log(1 + r) = \frac{\log P_2 - \log P_1}{n}$$

Donde

Puc= Población último censo.

Pci= Población primer censo.

n = Número de años entre los censos.

r= rata de crecimiento

$$\log(1 + r) = \frac{\log P_{2005}(\text{Nov}/15) - \log P_{1973}(\text{Oct}/24)}{n}$$

$$\log(1 + r) = \frac{\log 36748 \text{ hab} - \log 21649 \text{ hab}}{32.058 \text{ años}}$$

$$\log(1 + r) = 0.00717 \text{ hab/año}$$

Ajuste de población al año que se hace el estudio junio 30 del 2015.

Ecuación 8. Población futuro método geométrico

$$\log P_f = \log P_{uc} + n \log(1 + r)$$

Donde

P_{uc}= Población último censo.

P_{ci}= Población primer censo.

n = Número de años entre los censos.

$$\log P_f = \log P_{uc} + n \log(1 + r)$$

$$\log P_{2015}(\text{Jun}/30) = \log P_{2005}(\text{Nov}/15) + n \log(1 + r)$$

$$\log P_{2015}(\text{Jun}/30) = \log(36748) + 9.625(0.00717 \text{ hab/año})$$

$$\log P_{2015}(\text{Jun}/30) = 4.634 \text{ hab}$$

$$P_{2015(\text{Jun}/30)} = \text{antilog } 4.634 \text{ hab}$$

$$P_{2015(\text{Jun}/30)} = 43075.1646 \text{ hab} = 43075 \text{ hab}$$

Calculo de población para cada año utilizando el método geométrico.

$$\log P_{2045} = \log 43075 \text{ hab} + 30 \text{ años} (0.00717 \text{ hab/año})$$

$$\log P_{2045} = 4.8493 \text{ hab}$$

$$P_{2045} = \text{antilog } 4.8493 \text{ hab}$$

$$P_{2045} = 70674.6784 \text{ hab}$$

$$P_{2045} = 70675 \text{ hab}$$

7.3.1.3. Método exponencial.

Para poder calcular la población de diseño con el método exponencial primero hallaremos el parámetro K tasa de crecimiento anual de cada uno de los periodos. El método exponencial se utiliza los cuatro censos DANE, el cual se utilizan de dos en dos consecutivos ejemplo años 1973 y 1985 para hallar k1, para hallar k2 se utiliza el año 1985 y el censo posterior a este año.

$$P_{ci} = 1973 - \text{Oct}/24 - 21649 \text{ hab}$$

$$P_{uc} = 1985 - \text{Oct}/15 - 25092 \text{ hab}$$

Hallar el tiempo n1 en años de los periodos aňalizados 1973 -1985.

n1= de Oct24/73 a Oct/24/85= 11 aňos

de Oct24/85 a Sep24/85= 11 meses

de Sep24/85 a Oct15/85 = 21 días

$$\frac{21 \text{ dias}}{30} = 0.70 \text{ meses} + 11 \text{ meses} = \frac{11.70 \text{mes}}{12} = 0.9750 \text{ aňos}$$

$$n1 = 11 \text{aňos} + 0.9750 \text{ aňos}$$

$$n1 = 11.975 \text{ aňos}$$

Ecuación 9. Tasa de crecimiento anual

Tasa de crecimiento anual K1 para el periodo comprendido entre los aňos 1973 - 1985.

$$K1 = K2 = K3 = \frac{\text{LnPic} - \text{LnPuc}}{(\text{If} - \text{Tuc})}$$

Donde

K= tasa de crecimiento anual.

P_{up} = Población del censo posterior.

P_{ca} = Población del censo anterior.

If = Año censo posterior.

Tuc = Año censo anterior.

$$K1 = \frac{\text{Ln}25092 \text{ hab} - \text{Ln}21649 \text{ hab}}{(T1973 - T1985)}$$

$$K1 = \frac{\text{Ln}25092\text{hab} - \text{Ln}21649\text{hab}}{(11.975 \text{ años})}$$

$$K1 = 0.01232\text{hab/año}$$

Pci= 1985 – Oct/15 – 25092 hab

Puc= 1993 – Oct/24 – 28157 hab

Hallar el tiempo n_2 en años de los periodos analizados 1985 -1993.

n_2 = de Oct15/1985 a Oct15/93 = 8 años

de Oct15/93 a Oct24/93 = 9 días

$$\frac{9 \text{ dias}}{30} = 0.30 \text{ meses} = \frac{0.30 \text{ meses}}{12} = 0.025 \text{ años}$$

$$n_2 = 8 \text{ años} + 0.025 \text{ años}$$

$$n_2 = 8.025 \text{ años}$$

Tasa de crecimiento anual K_2 para el periodo comprendido entre los años 1985 - 1993.

$$K2 = \frac{\text{Ln } 28157\text{hab} - \text{Ln } 25092 \text{ hab}}{(8.025 \text{ años})}$$

$$K2 = 0.01436\text{hab/año}$$

Pci= 1993 – Oct/24 – 28157 hab

Puc= 2005 – Nov/15 – 36748 hab

Hallar el tiempo n_3 en años de los periodos analizados 1993 -2005.

n_3 = de Oct24/93 a Oct24/05 = 12 años

de Oct24/05 a Nov15/05 = 21 días

$$\frac{21 \text{ días}}{30} = \frac{0.7 \text{ meses}}{12} = 0.0583 \text{ años}$$

$$n_3 = 12 \text{ años} + 0.0583 \text{ años}$$

$$n_3 = 12.058 \text{ años}$$

Tasa de crecimiento anual K_3 para el periodo comprendido entre los años 1993 - 2005.

$$K3 = \frac{\text{Ln } 36748 \text{ hab} - \text{Ln } 28157 \text{ hab}}{(12.058 \text{ años})}$$

$$K3 = 0.02208 \text{ hab/año}$$

Ecuación 10. Tasa de crecimiento promedio

$$K_{\text{prom}} = \frac{k1 + k2 + k3}{3}$$

$$K_{\text{prom}} = \frac{0.01232 \text{ hab/año} + 0.01436 \text{ hab/año} + 0.02208 \text{ hab/año}}{3}$$

$$K_{\text{prom}} = 0.01626 \text{ hab/año}$$

Ajuste de población de diseño que se está haciendo el estudio (Junio 30 del año 2015)

$$\text{Ln } P_{2015} = \text{Ln } P_{uc} + K_{\text{prom}} * n$$

$$n = 9.625 \text{ años}$$

$$\text{Ln } P_{2015} = \text{Ln } 36748 \text{ hab} + 0.01626 \text{ hab/año} * 9.625 \text{ años}$$

$$\text{Ln } P_{2015} = 10.6683 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = \text{antiLn } 10.6683 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = 42971.6141 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = 42972 \text{ hab}$$

Calculo de población de diseño al año de proyección

Ecuación 11. Calculo de poblaciones diseño método exponencial

$$\text{Ln PAp} = \text{Ln Puc} + K_{\text{prom}} * n$$

$$\text{Ln P}_{2045} = \text{Ln } 42972 \text{ hab} + 0.01626 \text{ hab/año} * 30 \text{ años}$$

$$\text{Ln P}_{2015} = 11.1561 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = \text{antiLn } 11.1561 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = 69981.7457 \text{ hab}$$

$$P_{2015} = 69982 \text{ hab}$$

Con los datos de los métodos de cálculo de proyección de población anteriormente implementados se realiza un promedio para obtener un dato certero de la población que se requiere para el periodo de diseño.

$$\text{Promedio} = \frac{\text{Aritmetico} + \text{Geometrico} + \text{Exponencia}}{3}$$

$$\text{Promedio 2045} = \frac{55411 + 70675 + 69982}{3}$$

$$\text{Promedio 2045} = 65356 \text{ hab}$$

La planta de tratamiento del municipio de san gil abastece el 5% de la población rural, por tal motivo a los resultados del cálculo de promedio obtenido por los métodos de proyección se le pondera el 5% de la población urbana.

$$\text{Poblacion urbana 5\%} = \text{Promedio} * 5\%$$

$$\text{Poblacion urbana 5\% 2045} = 65356 * 5\%$$

$$\text{Poblacion urbana 5\% 2045} = 3268 \text{ hab}$$

7.3.2. Población flotante

Se estima el 5% de población flotante del promedio de los cálculos realizados por los diferentes métodos ya que San Gil Santander es frecuentada por turistas en épocas de vacaciones festivos y puentes festivos.

$$Pf = \text{promedio} * 5\%$$

$$Pf \text{ 2045} = 65356 * 5\%$$

$$P_f 2045 = 3268 \text{ hab}$$

7.3.3. Población de diseño

$$P_{\text{diseño}} = \text{promedio} + 5\% \text{ poblacion urbana} + \text{poblacion flotante}$$

$$P_{\text{diseño}} = 65356 \text{ hab} + 3268 \text{ hab} + 3268 \text{ hab}$$

$$P_{\text{diseño}} 2045 = 71892 \text{ hab}$$

7.3.4. Nivel de complejidad

Para analizar el nivel de complejidad se utiliza la tabla A.3.1 Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, teniendo en cuenta la población de diseño del último año del periodo de diseño.

Teniendo en cuenta la tabla 13. Asignación del nivel de complejidad del sistema La población de diseño calculada para el año 2045 es de 71892 habitantes superando la capacidad expuesta en la tabla A.3.1 Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, por tal razón el nivel de complejidad del sistema es alto.

7.3.5. Período de diseño

El periodo de diseño se debe fijar de acuerdo a la tasa de crecimiento poblacional y tasa de crecimiento de comercio e industria.

Para el caso de las obras de captación, los periodos de diseño se especifican en la tabla B.4.2. Contemplada en la tabla 2. Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema

El nivel de complejidad fue determinado por el cálculo de la población de diseño, el cual para nuestro sistema el nivel de complejidad es alto, de tal manera el periodo de diseño según Tabla B.4.2 Periodo de diseño según el nivel de complejidad del sistema es de 30 años.

7.3.6. Dotación neta máxima

Para determinar la dotación neta máxima se utiliza la tabla N°9 de la resolución 2330 del 2009. Artículo 67. Teniendo en cuenta el nivel de complejidad y la altitud

- Nivel de complejidad del sistema =alto
- Altitud 1117msnm

Analizando la tabla 3. Dotación neta máxima de 125 Lt / hab.día.

Ecuación 1. Dotación bruta de utilidad

$$D_b = \frac{D_n}{1 - \% \text{ perdidas}}$$

Donde:

Db: dotación bruta

Dn: dotación neta

%perdidas: porcentaje de pérdidas máximas admisibles

El porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles en la ecuación 1 no deberá superar el 25 %.

Perdidas= 25%

$$D_b = \frac{125 \text{lt /hab} * \text{dia}}{1 - (0.25 \text{Perdida})}$$

$$Db = \frac{125 \text{ lt /hab * dia}}{1 - (0.25 \text{ Perdida})}$$

$$Db = 167 \text{ lt/hab * dia}$$

7.3.7. Caudal medio diario QMD

Ecuación 2. Caudal medio diario QMD

$$QmD = \frac{Db * P}{86400 \text{ seg}}$$

Donde:

Db= Dotación bruta

P= Población de diseño

$$QmD_{2045} = \frac{167 \text{ L/hab * dia * } 71892 \text{ hab}}{86400 \text{ seg}}$$

$$QmD_{2045} = 138.958 \text{ lt/seg}$$

7.3.8. Caudal máximo diario

Ecuación 3. Caudal máximo diario

$$QMD = QmD * K1$$

QM=caudal medio diario

K1=factor de mayoracion que depende del nivel de complejidad

Analizando la tabla 4 Para el nivel de complejidad alto el factor K1=1.20

$$QMD\ 2045 = QmD * K1$$

$$QMD\ 2045 = 138.958\ \text{Lt/seg} * 1.20$$

$$QMD\ 2045 = 166.750\ \text{Lt/seg}$$

7.3.9. Caudal máximo horario

Ecuación 4. Caudal máximo horario

$$QMH = QMD * K2$$

Donde:

QMD = caudal medio diario

K2= factor de mayoracion que depende del nivel de complejidad del sistema y la selección de la red para el diseño.

El valor de K2 se encuentra en la tabla B.2.6 del R.A.S teniendo en cuenta el nivel de complejidad del sistema y la selección de la red para el diseño, para este caso el nivel de complejidad es alto.

Teniendo en cuenta la tabla 5. Red matriz de distribución =k2=1.40

$$QMH2045 = 166.750\ \text{lt/seg} * 1.40$$

$$Q_{MH2045} = 233.448 \text{ lt/seg}$$

La propuesta de diseño de la red alterna de los componentes de captación, aducción, desarenador y conducción del río Mogoticos para el acueducto del municipio de San Gil, Santander, comprende sustituir una de las vertientes hídricas que suministra a la planta de tratamiento de agua potable por la red Mogoticos el cual garantiza bajo índice de contaminación. Para ello se suman las tres fuentes hídricas que suplen la planta de tratamiento y se define en que porcentaje está aportando agua el río Curiti para establecer cuánto porcentaje de agua debe suministrar el río Mogoticos al momento de sustituir al río Curiti

TABLA 13. FUENTES HÍDRICAS QUE ABASTECEN EL ACUEDUCTO DE SAN GIL

Fuente hídrica	Caudal l/seg
Quebrada Cuchicute	75
Rio Fonce	35
Rio Curiti	104

Fuente: http://www.acuasan.gov.co/produci_distrib.php. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

El caudal total que surte a la planta de tratamiento la quebrada Cuchicute, el río Fonce, y el río Curiti es de 214 l/seg.

ILUSTRACIÓN 25. CAUDALES Y PORCENTAJES DE LAS FUENTES HÍDRICAS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO ACUSAN

Fuente hídrica	Caudal l/seg	Porcentaje %
Quebrada Cuchicute	75	35
Rio Fonce	35	16
Rio curiti	104	49
total caudal	214	

Fuente: http://www.acuasan.gov.co/produci_distrib.php. [Consultado el 15 de Septiembre 2015].

$$\frac{214L/Seg \rightarrow 100\%}{104 L/Seg \rightarrow x}$$

$$x = 49\%$$

El rio Curiti abastece a la plata de tratamiento del municipio de San Gil con un 49% de agua y se desea saber cuánto de caudal máximo diario equivale al 49% para que puede el rio Mogoticos sustituir al rio Curiti.

$$QMD \text{ linea Mogoticos} = QMD * 49\%$$

$$QMD \text{ linea Mogoticos } 2045 = 166.750 * 49\%$$

$$QMD \text{ linea Mogoticos } 2045 = 81.708 L/S$$

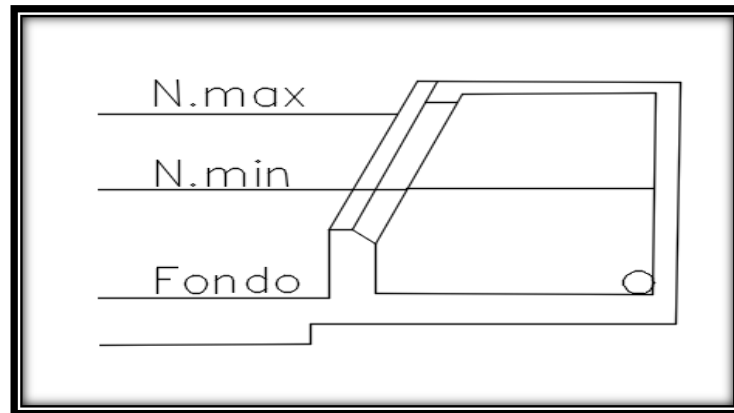
ILUSTRACIÓN 26. CUADRO RESUMEN

CUADRO RESUMEN DE POBLACION DEMANDA															
Municipio: San Gil Santander			Fecha: Noviembre 2013						Nivel de complejidad del sistema	Altitud 1117 msnm		Hoja 1 de 1			
Poblacion conocida			Poblacion Proyectada							Dotacion neta maxima	Dotacion bruta de utilidad	Caudal medio (l/s)	Caudal maximo diario (l/s)	Caudal maximo horario (l/s)	Caudal maximo diario linea mogoticos (l/s)
Censos Urbanos			Metodo Aritmetico	Metodo Geometrico	Metodo Exponencial	Promedio hab	Poblacion rural 5% hab	Poblacion Flotante 5%							
Año	Fecha	Nº de habitantes													
1973	oct-24	21649													
1985	oct-15	25092													
1993	oct-24	28157													
2005	nov-15	36748													
2015			41281	43075	42972	42443	2122	2122	46687			90,240	108,288	151,603	53,061
2016			41752	43792	43676	43073	2154	2154	47381			91,581	109,897	153,856	53,849
2017			42223	44521	44392	43712	2186	2186	48083			92,939	111,526	156,137	54,648
2018			42694	45262	45120	44359	2218	2218	48795			94,314	113,176	158,447	55,456
2019			43165	46015	45859	45013	2251	2251	49514			95,705	114,846	160,784	56,274
2020			43636	46781	46611	45676	2284	2284	50244			97,114	116,537	163,152	57,103
2021			44107	47359	47375	46347	2317	2317	50982			98,541	118,249	165,549	57,942
2022			44578	48351	48151	47027	2351	2351	51729			99,986	119,983	167,977	58,792
2023			45049	49155	48940	47715	2386	2386	52486			101,449	121,739	170,434	59,652
2024			45520	49973	49742	48412	2421	2421	53253			102,931	123,517	172,924	60,523
2025			45991	50805	50558	49118	2456	2456	54030			104,433	125,319	175,447	61,406
2026			46462	51650	51386	49833	2492	2492	54816			105,952	127,143	178,000	62,300
2027			46933	52510	52228	50557	2528	2528	55613			107,492	128,991	180,587	63,205
2028			47404	53384	53084	51291	2565	2565	56420			109,052	130,862	183,207	64,123
2029			47875	54272	53954	52034	2602	2602	57237			110,632	132,758	185,861	65,051
2030			48346	55175	54839	52787	2639	2639	58065			112,233	134,679	188,551	65,993
2031			48817	56094	55737	53549	2677	2677	58904			113,854	136,625	191,275	66,946
2032			49288	57027	56651	54322	2716	2716	59754			115,497	138,597	194,035	67,912
2033			49759	57976	57579	55105	2755	2755	60615			117,161	140,593	196,831	68,891
2034			50230	58941	58523	55898	2795	2795	61488			118,848	142,618	199,665	69,883
2035			50701	59922	59482	56702	2835	2835	62372			120,557	144,668	202,535	70,887
2036			51172	60919	60457	57516	2876	2876	63268			122,288	146,746	205,444	71,905
2037			51643	61933	61448	58341	2917	2917	64175			124,043	148,851	208,392	72,937
2038			52114	62964	62455	59178	2959	2959	65095			125,821	150,985	211,379	73,983
2039			52585	64012	63479	60025	3001	3001	66028			127,623	153,148	214,407	75,043
2040			53056	65077	64519	60884	3044	3044	66972			129,449	155,339	217,474	76,116
2041			53527	66160	65576	61754	3088	3088	67930			131,299	157,559	220,583	77,204
2042			53998	67261	66651	62637	3132	3132	68900			133,175	159,810	223,735	78,307
2043			54469	68380	67743	63531	3177	3177	69884			135,076	162,091	226,928	79,425
2044			54940	69518	68854	64437	3222	3222	70881			137,004	164,405	230,167	80,558
2045			55411	70675	69982	65356	3268	3268	71892			138,957	166,749	233,448	81,707

Ver archivo calculo Mogoticos proyecto de grado hoja de cálculo de Excel

7.4. Diseño de bocatoma o captación lateral.

ILUSTRACIÓN 27. CAPTACIÓN LATERAL



Fuente: Teoría y diseño

Aconsejable en el caso de ríos caudalosos de gran pendiente y con reducidas variaciones de nivel a lo largo del período hidrológico. En este tipo de captación la estructura se ubicará en la orilla y a una altura conveniente sobre el fondo.²⁴

Datos:

Caudal a captar 3QMD

Población de diseño 71892 hab

Dotación bruta 167 l/hab.día

Caudal medio diario 138,957 l/s

Caudal máximo diario línea Mogoticos 82 l/s

Caudal a captar 3QMD línea Mogoticos = $3(82 \text{ l/s}) = 246 \text{ l/s}$

Caudal máximo horario 233,448 l/s

²⁴ Ministerio de Desarrollo Económico, Dirección de Servicios Públicos Domiciliarios. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000). Título B.

Sitio de captación:

Ancho de quebrada en sitio de captación = 9.80 m

Cota de fondo del río 1571.4 m

Cota del nivel máximo 1573.73 m

Cota del nivel mínimo del río 1572.44

7.4.1. Diseño de la rejilla

Para diseñar la rejilla se tiene en cuenta el tamaño del material que deseamos retener, el tipo de rejilla y la forma de limpieza.

El diámetro de las barras esta entre 3/8" y 2 1/2".

7.4.1.1. Espaciamientos de la rejilla.

TABLA 14. TIPO DE REJAS

Tipo de rejas	Espaciamiento libre
Rejas gruesas	4 y 10 cm, 1 1/2" - 4".
Rejas comunes	2 – 4 cm, 3/4" – 1 1/2".
Rejas finas	1 – 2 cm, 3/8" – 3/4".

Freddy Corcho Romero, José Ignacio Duque Serna. Acueducto teoría y diseño. En desarenador. 1ed. Medellín. p 183-212.

7.4.1.2. Inclínación de la rejilla.

El Angulo de inclinación dela rejilla depende del tipo de mantenimiento que se le hace a la rejilla si el mantenimiento es manual 30° - 45°, si el mantenimiento es mecánico el Angulo esta entre 45°- 90°. (Normalmente es 60°).

7.4.1.3. Velocidad de aproximación.

$$0.80 \leq VR \leq 1.0 \text{ m/s}$$

7.4.1.4. Velocidad de paso

$$0.10 \leq Vp \leq 0.40 \text{ m/s}$$

Velocidades menores a 0.10 m/s provocan sedimentación y acumulación de material.

Velocidades mayores a 0.40 m/s generan arrastre de sólidos.

7.4.1.5. Tamaño de la varilla

TABLA 15. TAMAÑO DE LA VARILLA

Tamaño de la varilla	Limpieza	
	Manual	Mecánico
Ancho (cm)	0,5 -1,5	0,5 - 1,5
Profundidad (cm)	2,5 - 7,5	2,5 - 7,5
Espaciamiento entre rejas (cm)	2,5 - 5,0	1,5 - 7,5
Velocidad de aproximación (m/s)	0,3 - 0,6	0,6 - 1,0
Perdida de carga, h1, valor máximo en (cm)	15	15

Freddy Corcho Romero, José Ignacio Duque Serna. Acueducto teoría y diseño. En desarenador. 1ed. Medellín. p 183-212.

Para realizar el cálculo de la captación lateral se escoge limpieza manual porque es de más fácil acceso y economía.

7.4.1.6. Pérdidas en la rejilla.

Se determina mediante la ecuación de Kirschmmer.

Ecuación 18. Ecuación de Kirschmmer pérdidas por entrada a la rejilla.

$$h_r = B(S/b)^{4/3} * h_v * \sin\theta$$

Donde:

B: factor de forma (1.79 para varillas circulares; 242 para varillas rectangulares).

S: espesor de la barra, en m.

V: velocidad de aproximación, en m/s

b: distancia entre las barras o espaciamiento mínimo.

θ : Inclinación de la rejilla.

h_v : carga de velocidad o altura cinética del flujo que se aproxima a la rejilla.

Ecuación 19. Carga de velocidad o altura cinética

$$h_v = \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

B=1.79

S= 1/2" = 0,027

b= 3 cm = 0,3 m adoptada de la tabla 14

$$\theta = 60^\circ$$

$V_a = 0,60 \text{ m/s}$ adoptada de la tabla 14

$$hr = 1,79 \left(\frac{0,027 \text{ m}}{0,03 \text{ m}} \right)^{4/3} * \frac{(0,60 \text{ m/s})^2}{2(9.81)} * \text{sen} 60^\circ$$

$$hr = 9 \times 10^{-3} \rightarrow 0,009 \text{ m} = 1 \text{ cm}$$

Para determinar las pérdidas se requiere de un factor de seguridad de 2 a 3 veces lo equivalente a las pérdidas, en este caso se escoge un factor de seguridad de 3.

Si se asume una carga de $H = 0.50 \text{ m}$, se tiene que el nivel de agua dentro de la caja de derivación es $50 - 1 = 49 \text{ cm}$ por encima de la cresta del vertedero.

Ecuación 20. Factor de seguridad

$$fs = 3hr$$

$$fs = 3(1 \text{ cm})$$

$$fs = 3 \text{ cm}$$

Asumimos que el vertedero trabaja sumergido para la cual utilizaremos la fórmula de Villemonte.

Ecuación 21. Formula de villamonte vertedero sumergido

$$Q = Q_1 * (1 - S^n)^{0.385}$$

Donde:

Q: Caudal de captación (sumergido o ahogado)

Q1: Caudal captado si el vertedero fuera libre (no sumergido)

S: Relación de sugerencia

n: 3/2 rectangular, 5/2 trapezoidal exponente en la formula como vertedero libre.

$$Q1 = 246 \text{ l/s} = 0.246 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ecuación 22. Sumergencia

$$S = \frac{H - \text{Perdidas}}{H} = \frac{0.50 - 0.03}{0.50} = 0.94$$

$$Q1 = \frac{Q}{(1 - S^n)^{0.385}}$$

$$Q1 = \frac{0.246 \text{ m}^3/\text{s}}{(1 - (0.94)^{1.5})^{0.385}} = 0.625 \text{ m}^3/\text{s}$$

De la expresión de Francis para vertederos de flujo libre y pared delgada se tiene la siguiente ecuación.

Ecuación 23. Ecuación de Francis para vertederos de flujo libre

$$Q = 1.84 L e H^{3/2}$$

Despejamos la ecuación para poder hallar la longitud efectiva de la rejilla.

$$Le = \frac{Q}{1.84H^{1.5}}$$

$$Le = \frac{0.625 \text{ m}^3/s}{1.84(0.50)^{1.5}}$$

$$Le = 0.961 \text{ m}$$

Ecuación 24. Numero de espacios de la rejilla

$$Ne = \frac{Le}{\text{diametro de las varillas}}$$

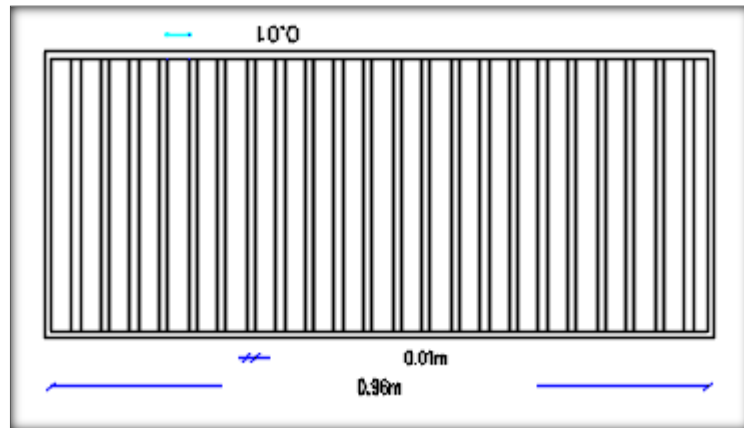
$$Ne = \frac{0.961 \text{ m}}{0.0127 \text{ m}}$$

$$Ne = 76 \text{ espacios}$$

Ecuación 25. Numero de varillas

$$Nv = 76 - 1 = 75 \text{ varillas}$$

ILUSTRACIÓN 28. DISEÑO DE LA REJILLA



Fuente propia

Verificación de la longitud de la varilla mediante la expresión de vertedero lateral.

Ecuación vertedero lateral formula de engesls.

Ecuación 26. Vertedero lateral formula de Engesls

$$Q = 1.86 Le^{0.9} H^{1.6}$$

Donde:

Q: caudal captado en m^3/s

Le: longitud efectiva en m

H: carga sobre la cresta en m

$$Le = \left[\frac{Q}{1.86 H^{1.6}} \right]^{1/0.9}$$

$$Le = \left[\frac{0.625 \text{ m}^3/\text{s}}{1.86 (0.50)^{1.6}} \right]^{1/0.9}$$

$$Le = 1.021\text{m} > 0.961\text{m}$$

Se observa que la diferencia entre Le calculadas 1.021 m y 0.961 m, se adoptará la más pequeña de las longitudes efectivas.

- Cota mínima del río = 1572.44 m
- Cota creta vertedero de la bocatoma = cota del nivel mínimo del río - carga sobre el vertedero.

$$\text{Cota creta vertedero de la bocatoma} = 1572.44 \text{ m} - 0.50 \text{ m} = 1572.94 \text{ m}$$

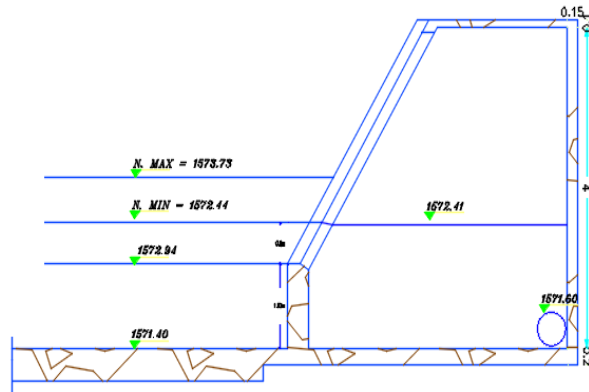
7.4.2. Diseño de la cámara de derivación

La cámara de derivación tendría unas dimensiones en planta de 2.00 m*1.50 m. a fin de permitir la maniobrabilidad de válvulas y hacer cómodo al mantenimiento.

- Cota del nivel mínimo del agua en la cámara de derivación = nivel mínimo en el río - pérdidas en la reja.

$$\begin{aligned} \text{Cota del nivel mínimo del agua en la cámara de derivación} \\ = 1572.44 \text{ m} - 0.03 \text{ m} = 1572.41 \text{ m} \end{aligned}$$

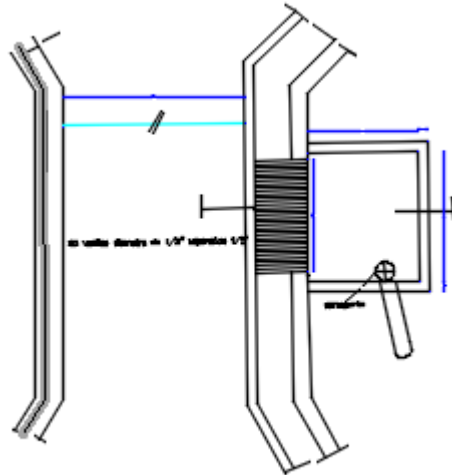
ILUSTRACIÓN 29. DISEÑO CAPTACIÓN LATERAL (PERFIL)



Fuente propia

Ver anexo 4

ILUSTRACIÓN 30. DISEÑO CAPTACIÓN LATERAL (PLANTA)



Fuente propia

Ver anexo 4

7.5. Línea de aducción

El cálculo de la línea de aducción se hace a tubería a presión, para el cual se emplea la ecuación 21 formula de Hazen William y la tubería que se desea utilizar es PVC, cuyo coeficiente de velocidad es 150.

Ecuación 10. Fórmula de Hazen –William

$$Q = 0.2785CJ^{0.54}D^{2.63}$$

Donde:

Q: Caudal máximo diario m^3/s

C: Coeficiente que depende de la rugosidad del tubo.

D: Diámetro interior en m.

J: Pendiente - Pérdida de carga por unidad de longitud del conducto m/m.

Ecuación 11. Pendiente

$$j = \frac{Cota\ superior - Cota\ inferior}{L}$$

Donde:

Cota superior: Cota del caudal mínimo en la bocatoma 1572.44 m

Cota inferior: cota de la línea de aducción en la entrada al desarenador 1569 m

L: longitud de la línea aducción 75 m

$$J = \frac{Cota\ superior - Cota\ inferior}{L}$$

$$J = \frac{1572.44 \text{ m} - 1569 \text{ m}}{75 \text{ m}}$$

$$J = 0.05 = 5\%$$

Se despeja de la ecuación de Hazen William el diámetro y se ingresa los datos requeridos.

$$D = \left(\frac{QMD}{0.278 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.05^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.173 \text{ m} = 6.811" = 8" = 0.2032 \text{ m}$$

Se emplea la ecuación 10 utilizando el diámetro de la tubería a 8".

$$Q_{8"} = 0.2785CJ^{0.54}D^{2.63}$$

$$Q_{8"} = 0.2785(150)(0.05)^{0.54}0.2032^{2.63}$$

$$Q_{8"} = 0.1253 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sea el caudal de diseño dos veces el caudal máximo diario entonces tenemos:

Ecuación 12. Caudal de diseño

$$Q_{dis} = 2 * CMD$$

$$Q_{dis} = 2 * 82 \text{ L/S}$$

$$Q_{dis} = 164 \text{ L/S}$$

Ecuación 13. Orificio sumergido

$$Q = C * A \sqrt{2 * g * H}$$

Donde:

C: coeficiente de descarga (0.61)

A: área de la tubería (m^2)

g: gravedad específica

H: carga (m)

Ecuación 14. Área de la tubería

$$A = \pi * r^2$$

Donde:

r: radio de la tubería (m)

$$A = \pi * r^2$$

$$A = \pi * 0.1016^2$$

$$A = 0.0324 \text{ m}$$

Se despeja de la ecuación 13 para hallar el parámetro de la carga H.

$$H = \frac{1}{19.6} \left[\frac{Q}{C * A} \right]^2$$

$$H = \frac{1}{19.6} \left[\frac{0.082 \text{ m}^3}{0.61 * 0.0324 \text{ m}} \right]^2$$

$$H = 0.878 \text{ m}$$

Se decide que la aducción tiene un diámetro de 8"

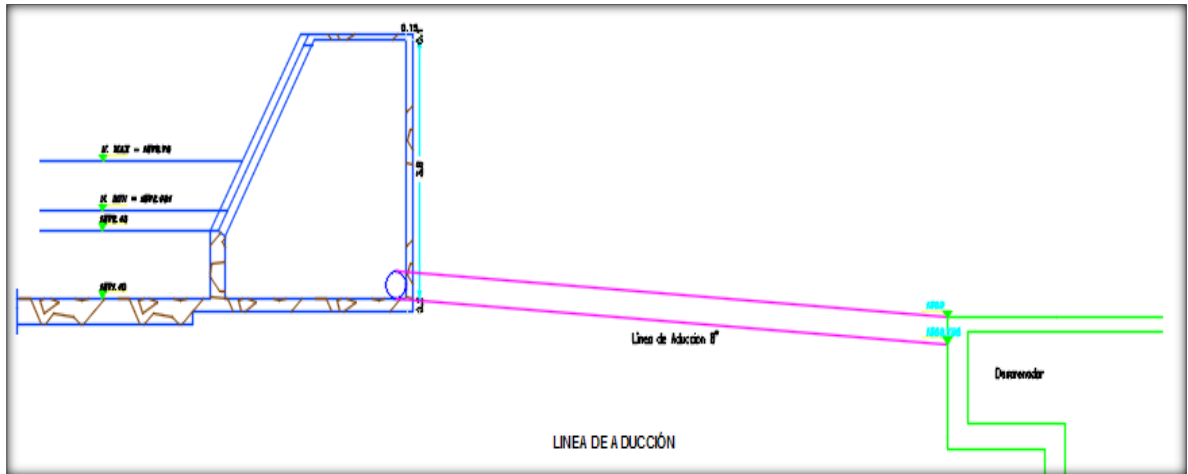
Cota de batea tubería de salida hacia el desarenador = 1571.40 m

Cota clave = cota de batea + diámetro de la tubería 8"

$$= 1571.40 \text{ m} + 0.2031 \text{ m} = 1571.60 \text{ m}$$

7.6. Diseño del desarenador.

ILUSTRACIÓN 31. LÍNEA DE ADUCCIÓN



Ver anexo 5

Para diseñar el desarenador de la red Mogoticos se necesita datos anteriormente calculados como:

- Población de diseño 71892 hab
- Caudal máximo diario QMD 82 l/s

También se emplea datos del rio Mogoticos como lo son:

- Diámetro de la partícula de arena gruesa 0.05 cm
- Temperatura del agua 18°C

Retomando la ecuación de la Ley de Stokes, se determina la velocidad de sedimentación de las partículas, sabiendo que el Municipio de Mogotes tiene una temperatura de 18 °C.

Ecuación 21. Viscosidad cinemática.

$$\mu_{18^{\circ}C} = \mu_{10^{\circ}C} \frac{33.33}{T^{\circ}C + 23.33}$$

Donde:

$\mu_{10^{\circ}C}$: Viscosidad cinemática a 10°C

$T^{\circ}C$: Temperatura ambiente del sitio donde se hace el estudio.

$$\mu_{18^{\circ}C} = 0.0131^{\circ}C \frac{33.33}{18^{\circ}C + 23.33} = 0.01059 \text{ cm}^2/\text{s}$$

TABLA 16. CLASIFICACIÓN DE MATERIALES EN SUSPENSIÓN SEGÚN TAMAÑO

GRAVILLA GRUESA	2,00 mm >2.00
GRAVILLA FINA	2,00 mm - 1,00 mm
ARENA GRUESA	1,00 mm - 0,50 mm
ARENA MEDIA	0,50 mm - 0,25 mm
ARENA FINA	0,25 mm - 0,1000 mm
ARENA MUY FINA	0,10 mm - 0,0500 mm
LIMO	0,05 mm - 0,0100 mm
LIMO FINO	0,010 mm - 0,0050 mm
ARCILLA	0,005 mm - 0,0010 mm
ARCILLA FINA	0,001 mm - 0,0001 mm
ARCILLA COLOIDAL	0,0001 mm - <0.0001 mm

Freddy Corcho Romero, José Ignacio Duque Serna. Acueducto teoría y diseño. En desarenador. 1ed. Medellín. p 183-212.

Ecuación 22. Velocidad de sedimentación.

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(S_s - 1)d^2}{\nu} \text{ Ecuación de Stokes}$$

Donde:

Vs: velocidad de sedimentación en cm/s

g: aceleración de la gravedad en cm/s²

Ss: gravedad específica de la partícula a sedimentar

v: viscosidad cinemática de la partícula a sedimentar

d: diámetro de la partícula cm

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1)d^2}{\nu}$$

Reemplazamos el valor de la viscosidad cinemática de la partícula a sedimentada por el resultado obtenido en

$$V_s = \frac{981 * (2,65 - 1)}{18 * 0.01056} (0.005)^2 = 0.21 \text{ cm/s}$$

Ya calculada la velocidad de sedimentación por medio de la ecuación de Stokes, se procede a determinar que el grado de eficiencia del desarenador es n=1 y que se desea remover el 75% de partícula de arena. Para ello se debe considerar la tabla 21.

TABLA 17. CONDICIONES DE EFICIENCIA Y PORCENTAJE DE REMOCIÓN.

Condiciones de eficiencia (n)	Porcentaje de Remocion							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
n= 1	7	4	3	2.3	1.8	1.5	1.3	1
n=2	2.78		1.66					0.76
n=3	2.75		1.66					0.76
n=4	2.37		1.52					0.73
n < 8	0.88		0.75					0.5

Freddy Corcho Romero, José Ignacio Duque Serna. Acueducto teoría y diseño. En desarenador. 1ed. Medellín. p 183-212.

- n=1 Deflectores deficientes o sin ellos.
- n=2 Deflectores regulares.
- n= 3 Deflectores buenos.
- n= 5,3 Deflectores muy buenos.
- n < 8 = Caso teórico de los deflectores.

Considerando que en el río Mogoticos tiene presencia de partículas de arenas, el porcentaje de remoción será de un 75 % estableciendo una eficiencia de n=1.

Con base en esto % remoción 75 % y n=1

Se establece la relación de a/t

- a = periodo de retención de la partícula.
- t = tiempo que demora la partícula de arena en removerse.

Ecuación 23. a/t

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

Donde:

a: tiempo de retención en segundos

t: tiempo de caída de la partícula en segundos

Ecuación 24. Tiempo de caída de la partícula

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

Donde:

t: tiempo de caída de la partícula en segundos

H: profundidad útil cm

Vs: velocidad de sedimentación cm/s

El criterio de diseño para la profundidad mínima del desarenador es $H = 1.50 \text{ m}$

$$t = \frac{150 \text{ cm}}{0.21 \text{ cm/s}}$$

$$t = 714.3 \text{ seg.}$$

Se procede a calcular a.

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

$$a = t * 3$$

$$a = 714.3 \text{ seg} * 3$$

$$a = 2143 \text{ seg}$$

Según las especificaciones de diseño se tiene:

$$0.5 \text{ horas} \leq a \leq 4 \text{ horas}$$

$$a = 2143 \text{ seg} = 0.60 \text{ horas ok}$$

Se procede a determinar el volumen del desarenador.

La capacidad del desarenador está dada por

Ecuación 25. Volumen del desarenador.

$$Vol = Q * a$$

Donde:

C: capacidad del desarenador (m^3)

Q: caudal medio diario (m^3/s)

a: tiempo de retención en segundos

$$Vol = 0.082 \text{ m}^3/\text{s} * 2143 \text{ seg}$$

$$Vol = 175.726 \text{ m}^3$$

El área superficial del desarenador se determina:

Ecuación 26. El área superficial del desarenador

$$A = \frac{\text{Volumen}}{H}$$

Donde:

Vol: volumen del desarenador (m^3)

H: profundidad útil del desarenador (m)

$$A = \frac{175.726 \text{ m}^3}{1.50 \text{ m}}$$

$$A = 117.151 \text{ m}^2$$

Ecuación 27. Dimensiones de la zona de sedimentación

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{1}$$

Donde:

L: largo de zona de sedimentación

B: ancho de zona de sedimentación

Se adopta:

$$B = \sqrt{\frac{A}{3}} = \sqrt{\frac{L * B}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{117.151 \text{ m}^2}{3}}$$

$$B = 6.24 \text{ m}$$

Se considera así mismo que $L = 3B$, por lo que L es igual.

Ecuación 28. Largo de la zona de sedimentación

$$l = 3 * B$$

Donde:

L: largo de zona de sedimentación

B: ancho de zona de sedimentación

$$l = 3 * 6.5 \text{ m}$$

$$l = 18.747 \text{ m}$$

Se adopta:

$L = 19.5 \text{ m}$ (largo de zona de sedimentación)

$B = 6.5 \text{ m}$ (ancho de zona de sedimentación)

Ecuación 29. Carga hidráulica superficial.

$$q = \frac{Q_{diseño}}{A}$$

Q: carga hidráulica superficial

Qdiseño: caudal máximo diario

A: área superficial del desarenador

$$q = \frac{0.082 \text{ m}^3/\text{seg}}{117.151 \text{ m}^2}$$

$$q = 0.0007 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{seg}} * 86400 \text{ seg}$$

$$q = 60.477 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}}$$

$$15 \leq q \leq 60 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}} \text{ ok}$$

Así mismo se calcula la velocidad horizontal de la partícula expresada por:

Ecuación 30. Velocidad horizontal de la partícula

$$V_h = \frac{Q_{diseño}}{H * B}$$

$$Vh = \frac{0.082 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.50 \text{ m} * 6.47 \text{ m}}$$

$$Vh = 0.0084 \frac{\text{m}}{\text{seg}} = 0.84 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

Cumpliendo así la velocidad horizontal con lo establecido por los criterios de diseño, lo que indica que velocidad horizontal (Vh) de la partícula debe ser menos que la velocidad de arrastre (Vr).

$$Vh < 20 VS$$

$$0.84 \frac{\text{cm}}{\text{seg}} < 0.21 \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

De igual manera se verifica mediante la ecuación.

Ecuación 31. Velocidad de arrastre.

$$Vr = \sqrt{\frac{8k}{f} * g(PS - P) * d}$$

Donde:

K: 0.04

f:0.03

Ps: 2.65

P: 1

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

$$Vr = 9.29 \frac{cm}{seg}$$

Donde se verifica si cumple que $Vh < Vr$

$$Vr = 9.29 \frac{cm}{seg} > 0.84 \frac{cm}{seg}$$

Con base a los cálculos anteriores se procede a realizar el dimensionamiento de los elementos del desarenador.

Dimensionamiento de los elementos del desarenador

- Distancia a la pantalla de entrada.

Expresada por:

Ecuación 32. Distancia al quiebre del paso del desarenador

$$\frac{L}{4} = \frac{18.747 \text{ m}}{4}$$

$$L = 4.68 \text{ m}$$

Ecuacion 32. Distancia de quiebre del paso del desarenador

$$\frac{L}{3} = \frac{18.747 \text{ m}}{3}$$

$$\frac{L}{3} = 6.2 \text{ m}$$

Ecuación 33. Profundidad del desarenador

$$H = 1.50 \text{ m}$$

Ecuación 34. Profundidad de cámara de quietamiento

$$\frac{B}{2} = \frac{6.5 \text{ m}}{2}$$

$$3.1 \text{ m}$$

Ecuación 35. Altura de lámina de agua sobre el vertedero de salida

$$Hv = \left(\frac{Q_{diseño}}{1.84(B)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Hv = \left(\frac{0.082 \frac{m^3}{seg}}{1.84(6.2 m)} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Hv = 0.0372 m$$

Velocidad sobre el vertedero de salida

$$Vv = \left(\frac{Q_{diseño}}{Hv * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Vv: velocidad sobre el vertedero de salida (m/s)

H: Altura de lámina de agua sobre el vertedero de salida (m)

Q: caudal máximo diario (m³/s)

$$Vv = \left(\frac{0.082 m^3/s}{0.0372 m * 6.2 m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Vv = 0.50 m/s$$

Calculo del caudal de salida

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

$$Xs = 0.36(0.50 m/s)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.0372 m)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.32 \text{ m}$$

$$b \geq 0.40 \text{ m}$$

Caudal de excesos, definido por el cual a tubo lleno de la tubería de aducción menos caudal de diseño.

Ecuación 36. Caudal de excesos

$$Q_{excesos} = Q_{\text{tubo lleno}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{excesos} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s} - 0.082 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{excesos} = 0.0430 \text{ m}^3/\text{s}$$

Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de excesos, considerando la longitud de la cámara de aquietamiento $L = 1 \text{ m}$

Ecuación 37. Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de excesos

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1.84 * L} \right)^{2/3}$$

$$H_e = \left(\frac{0.0430 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 * 1 \text{ m}} \right)^{2/3}$$

$$H_e = 0.082 \text{ m}$$

Ecuación 38. Velocidad sobre el vertedero de excesos

$$V_e = \frac{Q_{exce}}{H_e * l}$$

Donde

H: lamina d agua sobre la cresta (m)

Qexc: caudal de excesos (m³/s)

L: longitud de la cresta del vertedero (m)

$$V_e = \frac{0.0430 \text{ m}^3/\text{s}}{0.054 \text{ m} * 1 \text{ m}}$$

$$V_e = 0.79 \text{ m/s}$$

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

$$y = 0.36(0.79 \text{ m/s})^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.082 \text{ m})^{\frac{4}{7}}$$

$$y = 0.45 \text{ m}$$

Profundidad de las pantallas de entrada y de salida

$$\frac{H}{2} = \frac{1.50 \text{ m}}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Diseño de la pantalla deflectora

- Orificios de 1" = 0.0254 m
- Área de orificios
- B = B/2 = 3.25 m
- H = H/3 = 0.50 m

Ecuación 39. Área

$$A = \pi \left(\frac{D^2}{4} \right)$$

Donde:

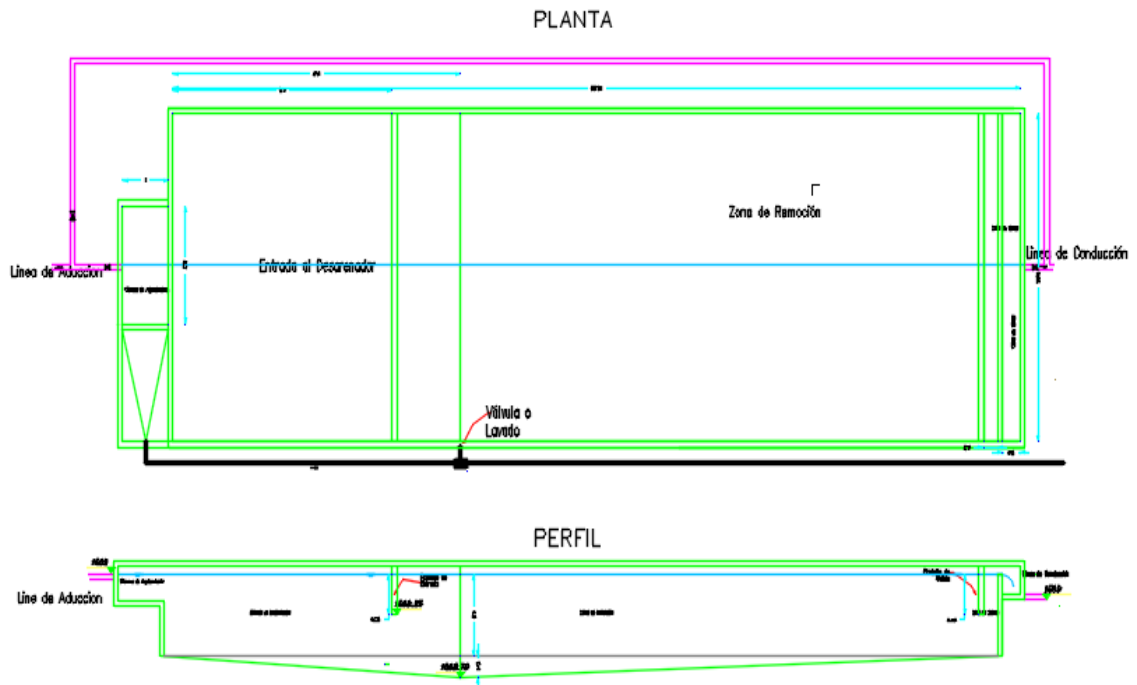
A: área de la tubería (m)

D: diámetro (m)

$$A = \pi \left(\frac{0.0254^2}{4} \right)$$

$$A = 0.00051 \text{ m}^2$$

ILUSTRACIÓN 32. DESARENADOR- PLANTA-PERFIL



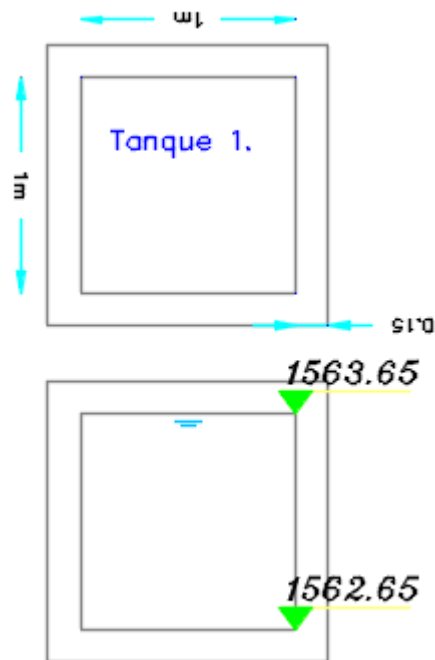
Ver anexo 5

7.7. Línea de conducción

La línea de conducción se encuentra localizada desde el desarenador a un nivel de 1568.269 msnm hasta la planta de tratamiento el cual tiene un nivel de 1479.72 msnm, la longitud de la conducción es de 23859m. se utiliza tubería PVC (150).

Tramo1. K0+020.5 – K2+361.74

Longitud del tramo 2341.24 m



Ecuación 40. Pérdidas por fricción

$$H_f = \text{cota superior} - \text{cota inferior}$$

Donde:

Cota superior: cota de desarenador

Cota inferior: cota de llegada al tanque de almacenamiento

$$H_f = 1569 \text{ m} - 1562.65 \text{ m}$$

$$H_f = 6.35 \text{ m}$$

Ecuación 17. Pendiente línea piezometrica

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Donde:

H_f: perdidas por fricción (m)

L: longitud de la línea de conducción (m)

$$J = \frac{6.35 \text{ m}}{2341.24 \text{ m}}$$

$$J = 0.0027 \text{ m/m}$$

$$J = 0.27 \%$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Donde:

D: diámetro (m)

Q: caudal máximo diario (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

J: pendiente de la línea piesometrica (m/m)

$$D = \left(\frac{0.082 m^3/s}{0.2785 * (150) * (0.0027)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.31 \text{ m}$$

$$D'' = \frac{31 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}}$$

$$D = 12.20'' = \begin{cases} 12'' = 0.3048 \text{ m} \\ 14'' = 0.3556 \text{ m} \end{cases}$$

Combinación de diámetros

$$J'' = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

Donde:

J: pendiente (m/m)

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: Diámetro (m)

$$J_{12''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/s}{0.2785 * 150 * 0.3048 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{12''} = 0.0032 \text{ m/m}$$

$$J_{14''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.3556 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{14''} = 0.0015 \text{ m/m}$$

$$Hft = J_{12}L_{12} + J_{14''}L_{14''}$$

$$L_{12''} = X \quad L_{14''} = 2341.24 \text{ m} - X$$

$$6.35 \text{ m} = 0.0032 (X) + 0.0015 (2341.24 \text{ m} - X)$$

$$6.35 \text{ m} = 0.0032X + 3.5119 \text{ m} - 0.0015X$$

$$6.35 \text{ m} - 3.51 \text{ m} = 0.0032X - 0.0015X$$

$$2.84 \text{ m} = 0.0017X$$

$$X = \frac{2.84 \text{ m}}{0.0017}$$

$$X = 1670.58 \text{ m}$$

$$L_{12''} = X = 1670.58 \text{ m}$$

$$L_{14}'' = 2341.24 \text{ m} - 1670.82 \text{ m}$$

$$L_{14}'' = 670.42 \text{ m}$$

$$H_{ft} = 0.0032 \text{ m/m}(1670.82) + 0.0015 \text{ m/m} (670.42)$$

$$H_{ft} = 5.35 \text{ m} + 1 \text{ m}$$

$$H_{ft} = 6.35 \text{ m}$$

Presión en el punto C

Abscisa punto K1+247.32 m

$$PC = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$PC = 1564.377 \text{ m} - 1539.719 \text{ m}$$

$$PC = 24.65 \text{ m.c.a}$$

Presión máxima en el tramos 1 punto D

Abscisa K2+147.89 m

$$PD = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$PD = 1563.18 \text{ m} - 1539.36 \text{ m}$$

$$PD = 23.82 \text{ m.c.a}$$

Verificación de las pérdidas totales

$$H_{ft} = L_t * H_f$$

Donde:

L_t : longitud total de la línea de conducción (m)

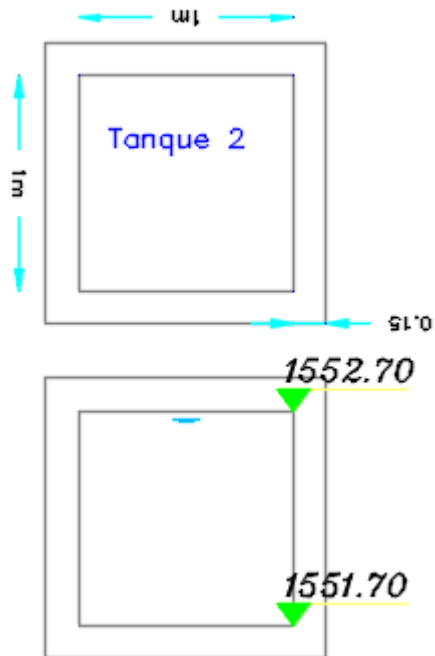
H_f : pérdidas por fricción (m)

$$H_{ft} = 2341.24 \text{ mm} * 0.0027 \text{ m/m}$$

$$H_{ft} = 6.35 \text{ m ok}$$

Tramo 2 k2+362.74 – k7+877.39

Longitud del tramo 5514.65 m



Ecuación 40. Pérdidas por fricción

$$H_f = \text{cota superior} - \text{cota inferior}$$

Donde:

Cota superior: cota salida tanque 2

Cota inferior: cota llegada al tanque 3

$$H_f = 1562.65 \text{ m} - 1551.70 \text{ m}$$

$$H_f = 10.95 \text{ m}$$

Ecuación 17. Pendiente línea piezometrica

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Donde:

H_f: pérdidas por fricción (m)

L: longitud de la línea de conducción (m)

$$J = \frac{10.05m}{5514.65 \text{ m}}$$

$$J = 0.0020 \text{ m/m}$$

$$J = 0.20 \%$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Donde:

D: diámetro (m)

Q: caudal máximo diario (m³/s)

C: coeficiente de velocidad

J: pendiente de la línea piezométrica (m/m)

$$D = \left(\frac{0.082m^3/s}{0.2785 * (150) * (0.0020)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.33 \text{ m}$$

$$D'' = \frac{33 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}}$$

$$D = 12.99'' = \begin{cases} 12'' = 0.3048 \text{ m} \\ 14'' = 0.3556 \text{ m} \end{cases}$$

Combinación de diámetros

$$J'' = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

Donde:

J: pendiente (m/m)

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: Diámetro (m)

$$J_{12''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/s}{0.2785 * 150 * 0.3048 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{12''} = 0.0032 \text{ m/m}$$

$$J_{14''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.3556 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{14''} = 0.0015 \text{ m/m}$$

$$Hft = J_{12}L_{12} + J_{14''}L_{14''}$$

$$L_{12''} = X \quad L_{14''} = 5514.65 \text{ m} - X$$

$$10.95 \text{ m} = 0.0032(X) + 0.0015(5514.65 \text{ m} - X)$$

$$10.95 \text{ m} = 0.0032X + 8.27 \text{ m} - 0.0015X$$

$$10.95 \text{ m} - 8.27 \text{ m} = 0.0032X - 0.0015X$$

$$2.68 \text{ m} = 0.0017X$$

$$X = \frac{2.68 \text{ m}}{0.0017}$$

$$X = 1576.47 \text{ m}$$

$$L_{12''} = X = 1576.47 \text{ m}$$

$$L14'' = 5514.65 \text{ m} - 1576.47 \text{ m}$$

$$L14'' = 3938.18 \text{ m}$$

$$Hft = 0.0032 \text{ m/m}(1576.47) + 0.0015\text{m/m} (3938.18\text{m})$$

$$Hft = 5.04 \text{ m} + 5.9\text{m}$$

$$Hft = 10.95 \text{ m}$$

Presión punto F

Abscisa punto F K3+939.21

$$PF = \text{cota linea piezometrica} - \text{cota terreno}$$

$$PF = 1559.52 \text{ m} - 1527.94$$

$$PF = 31.58 \text{ m.c.a.}$$

Presión máxima en el tramo 2 punto G

Abscisa K6+194.36

$$PG = \text{cota linea piezometrica} - \text{cota terreno}$$

$$PG = 1555.04 \text{ m} - 1486.31 \text{ m}$$

$$PG = 68.73 \text{ m. c. a.}$$

Verificación de las pérdidas totales

$$H_{ft} = L_t * H_f$$

Donde:

L_t : longitud total de la línea de conducción (m)

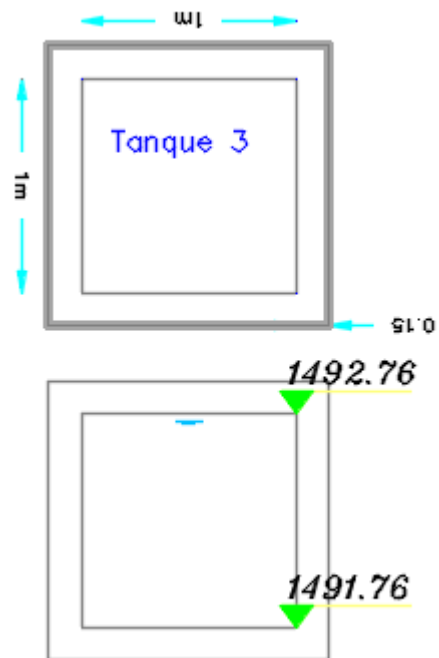
H_f : pérdidas por fricción (m)

$$H_{ft} = 5514.65 \text{ mm} * 0.0018 \text{ m/m}$$

$$H_{ft} = 10.5 \text{ m ok}$$

Tramo 3 K7+878.39 – K21+713.65

Longitud del tramo 13835.27 m



Ecuación 40. Pérdidas por fricción

$$H_f = \text{cota superior} - \text{cota inferior}$$

Donde:

Cota superior: cota salida tanque 2

Cota inferior: cota llegada al tanque 3

$$H_f = 1551.70 \text{ m} - 1491.76 \text{ m}$$

$$H_f = 59.94 \text{ m}$$

Ecuación 17. Pendiente línea piezometrica

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Donde:

H_f: perdidas por fricción (m)

L: longitud de la línea de conducción (m)

$$J = \frac{59.94 \text{ m}}{13835.27 \text{ m}}$$

$$J = 0.0043 \text{ m/m}$$

$$J = 0.43 \%$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Donde:

D: diámetro (m)

Q: caudal máximo diario (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

J: pendiente de la línea piezometrica (m/m)

$$D = \left(\frac{0.082 m^3/s}{0.2785 * (150) * 0.0043^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.29 \text{ m}$$

$$D'' = \frac{29 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}}$$

$$D = 11.41'' = \begin{cases} 10'' = 0.254 \text{ m} \\ 12'' = 0.3048 \text{ m} \end{cases}$$

Combinación de diámetros

$$J'' = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

Donde:

J: pendiente (m/m)

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: Diámetro (m)

$$J_{10''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/s}{0.2785 * 150 * 0.254 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J10'' = 0.0077 \text{ m/m}$$

$$J12'' = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 150 * 0.3048 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J12'' = 0.0032 \text{ m/m}$$

$$Hft = J10L10 + J12''L12''$$

$$L10'' = X \quad L12'' = 13835.27 \text{ m} - X$$

$$59.94 \text{ m} = 0.0077 (X) + 0.0032 (13835.27 \text{ m} - X)$$

$$59.94 \text{ m} = 0.0077X + 44.27 \text{ m} - 0.0032X$$

$$59.94 - 44.27 \text{ m} = 0.0077X - 0.0032X$$

$$15.66 \text{ m} = 0.0045X$$

$$X = \frac{15.66 \text{ m}}{0.0045}$$

$$X = 3480 \text{ m}$$

$$L10'' = X = 3480 \text{ m}$$

$$L12'' = 13835.27 \text{ m} - 3480 \text{ m}$$

$$L14'' = 10355.27 \text{ m}$$

$$Hft = 0.0077 \text{ m/m}(3480 \text{ m}) + 0.0032 \text{ m/m} (10355.27 \text{ m})$$

$$Hft = 26.79 \text{ m} + 33.14 \text{ m}$$

$$Hft = 59.94 \text{ m}$$

Presión en el punto I

Abscisa del punto I K11+358.38

$$PI = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$PI = 1536.63 \text{ m} - 1474.16 \text{ m}$$

$$PI = 62.47 \text{ m.c.a.}$$

Presión máxima en el tramo 3

Abscisa punto J K14+311.61

$$PI = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$PI = 1523.83 \text{ m} - 1324.32 \text{ m}$$

$$PI = 199.51 \text{ m.c.a.}$$

Verificación de las pérdidas totales

$$H_{ft} = L_t * H_f$$

Donde:

L_t : longitud total de la línea de conducción (m)

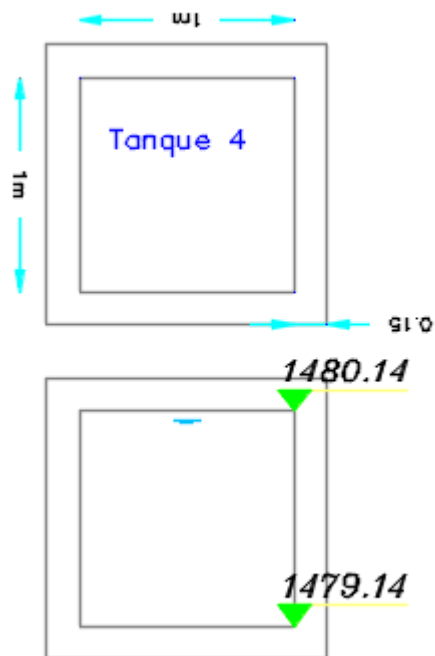
H_f : pérdidas por fricción (m)

$$H_{ft} = 13835.27 \text{ mm} * 0.0043 \text{ m/m}$$

$$H_{ft} = 59.94 \text{ m ok}$$

Tramo 4 K21+714.65 – K23.856.89

Longitud del tramo 2142.23 m



Ecuación 40. Pérdidas por fricción

$$H_f = \text{cota superior} - \text{cota inferior}$$

Donde:

Cota superior: cota salida tanque 3

Cota inferior: cota

$$H_f = 1491.76 \text{ m} - 1479.14 \text{ m}$$

$$H_f = 12.62 \text{ m}$$

Ecuación 17. Pendiente línea piezometrica

$$J = \frac{H_f}{L}$$

Donde:

Hf: perdidas por fricción (m)

L: longitud de la línea de conducción (m)

$$J = \frac{12.62 \text{ m}}{2142.23 \text{ m}}$$

$$J = 0.0059 \text{ m/m}$$

$$J = 0.59 \%$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Donde:

D: diámetro (m)

Q: caudal máximo diario (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

J: pendiente de la línea piesometricxa (m/m)

$$D = \left(\frac{0.082 m^3/s}{0.2785 * (100) * (0.0059)^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

$$D = 0.32 \text{ m}$$

$$D'' = \frac{32 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}}$$

$$D = 12.60 \text{ ''} = 12''$$

$$D = 12.60'' = \left\{ \begin{array}{l} 12'' = 0.3048 \text{ m} \\ 14'' = 0.3556 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Combinación de diámetros

$$J'' = \left(\frac{Q}{0.2785 * C * D^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

Donde:

J: pendiente (m/m)

Q: caudal (m^3/s)

C: coeficiente de velocidad

D: Diámetro (m)

$$J_{12''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/s}{0.2785 * 100 * 0.3048 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{12''} = 0.0067 \text{ m/m}$$

$$J_{14''} = \left(\frac{0.082 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 * 100 * 0.3556 \text{ m}^{2.63}} \right)^{\frac{1}{0.54}}$$

$$J_{14''} = 0.0032 \text{ m/m}$$

$$Hft = J_{12}L_{12} + J_{14''}L_{14''}$$

$$L_{12''} = X \quad L_{14''} = 2142.233 \text{ m} - X$$

$$12.62 \text{ m} = 0.0067 (X) + 0.0032 (2142.233 \text{ m} - X)$$

$$12.62 \text{ m} = 0.0067X + 6.85 \text{ m} - 0.0032X$$

$$12.62 \text{ m} - 6.85 \text{ m} = 0.0067X - 0.0032X$$

$$5.77 \text{ m} = 0.0035X$$

$$X = \frac{5.77 \text{ m}}{0.0035}$$

$$X = 1648.57 \text{ m}$$

$$L_{12}'' = X = 1648.57 \text{ m}$$

$$L_{14}'' = 2142.23 \text{ m} - 1648.57 \text{ m}$$

$$L_{14}'' = 493.66 \text{ m}$$

$$H_{ft} = 0.0067 \text{ m/m}(1648.57 \text{ m}) + 0.0032 \text{ m/m}(493.66 \text{ m})$$

$$H_{ft} = 11.04 \text{ m} + 1.58 \text{ m}$$

$$H_{ft} = 12.62 \text{ m}$$

Presión punto L

Abscisa punto L K23+363.23

$$PL = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$P_m = 1482.05 \text{ m} - 1373.41 \text{ m}$$

$$P_m = 108.64 \text{ m. c. a.}$$

Presión M

Abscisa punto M K22+892.59

$$PL = \text{cota línea piezométrica} - \text{cota terreno}$$

$$PL = 1484.82 \text{ m} - 1237.73 \text{ m}$$

$$PL = 247.09 \text{ m. c. a.}$$

Verificación de las pérdidas totales

$$H_{ft} = L_t * H_f$$

Donde:

L_t : longitud total de la línea de conducción (m)

H_f : pérdidas por fricción (m)

$$H_{ft} = 2142.23 \text{ m} * 0.0059 \text{ m/m}$$

$$H_{ft} = 12.62 \text{ m ok}$$

8. CONCLUSIONES

Se propone el diseño de la red Mogoticos el cual abastecerá el municipio de San Gil Santander con un caudal de 82 l/s.

El río Mogoticos en el sitio de su captación para la línea alterna que suministrara a la planta de tratamiento de agua potable de ACUASAN, cuenta con las condiciones óptimas de pureza para poder sustituir a la fuente Curiti.

Se realizó el replanteo topográfico de la línea Mogoticos el cual nos condujo a efectuar los procedimientos de analíticos y matemáticos para dicho diseño.

Se analizó el estado actual de cada una de las fuentes hídricas que abastecen el acueducto, el cual se encuentran en proceso de optimización para poder brindar un mejor servicio a la comunidad.

Se establece un diseño hidráulico óptimo para la red alterna de los componentes de captación, aducción, desarenador y conducción del río Mogoticos para el acueducto del municipio de San Gil, Santander.

La línea Mogoticos llegara a una planta alterna ubicada a una altitud 1479 msnm el cual es mayor a la planta convencional 1100 msnm esto garantizara el suministro de agua potable por gravedad a toda la población Sangileña

9. RECOMENDACIONES

- Verificar periódicamente la calidad del agua que suministra las fuentes de abastecimiento de la planta de tratamiento de agua potable.
- Se recomienda realizar un estudio de factibilidad el cual contemple la viabilidad de este proyecto referente a costos: cuál es la mejor opción sustituir la fuente Curiti por la red mogoticos ó seguir tratando la alta contaminación que tiene la quebrada Curiti.

9. BIBLIOGRAFIA

Alcaldía municipal de San Gil Santander oficina de turismo “población flotante”.

Alcaldía municipal de San Gil Santander oficina de turismo “censos SISBEN 2014”.

Alcaldía Municipal DE San Gil Santander Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado.

Alcaldía Municipal DE San Gil Santander informe de población y demanda casco urbano del municipio de San Gil Santander revisión y ajuste al plan maestro de acueducto y alcantarillado del casco urbano.

Alcaldía Municipal DE San Gil Santander formulación de plan básico de ordenamiento territorial.

Empresa de acueducto, alcantarillado y aseo de san gil ACUASAN E.I.C.E ESP “suministro de caudales delas fuentes hídricas que abastecen a la planta de tratamiento”.

Empresa de acueducto, alcantarillado y aseo de san gil ACUASAN E.I.C.E ESP “estudios previos red Mogoticos”.

LOPEZ, Cualla Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial escuela colombiana de ingeniería. Bogotá 1995.

LOPEZ, Cualla Ricardo Alfredo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Editorial escuela colombiana de ingeniería. Bogotá 2002.

CORCHO ROMERO, Fredy. DUQUE SIERRA, José Ignacio. Acueductos teoría y diseño. Centro general de investigaciones universidad de Medellin.2005.

Departamento administrativo nacional de estadística, censo 2005, 1993, 1985,1973.

RONDON, Chistian. ROMERO., Christopher. Diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad de Caicara de Barcelona, municipio Bolívar, Estado Anzoategui, Utilizando el software Watercard,(2010). Tesis de grado. Universidad de oriente.

JAIME ROA, Pedro Arbey. Diseño de acueducto vereda el Retiro, Municipio de Santa María-Boyacá [En línea]
<http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/10185/15298/2/T40.08%20J199d.pdf>.
[Consultado el 10 de Octubre del 2014.].

MELO MORÁN, Nery Zeneida; SALAZAR VALENCIA, Diana Patricia. Diseño de un plan de contingencia para el Acueducto Rural “Acuacombia” En el corregimiento Combia Baja, Municipio De Pereira Departamento De Risaralda. [en línea]<http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/11059/1299/1/62816M528.pdf>.
[Consultado el 10 de Octubre del 2014].

REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000) TITULO B-SISTEMAS DE ACUEDUCTO.

República de Colombia Ministerio De Desarrollo Económico Dirección De Agua Potable Y Saneamiento Básico. Bogotá D.C. Noviembre De 2000.

RESOLUCIÓN 2320 DE 2009: Por la cual se modifica parcialmente la Resolución número [1096](#) de 2000 que adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS

Ministerio de Desarrollo Económico, Dirección de Servicios Públicos Domiciliarios. Reglamento Técnico Del Sector De Agua Potable Y Saneamiento Básico RAS 2000.

LISTA DE ANEXOS

ANEXO 1. PLANOS

Plano 1. Planta General

Plano 2. Perfil General

Plano 3. Captación Bocatoma.

Plano 4. Captación Bocatoma. Secciones Transversales

Plano 5. Planta Desarenador. Corte Desarenador. Línea de Aducción