



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL
MUNICIPIO DE RIO SUCIO - CHOCÓ**

**JORGE ANDRÉS REY MOLINA- 1511302
LAURA MARCELA PINILLA ZUÑIGA - 1311173**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C SEGUNDO SEMESTRE – 2020**



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL
MUNICIPIO DE RIO SUCIO - CHOCÓ**

JORGE ANDRÉS REY MOLINA- 1511302
LAURA MARCELA PINILLA ZUÑIGA - 1311173

Asesor: RAFAEL ALBERTO FONSECA CORREA

Trabajo de grado

FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ D.C SEGUNDO SEMESTRE – 2020



Dedicatoria

Dedicamos este trabajo principalmente a Dios, a nuestros padres, a nuestros maestros, a nuestros amigos y familiares por apoyarnos y ayudarnos a crecer en todo momento; son ellos quienes han sido realmente el motor de nuestras vidas para llegar a ser excelentes profesionales.



NOTA DE ACEPTACIÓN

Una vez realizada la revisión metodológica y técnica del documento final de proyecto de grado, doy constancia de que el (los) estudiante (s) ha cumplido a cabalidad con los objetivos propuestos, cumple a cabalidad con los Lineamientos de Opción de Grado vigentes del programa de Ingeniería Civil y con las leyes de derechos de autor de la República de Colombia, por tanto, se encuentra(n) preparado(s) para la defensa del mismo ante un jurado evaluador que considere idóneo el Comité de Investigaciones del Programa de Ingeniería Civil de la Universidad Piloto de Colombia.



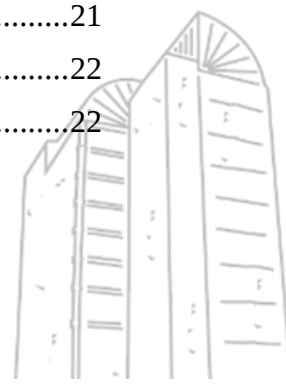
Dr. Rafael Alberto Fonseca Correa

Director del Proyecto

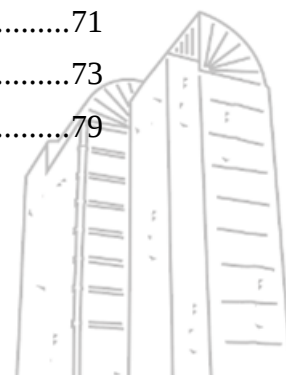


TABLA DE CONTENIDO

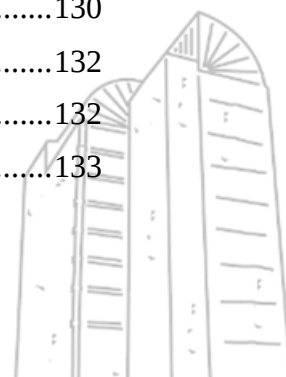
Resumen	14
Abstract	14
1. INTRODUCCIÓN.....	15
2. GENERALIDADES.....	16
2.1. INFORMACIÓN DEL MUNICIPIO	16
2.1.1. Vías de acceso	16
2.1.2. Economía.....	16
2.1.3. Salud.....	17
2.1.4. Educación	17
2.1.5. Estado actual.....	17
2.2. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	18
2.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO	19
2.3.1. Objetivo general.....	19
2.3.2. Objetivos específicos	19
2.4. DELIMITACIÓN	19
2.4.1. Espacio	19
2.4.2. Contenido	19
2.4.3. Alcance.....	19
2.4.4. Localización	19
3. MARCO TEÓRICO	20
3.1. AGUA CRUDA.....	21
3.2. AGUA POTABLE.....	21
3.3. COLOIDES	21
3.4. NÚMERO DE FROUDE	21
3.5. PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE.....	21
3.5.1. Captación.....	21
3.5.1.1. Bocatoma.....	21
3.5.1.1.1. Bocatoma de fondo	21
3.5.2. Aducción	22
3.5.3. Floculación	22



3.5.4.	Desarenador	22
3.5.5.	Filtración	23
3.5.6.	Cloración	23
3.5.7.	Tanque de almacenamiento	23
3.5.8.	Conducción.....	23
4.	MARCO LEGAL	23
5.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	25
6.	ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN	51
6.1.	MÉTODO LINEAL.....	53
6.2.	MÉTODO GEOMÉTRICO	54
6.3.	POBLACIÓN FINAL.....	54
7.	CONSUMO DE AGUA	55
8.	DOTACIÓN NETA	56
9.	PERDIDAS DE AGUA EN LA RED	57
10.	DOTACIÓN BRUTA.....	57
11.	CAUDALES DE DISEÑO	57
11.1.	CAUDAL MEDIO DIARIO (L/seg)	58
11.2.	FACTORES DE MAYORACIÓN (K1) Y (K2).....	58
11.3.	CAUDAL MÁXIMO DIARIO (L/seg)	58
11.4.	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (L/seg)	58
12.	FUENTE DE ABASTECIMIENTO	59
13.	CALIDAD DEL AGUA	60
14.	DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA	63
14.1.	DISEÑO DEL CANAL DE DERIVACIÓN	63
14.2.	BOCATOMA	64
14.2.1.	bocatoma de fondo	64
14.2.1.1.	Diseño de la presa.....	64
14.2.1.2.	Ancho del canal de aducción en la bocatoma	65
14.2.1.3.	Cámara de recolección de la bocatoma	68
14.2.1.4.	Vertedero de excesos de la cámara de recolección	71
14.3.	ADUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA AL DESARENADOR.....	73
14.4.	DESARENADOR	79



14.4.1.	Recomendaciones.....	80
14.4.2.	Diseño de sedimentador.....	81
14.4.3.	Conducción del desarenador a aireador por bombeo	92
14.4.4.	aireación.....	95
14.4.5.	Mezcla rápida.....	99
14.4.6.	Coagulación	99
14.5.	MEZCLADOR HIDRÁULICO (CANALETA PARSHALL-RESALTO HIDRÁULICO)	99
14.5.1.	Canaleta parshall	100
14.5.2.	Floculador horizontal.....	105
14.5.2.1.	Sector 3	105
14.5.2.2.	Sector 2	107
14.5.2.3.	Sector 1	108
14.6.	SEGUNDO SEDIMENTADOR	110
14.7.	FILTRADOR	114
14.8.	CONDUCCIÓN DEL SEDIMENTADOR AL TANQUE DE SUCCIÓN	121
15.	ruta del agua.....	126
15.1.	CANAL DE DERIVACIÓN	126
15.2.	CAPTACIÓN	126
15.3.	ADUCCIÓN.....	126
15.4.	DESARENADOR	126
15.5.	CONDUCCIÓN	126
15.6.	COAGULACIÓN.....	126
15.7.	FLOCULACIÓN.....	127
15.8.	SEDIMENTACIÓN	127
15.9.	FILTRACIÓN	127
15.10.	CLORACIÓN	127
16.	PROCEDIMIENTO DE TRATAMIENTO.....	128
17.	CONCLUSIONES.....	129
18.	BIBLIOGRAFÍA.....	130
19.	PLANOS	132
19.1.	BOCATOMA	132
19.2.	DESARENADOR	133



19.3.	AIREADOR	134
19.4.	CANAleta PARSHALL.....	135
19.5.	FLOCULADOR	136
19.6.	SEDIMENTADOR.....	137
19.7.	FILTRO.....	138



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Normas dictadas para el correcto tratamiento y distribución del agua potable. Fuente: Decreto 0330 de 2017 Reglamento Técnico RAS	24
Tabla 2 Áreas de las subcuencas presentes en el Rio Atrato. Fuente: Modelación Hidrológica de la cuenca alta del río Atrato mediante HEC-HMS, para la determinación de caudales máximos. Tomado de: https://repository.usta.edu.co/handle/11634/371	26
Tabla 3 Área Aferente por cada estación hidrológica seleccionada. Fuente: ArcGIS 10.8	27
Tabla 4 Área Aferente por cada estación hidrológica seleccionada. Fuente: propia	28
Tabla 5 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia	29
Tabla 6 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia	29
Tabla 7 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia	30
Tabla 8 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia	30
Tabla 9 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Rio Sucio Fuente: propia	31
Tabla 10 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación La Nueva. Fuente: propia	31
Tabla 11 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Bajira. Fuente: propia	32
Tabla 12 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Domingodo. Fuente: propia	32
Tabla 13 Precipitación máxima diaria por duración de lluvia y frecuencia de la misma distribuida por polígonos de Thiesen. Fuente: propia	33
Tabla 14 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 2 años de Retorno Fuente: propia	33
Tabla 15 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 5 años de Retorno Fuente: propia	34
Tabla 16 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 10 años de Retorno Fuente: propia	35
Tabla 17 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 25 años de Retorno Fuente: propia	36
Tabla 18 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 50 años de Retorno Fuente: propia	37
Tabla 19 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 100 años de Retorno Fuente: propia	38
Tabla 20 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 500 años de Retorno Fuente: propia	39
Tabla 21 Cambio de variable de regresión Potencial a diferentes periodos de retorno Fuente: propia	40

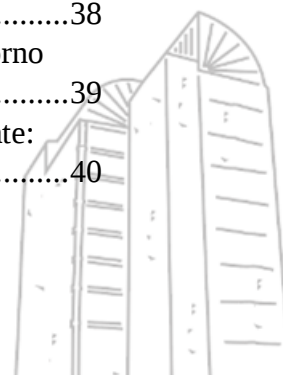


Tabla 22 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia para diferentes periodos de retorno Fuente: propia	40
Tabla 23 Tabla de intensidades-tiempo de duración. Fuente: propia	42
Tabla 24 Parámetros físicos del Rio Atrato y sus principales afluentes. Fuente: Martinez E. 2014. instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM. Tomado de: file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Escritorio/2014edisonmartinez.pdf	42
Tabla 25 Parámetros de Hietogramas de precipitación para un periodo de retorno de 2 años Fuente: propia	44
Tabla 26 Hietograma de precipitación para un periodo de Retorno de 2 años Fuente: propia ...	45
Tabla 27 Capa vegetal de la microcuenca. Fuente: Propia.....	48
Tabla 28 Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII $e=0.25$. Fuente: Manual de Drenaje de carreteras Instituto Nacional de Vías (2009)	48
Tabla 29 Caudal según el tiempo de retención igual a 100 minutos en Software HEC – HMS 4.6 Fuente: Propia	50
Tabla 30 Comparativo de crecimiento de población en Rio Sucio Choco entre el 2018 y 2005. Fuente: https://www.dane.gov.co/files/censo2018/informacion-tecnica/presentaciones-territorio/190806-CNPV-presentacion-Choco.pdf	52
Tabla 31 viviendas personas y hogares. Fuente: https://geoportal.dane.gov.co/geovisores/	52
Tabla 32 Consumo por persona. Fuente: Decreto 0330 de 2017 Reglamento Técnico RAS	56
Tabla 33 Dotación neta por altura. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS.....	56
Tabla 34 Dotación Neta para consumo residencial. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS.....	56
Tabla 35 Coeficientes de mayoración. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS	58
Tabla 36 Caudales de diseño según la estructura. Fuente: propia	59
Tabla 37 Calidad del agua del Rio Atrato. Fuente: Harol E. Triana, (2013). Ministerio del medio ambiente y desarrollo. Pg: 19. Tomado de: http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf	61
Tabla 38 Comparativa de calidad de agua del rio Atrato con la normativa técnica colombiana. Fuente: http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf	61
Tabla 39 Comparativa de calidad de agua del rio Atrato con la normativa técnica colombiana. Fuente: http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf	62
Tabla 40 Coeficiente de rugosidad de manning. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.	74
Tabla 41 Relaciones hidráulicas para conductos circulares. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.....	76
Tabla 42 Viscosidad cinemática del agua. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.	82
Tabla 43 Numero de Hazen : López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados	83
Tabla 44 Conducción de desarenador a aireador por bombeo. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.....	92
Tabla 45 Determinación del ancho de la garganta W en función al caudal. Fuente: Jairo A. Romero (2004), Tratamiento de aguas.....	100

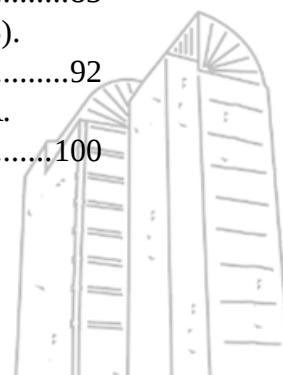


Tabla 46 Dimensiones mínimas de la canaleta parshall. Fuente: Jairo A. Romero (2004), Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño.	101
Tabla 47 Características de filtración convencional. Fuente: decreto 0330 del 2017.....	115
Tabla 48 Potabilización de Aguas. Fuente: Jairo Alberto Romero.....	116
Tabla 49 Potabilización de Aguas. Fuente: Jairo Alberto Romero.....	118
Tabla 50 Coeficiente de rugosidad de Manning. Fuente: Elementos para acueductos y alcantarillados López Cualla	121
Tabla 51 Relaciones hidráulicas para conductos circulares. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.....	122



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de la ubicación de Rio Sucio en el departamento del Chocó. Fuente: https://www.humanitarianresponse.info/sites/www.humanitarianresponse.info/files/assessments/140715%20Informe%20Final%20MIRA%20Riosucio.pdf	16
Figura 2 Vista satelital de Rio Sucio-choco. Fuente: https://www.google.com/maps?q=rio+sucio+choco&rlz=1C1CHBF_esCO840CO840&um=1&ie=UTF-8&sa=X&ved=2ahUKEwiJhKSftp7sAhWHjVkKHdbrA6MQ_AUoAXoECBsQAw	18
Figura 3 ubicación de la PTAP en el municipio. Fuente: https://www.google.com/maps?q=rio+sucio+choco&rlz=1C1CHBF_esCO840CO840&um=1&ie=UTF-8&sa=X&ved=2ahUKEwiJxICe46LsAhWG1VvKHS-hD0kQ_AUoAXoECBkQAw	20
Figura 4 Bocatoma de fondo. Fuente: https://www.slideshare.net/WilfridoMenesesGelvis/6-estructuras-de-captacin-72501799	22
Figura 5 Área aferente de estaciones hidrológicas en la subcuenca de Rio Sucio por medio de Polígonos de Thiessen . Fuente: ArcGIS 10.8.....	27
Figura 6 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 2 años de Retorno Fuente: propia	34
Figura 7 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 5 años de Retorno Fuente: propia	35
Figura 8 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 10 años de Retorno Fuente: propia	35
Figura 9 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 25 años de Retorno Fuente: propia	36
Figura 10 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 50 años de Retorno Fuente: propia	37
Figura 11 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 100 años de Retorno Fuente: propia	38
Figura 12 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 500 años de Retorno Fuente: propia	39
Figura 13 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia para diferentes periodos de retorno Fuente: propia	41
Figura 14 curvas IDF de la cuenca. Fuente: propia	42
Figura 15 Perfil de elevación del Rio Atrato. Fuente: Martinez E. 2014. instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM. Tomado de: file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Escritorio/2014edisonmartinez.pdf	42
Figura 16 Hietograma de precipitación para un periodo de Retorno de 2 años Fuente: propia ..	44
Figura 17 Definición de parámetros y metodología SCS para construcción de Hidrograma unitario por medio de Software HEC-HMS 4.6 Fuente: propia	46
Figura 18 Delimitación de cuenca por medio de Software HEC-HMS 4.6 Fuente: propia	46
Figura 19 Caracterización de suelo Hidrológico Fuente: Manual de Drenaje de carreteras (2006)	46
Figura 20 Escorrentía media Anual Rio Sucio Choco Fuente: IDEAM	47

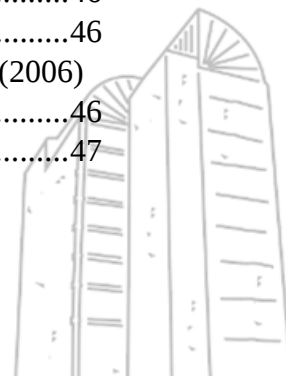


Figura 21 Capa vegetal de la microcuenca. Fuente: Propia	47
Figura 22 Parámetro de numero de curva de escorrentía en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia	49
Figura 23 Caudal máximo en subcuenca Rio Sucio por medio de metodología de Hidrograma Unitario SCS en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia	49
Figura 24 Hidrograma de Subcuenca Rio Sucio en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia.....	50
Figura 25 Sección Transversal de canal de recolección Fuente: Propia	51



Resumen

Rio Sucio, un municipio colombiano localizado en el departamento del Chocó presenta problemas para brindar el servicio de agua potable a sus residentes debido a que carece de una infraestructura hidráulica en su cabecera municipal especializada para su tratamiento, situación que los obliga a consumir regularmente agua de mala calidad ocasionando así una afectación a su salud y como un problema que merece atención, el presente documento plantea el diseño funcional de una planta de tratamiento de agua potable (PTAP) en este lugar cuya finalidad sería el tratamiento del agua que los habitantes usan para su consumo con el objetivo de potabilizarla y brindarla a la comunidad generando así una mejora a su calidad de vida.

Abstract

Rio Sucio, a Colombian municipality located in the department of Chocó, presents problems in providing drinking water service to its residents due to the lack of a specialized hydraulic infrastructure for its treatment, a situation that forces them to regularly consume poor quality water, thus causing an effect on their health and as a problem that deserves attention, this document raises the functional design of a drinking water treatment plant (PTAP) in this place whose purpose would be to treat the water that the inhabitants use for their consumption with the objective of making it drinkable and providing it to the community, thus generating an improvement in their quality of life.



1. INTRODUCCIÓN

El recurso hídrico es un insumo fundamental para la subsistencia de la vida humana en el planeta puesto que resulta un elemento crucial no solo para el correcto funcionamiento económico e industrial de la sociedad, sino que también resulta en un eje elemental para el adecuado desarrollo de la vida humana, por lo tanto, su contaminación plantea serias amenazas a sus consumidores ya que la recurrente ingesta de agua sin tratamiento y de baja calidad provoca diversas enfermedades de carácter gastrointestinal que podrían desencadenar en la muerte. Desde esta visión se considera entonces al agua potable como un derecho humano del cual todos deben tener acceso y en este sentido es importante el papel que juega el gobierno para garantizar el acceso a este bien.

En general, en el departamento del chocó se evidencia la problemática anteriormente mencionada puesto que siempre ha sufrido a lo largo del tiempo la ausencia y cobertura de agua potable y un claro ejemplo de esta situación lo presenta el municipio de Rio Sucio (chocó) puesto que carece de una infraestructura hidráulica que permita tratar y purificar el agua contaminada que los habitantes se ven obligados a consumir.

Con base a lo anterior y con el objetivo de desarrollar un proyecto enfocado en garantizar el derecho al agua potable, preservar la salud y brindar una buena calidad de vida a sus pobladores, el presente trabajo de grado está enfocado en desarrollar el “DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE EN EL MUNICIPIO DE RIO SUCIO- CHOCO” la cual asegurará si llegase a ser implementada el cumplimiento de las metas propuestas.

Este proyecto se realizará de acuerdo con los requisitos estipulados por la resolución 0330 del 2017 decreto encargado de establecer los parámetros de dichas obras y los cálculos utilizados para su diseño se basaron en su mayoría del libro de López Cualla (López R.A, (1995), *elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*, Colombia- Bogotá D.C, escuela colombiana de ingeniería).

Finalizada la propuesta de diseño se espera que las autoridades encargadas del municipio adopten e implementen este proyecto con el fin de beneficiar a la población.



2. GENERALIDADES

2.1. INFORMACIÓN DEL MUNICIPIO

El municipio de Riosucio se encuentra localizado al norte del departamento del Chocó en la región del bajo Atrato del Urabá chocoano (ver figura 1); limita al norte con Panamá y el municipio de Unguía, al oriente con Turbo y Mutatá (ambos pertenecientes al departamento de Antioquia), por el sur con los municipios de Carmen del Darién y bahía Solano y por el occidente con el municipio de Juradó y la provincia del Darién. Tiene una superficie aproximada de 9138 Km² y una temperatura promedio de 28°C, con una población total aproximada de 48.257 habitantes de los cuales 12.772 habitan en su cabecera municipal según el último censo del DANE realizado en el 2018 (*DANE (2018) Resultados censo poblacional de población y vivienda en Riosucio*. Tomado de: <https://www.dane.gov.co/files/censo2018/informacion-tecnica/presentaciones-territorio/190806-CNPV-presentacion-Choco.pdf>).



Figura 1 Mapa de la ubicación de Riosucio en el departamento del Chocó. Fuente: <https://www.humanitarianresponse.info/sites/www.humanitarianresponse.info/files/assessments/140715%20Informe%20Final%20MIRA%20Riosucio.pdf>

2.1.1. Vías de acceso

El municipio tiene acceso por la carretera que lo comunica con el corregimiento de belén de bajará y algunos municipios de la región de Urabá en Antioquia la cual se encuentra en un deplorable estado.

2.1.2. Economía

Su principal actividad económica es la explotación agrícola, la forestal y la pecuaria; esta última es la que más personas ocupa y la que más divisas genera. Algunas otras actividades primarias son la ganadería extensiva y el cultivo de la palma africana.



2.1.3. Salud

El municipio pese a tener una población total de 48.257 habitantes y de ser receptor de desplazados provenientes de municipios vecinos, no cuenta con un hospital con la complejidad para atender la demanda de la región. En su lugar solo se encuentra un centro de salud denominado centro de salud Juan Bautista Luna de Rio Sucio el cual carece de herramientas o elementos hospitalarios.

2.1.4. Educación

El 43.7% de la población residente en Rio Sucio ha alcanzado el nivel básico primario y el 22.5% secundaria; el 1.9% ha alcanzado el nivel profesional y el 0.8% ha alcanzado el nivel profesional y el 0.8% ha realizado estudios de especialización, maestría o doctorado. La población residente sin ningún tipo de nivel educativo es del 24.9%. (DANE (2010) *censo general perfil Rio Sucio*. Tomado de: <https://www.dane.gov.co/files/censo2005/perfiles/choco/riosucio.pdf>).

2.1.5. Estado actual

Las condiciones de vida en el territorio son precarias, sobresaliendo las barreras para acceder a los derechos civiles, económicos, sociales y en cierta medida culturales. El acceso, disponibilidad, calidad y aceptabilidad de los servicios de salud, servicios públicos, vías de acceso es insuficiente para garantizar el goce y disfrute de estos. No hay medios de vida que les permitan garantizar unas condiciones dignas, no tienen acceso a agua potable y la presencia estatal en este lugar es inexistente, la única presencia que las comunidades identifican es la de la Fuerza Pública a través del Ejército y la presencia de grupos armados al margen de la ley.



2.2. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Actualmente en la cabecera municipal de Rio Sucio habitan 12.772 habitantes de los cuales el 100% no cuenta con la disponibilidad de agua potable en sus casas y al estar asentados en la margen derecha del río Atrato (ver figura 2), es este mismo río el que arremete constantemente contra el poblado la mayor parte del año, inundando sus calles, locales y casas, siendo los habitantes quienes al no tener acceso al agua potable utilizan estas aguas para el consumo humano, la disposición de desechos fisiológicos y demás actividades domésticas generando así su contaminación y la proliferación de agentes patógenos nocivos para la salud que repercuten en numerosas enfermedades. (Rodríguez K., 2008. *Rio sucio, el municipio que vive con el agua al cuello. El espectador*, pg 1-2).



Figura 2 Vista satelital de Rio Sucio-choco. Fuente:

https://www.google.com/maps?q=rio+sucio+choco&rlz=1C1CHBF_esCO840CO840&um=1&ie=UTF-8&sa=X&ved=2ahUKEwiJhKSftp7sAhWHjVvKHdbrA6MQ_AUoAXoECBsQAw

Por todos los problemas anteriormente planteados, este proyecto busca desarrollar una propuesta enfocada en mejorar el nivel de la calidad de vida de los riosuceños y adicionalmente preservar el cuidado al medio ambiente. Para su obtención se plantea desarrollar una propuesta de diseño de una PTAP que permitirá darle solución a esta principal problemática.

Por lo tanto, la pregunta de investigación que mejor puede englobar la pertinencia del proyecto puede estar formulada de la siguiente manera: ¿Cómo a partir de la implementación de una PTAP se puede mejorar la calidad de vida de los habitantes de rio sucio?



2.3.OBJETIVOS DEL PROYECTO

2.3.1. Objetivo general

- Realizar el diseño de una Planta de Tratamiento de agua Potable para la cabecera municipal de Rio Sucio Choco.

2.3.2. Objetivos específicos

- Elaborar el estudio hidrológico en la zona de afluencia del municipio con el objetivo de determinar y evaluar las posibles fuentes hídricas que se tomarán para la ejecución del proyecto.
- Desarrollar los cálculos correspondientes para la elaboración del diseño de las obras de captación, conducción y tratamiento del agua cruda.
- Realizar los planos correspondientes a las obras de captación conducción y tratamiento del agua.

2.4.DELIMITACIÓN

2.4.1. Espacio

El proyecto se realizará en el municipio de Rio Sucio el cual se encuentra localizado en la región del bajo Atrato y el Darién dentro del departamento del choco.

2.4.2. Contenido

El proyecto contiene el diseño de una planta de tratamiento de agua potable con sistema de captación de bocatoma de fondo.

2.4.3. Alcance

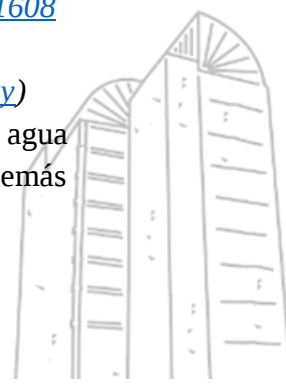
El alcance de este proyecto contempla netamente el diseño hidráulico de las obras de captación, conducción y tratamiento del agua.

2.4.4. Localización

Desde el punto de vista ambiental y según las disposiciones dictaminadas por la unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres de Colombia UNGRD (UNGRD (2018). *Criterios ambientales para la localización de infraestructuras* (Anexo: 10). Tomado de:

<https://repositorio.gestiondelriesgo.gov.co/bitstream/handle/20.500.11762/20013/160805%20ANEXO%2010%20-%20CRITERIOS%20LOCALIZACION%20OBRAS.pdf?sequence=10&isAllowed=y>)

para la ubicación de obras de ingeniería hidráulica como, plantas de tratamiento de agua potable y residual, estaciones de bombeo, tanques de almacenamiento y demás



estructuras relacionadas al tema se requiere cumplir ciertos criterios ambientales con el fin de evitar un impacto negativo al ecosistema; teniendo esto presente los criterios que se tuvieron en cuenta para la ubicación de la planta de tratamiento de agua potable del proyecto fueron los siguientes:

- No debe ubicarse dentro de una ronda mínima de 30 metros al borde de cuerpos de agua natural.
- La obra preferiblemente debe ubicarse en las zonas definidas en los Planes de Ordenamiento Territorial del municipio.
- La obra debe ubicarse en sitios donde preferiblemente se pueda realizar sin problema el suministro a la red por gravedad.
- No debe ubicarse en zonas de importancia ambiental como humedades, parques naturales y áreas de reserva ambiental.

De acuerdo con lo anterior se determinó que el proyecto se localizará específicamente en las coordenadas 7°25'11.5 °N 77°06'21.3'W del municipio tal y como se muestra en la figura 3.



Figura 3 ubicación de la PTAP en el municipio. Fuente:

https://www.google.com/maps?q=rio+sucio+choco&rlz=1C1CHBF_esCO840CO840&um=1&ie=UTF-8&sa=X&ved=2ahUKEwiJxICe46LsAhWG1VkKHS-hD0kQ_AUoAXoECBkQAw

3. MARCO TEÓRICO

Para lograr una mejor comprensión de lo que trata el proyecto se deberán tener claros algunos conceptos que están directamente relacionados con el tema en cuestión.



3.1.AGUA CRUDA

El agua cruda es el nombre que recibe el agua que no ha recibido ningún tipo de tratamiento y que generalmente se encuentra en las fuentes naturales.

3.2.AGUA POTABLE

El agua potable es aquella que es apta para el consumo sin llegar a producir efectos adversos en la salud de los individuos, por lo general debe cumplir con los requisitos físicos, químicos y microbiológicos estipulados por la ley para ser aceptada como tal.

3.3.COLOIDES

Partículas de tamaño microscópico que se encuentran dentro de un medio acuoso.

3.4.NÚMERO DE FROUDE

Es un número adimensional que relaciona el efecto de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad que actúan sobre un fluido.

3.5.PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

Las plantas de tratamiento de agua potable (PTAP) son un conjunto de estructuras, equipos y materiales que sirven para ajustar las características tanto físicas, químicas y microbiológicas del agua cruda con el objetivo de volverla apta para el consumo humano.

El procedimiento de potabilización del agua en una PTAP se lleva a cabo por varios pasos los cuales son:

3.5.1. Captación

El término de captación se refiere a la acción de recolectar el agua directamente de una fuente hídrica natural por medio de una estructura especializada para tal fin que comúnmente recibe el nombre de bocatoma.

3.5.1.1.Bocatoma

Las bocatomas son obras hidráulicas cuya función principal es regular y captar un caudal determinado de agua, estas nos permiten tomar el agua de los ríos directamente, garantizando que la cantidad de agua tomada sea constante.

Existen varios tipos de bocatomas que se pueden emplear para la captación de agua en un río y el criterio que existe para la selección de algún tipo depende de la cantidad de agua que requiera la comunidad.

3.5.1.1.1. Bocatoma de fondo

La bocatoma de fondo consta de una presa, con cota superior al mismo nivel de la cota de fondo del río, construida generalmente en concreto y dentro de la que se encuentra el canal de colector.



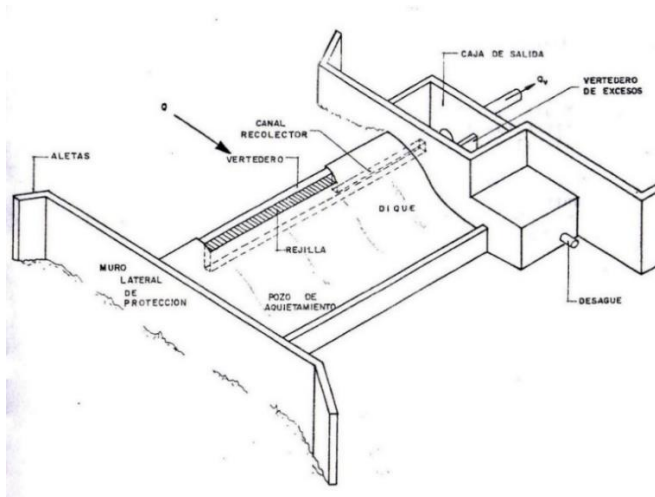


Figura 4 Bocatoma de fondo. Fuente: <https://www.slideshare.net/WilfridoMenesesGelvis/6-estructuras-de-captacin-72501799>

3.5.2. Aducción

Acto de conducir o transportar el agua cruda ya sea a flujo libre o a presión desde el origen de la captación hasta el desarenador.

3.5.3. Floculación

Es un proceso químico el cual consta en adicionar al agua ya filtrada una sustancia denominada floculante, esta sustancia permite que se aglutinen los coloides presentes en el agua facilitando de esta manera su decantación. Desde el punto de vista operativo, en la floculación se consiguen partículas coaguladas de tamaño submicroscópico en otras suspendidas, discretas y visibles. En esta fase las partículas tienen un tamaño suficiente para sedimentar rápidamente por efecto de la gravedad.

3.5.4. Desarenador

Es el nombre de la estructura diseñada especialmente para retener las arenas, gravas y demás partículas pesadas que estén presentes en el agua por acción de la gravedad.

Los desarenadores generalmente se sitúan lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de las arenas. Se puede ayudar el proceso de sedimentación mediante coagulación, con lo cual se logra que las partículas más pequeñas se aglomeren y sedimenten a una velocidad mayor.

El desarenador se divide por las siguientes zonas.

- Cámara de aquietamiento
- Entrada al desarenador
- Zona de sedimentación
- Salida del desarenador



3.5.5. Filtración

Proceso de separación de las partículas sólidas de un líquido por medio de un material poroso denominado filtro. La técnica consiste en hacer pasar la mezcla sobre dicho material el cual permitirá el paso del líquido, pero la retención de las partículas.

3.5.6. Cloración

Al agua tratada se le agrega una dosis baja de cloro el cual se encarga de eliminar aquellos microorganismos vivos y garantizar que el agua continúe desinfectada por más tiempo.

3.5.7. Tanque de almacenamiento

El tanque de almacenamiento es una estructura con dos funciones: almacenar la cantidad suficiente de agua para satisfacer la demanda de una población y regular la presión adecuada en el sistema de distribución.

3.5.8. Conducción

Sistema de tuberías que conducen el agua tratada desde el desarenador al resto de la planta, tanque de regulación o directamente a la red de distribución.

4. MARCO LEGAL

La normatividad contemplada para la elaboración del diseño de la PTAP se basó en EL REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (Decreto 0330 del 2017) y las Normativa del Gobierno de la Republica de Colombia.

- Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Alcantarillado “Decreto 0330 del 2017”, Teniendo en cuenta el Capítulo A.4 numerales A.4.7 y A.4.8.
- Norma Técnica Colombiana NTC 4490, Referencias Documentales para Fuentes de Información Electrónicas.
- Norma Técnica Colombiana NTC 1486, Documentación. Presentación de tesis, Trabajos de Grado y otros Trabajos de Investigación.
- Norma Técnica Colombiana NTC 5613, Referencias Bibliográficas. Contenido, Forma y Estructura.
- Resolución 2320 de 2009, por la cual se modifica parcialmente la resolución 1096 del 2000 que adopta el reglamento técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.



- Decreto 1575 de 2007, por el cual se establece el sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.

Resolución 2115 de 2007, por medio del cual se señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.

*Tabla 1 Normas dictadas para el correcto tratamiento y distribución del agua potable. Fuente: Decreto 0330 de 2017
Reglamento Técnico RAS*

AÑO	PRESENTACIÓN	TÍTULO	OBJETO
1998	Decreto No. 475 de Marzo 10	Normas técnicas de calidad del agua potable	Este decreto contiene las normas organolépticas, físicas, químicas, y microbiológicas de la calidad del agua potable o agua segura. Se dan los valores admisibles del contenido de las diferentes características que puede contener el agua, sin que ésta llegue a tener implicaciones sobre la salud humana o en algunos casos implicaciones económicas. También se presentan las pruebas de laboratorio mínimas que las personas que presentan el servicio público de acueducto deben aplicar al agua, y las obligaciones de quienes estén a cargo del suministro del agua potable.
2000	Resolución No. 1096 del 17 de noviembre	Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS.	Este reglamento tiene por objetivo señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y saneamiento Básico y sus actividades complementarias, señaladas en el artículo 14, numerales 14, 19, 14.22, 14.23, y 14.24 de la Ley 142 de 1994, que adelantan las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo a quien haga sus veces.
2002	Decreto No.849 de Abril 30	Reglamento del artículo 78 de la Ley 715 de 2001	El objetivo del presente decreto reglamentario es definir los requisitos que deben cumplir los Municipios y distritos en materia de agua potable y saneamiento básico, y los procedimientos que deben seguir dichos entes y la superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, SSPD, para la expedición de la certificación que permita el cambio de la destinación de los recursos que la Ley 715 de 2001 ha estipulado inicialmente para el desarrollo y ejecución de las competencias asignadas en agua potable y saneamiento básico, así como la definición de las obras elegibles a ser financiadas con dichos recursos.



5. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para determinar si la propuesta de diseño de la planta de tratamiento de agua potable sería completamente funcional en este municipio es necesario elaborar un estudio hidrológico de la zona, puesto que este documento permitirá saber a ciencia cierta si el afluente de donde se captara el agua tiene la capacidad de abastecer la demanda requerida por la población inclusive en tiempos de sequía.

Se realizará la captación del río Atrato, este río nace en la Cordillera Occidental en los Altos de la Concordia y los Farallones del Citará a 3.700 msnm en el cerro de Caramanta en el municipio del Carmen de Atrato (Chocó). Es considerado uno de los ríos más caudalosos del mundo (hasta 5000 m³ /seg), la longitud de su cauce es de 750 Km, tiene una profundidad media de 11 m y un ancho promedio es de 282 m. Recibe más de 150 ríos y 300 quebradas y es navegable durante todo el año en 508 Km por embarcaciones hasta de 200 toneladas. La cuenca se encuentra delimitada al este por la cordillera Occidental y al oeste por las serranías del Baudó y del Darién, al sur se haya la divisoria de aguas con el río San Juan definida por el istmo de Isthmina. La desembocadura del río Atrato se encuentra en el Golfo de Urabá, sobre el mar Caribe, donde forma un complejo sistema deltaico. Casi toda la cuenca pertenece al departamento del Chocó y una pequeña parte al departamento de Antioquia.

El sistema hídrico del Río Atrato comprende de una gran cantidad de subcuencas producto de su elevado número de afluentes, donde específicamente en esa zona se encuentran las subcuencas de Río Sucio, la subcuenca del Río Curvaradó y la subcuenca del río Truandó.

La cuenca del Curvaradó tiene un área de 2923.4 Km² y nace en los límites del departamento de Antioquia y Chocó, proveniente del Caño Biraja en la región de Antioquia en el municipio de Mutata y desemboca en el río Atrato a la altura del municipio de Curvaradó en la parte sur oriental de la zona rural de río Sucio.

La cuenca del río Truandó tiene un área de 2923.4 Km² y nace aproximadamente a unos 50 Km al suroccidente del municipio Domingodó a 200 metros sobre el nivel del mar y desemboca en el Río Atrato en el municipio de Río Sucio en su cabecera municipal y la cuenca abarca la zona Sur occidental del territorio y de la zona rural de Río Sucio.

La cuenca de Río Sucio es la más importante del territorio con un área de 5375.6 Km² y nace de una serie de canales y caños ubicados al norte del río Curvarado cerca a el límite con el departamento de Antioquia y Chocó, desemboca en el municipio de Río Sucio en su cabecera municipal y la cuenca abarca la zona sur oriental del territorio. (IGAG (2016) *Río Sucio, uno de los municipios en donde renacerá la paz*. Tomado de: <https://igac.gov.co/es/noticias/riosucio-uno-de-los-municipios-del-choco-en-los-que-renacera-la-paz>).

Para el desarrollo del estudio hidrológico se identificaron las subcuencas de los ríos tributarios que más aportaban a el Río Atrato en ese punto con ayuda del geoportal de Ideam y se obtuvo el área de las subcuencas por medio de una Modelación Hidrológica realizada en



una Tesis de Grado en convenio con el Ideam, donde se le suministraron los datos anteriormente mencionados tal y como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2 Áreas de las subcuencas presentes en el Río Atrato. Fuente: Modelación Hidrológica de la cuenca alta del río Atrato mediante HEC-HMS, para la determinación de caudales máximos. Tomado de: <https://repository.usta.edu.co/handle/11634/371>

Subcuenca	Área (km ²)
R. Alto Atrato	1667.8
Río Andágueda	901.8
R. Quito	1816.6
R. Beba	2598.5
R. Munguido	1245.9
Q. Curiquido	270.5
R. Negua	809.5
R. Bete	773.5
R. Arquía	1605.2
R. Murri	3471.9
R. Bojaya	1819.9
R. Napipí	1119.6
R. Murindo	2655.7
R. Sucio	5375.6
R. Salaquí	5844.0
R. Curbaradó	2923.4
R. Truando	2923.4

Se procedió a buscar las estaciones hidrogeológicas más cercanas al municipio de Río Sucio con el fin de obtener información sobre las precipitaciones en la zona, además que tuvieran información relevante como curvas IDF para proceder a hallar el caudal máximo.

Se identificaron 4 estaciones hidrológicas cercanas a el punto de captación de agua las cuales permitieron determinar las curvas IDF (Intensidad, duración y frecuencia) en la zona basándonos en registros de valores mensuales de precipitación máxima en 24 horas para cada año.

Se identificaron 4 estaciones hidrológicas. La estación de Río Sucio No. 11120040 ubicada en el casco urbana del municipio de Río Sucio Chocó coordenadas Este: 267442.14 Norte: 821813.359, la estación La Nueva No. 11127010 ubicada sobre el río Truando con coordenadas Este: 262789.247 Norte: 808719.399 , la estación Domingodo No.1110020 ubicada sobre el río Atrato en el corregimiento de Domingodo cooredenadas Este: 275412.3 Norte: 793998.5 y la estación de Bajirá No 11147020 en límites con el departamento de Antioquia con coordenadas Este:312885.201 Norte: 813309.93.

Por medio del Software ArcGis 10.8 se delimitó la microcuenca del punto de captación basándonos en las curvas de nivel y los ríos disponibles como Shapefiles en la página del Agustín Cadazzi, con los que se creó un archivo Rasterfill se determinó la dirección del flujo, se determinó la acumulación de flujo y con la herramienta Watershed se realiza la delimitación de la cuenca

Ademas se determinó el área aferente de cada una de las estaciones hidrológicas por medio de la herramienta de Poligonos de Thiessen.



MICROCUENCA Y POLIGONOS DE THIESSEN RIO SUCIO

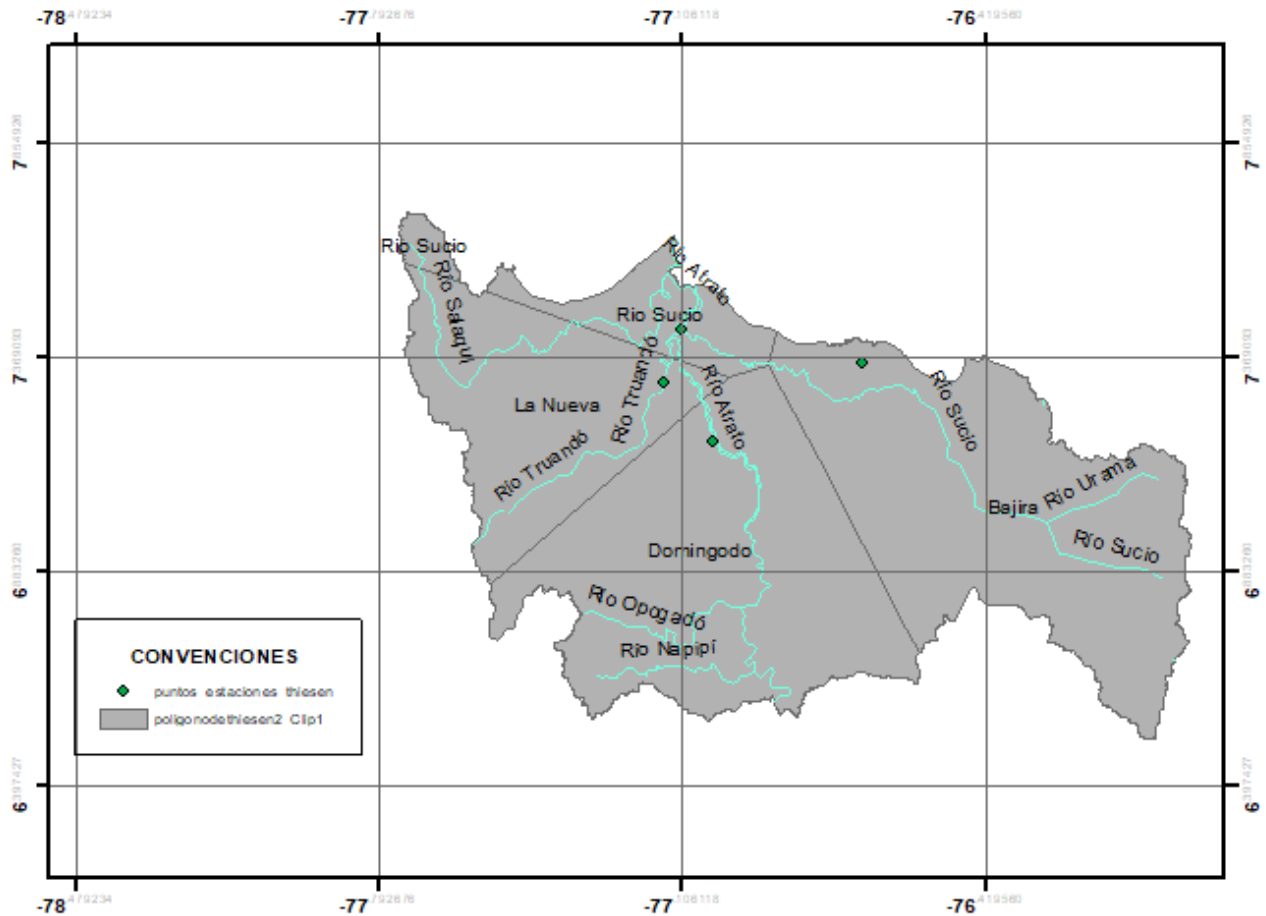


Figura 5 Área aferente de estaciones hidrológicas en la subcuenca de Rio Sucio por medio de Polígonos de Thiessen .
Fuente: ArcGIS 10.8

poligonode thiesen2_Clip1							
	FID *	Shape *	Id	Input_FID	Shape_Length	Shape_Area	Nombre
▶	4	Polygon	0	0	257855.447025	1081561367.415437	Rio Sucio
	1	Polygon	0	1	279827.188194	3039912721.254406	La Nueva
	3	Polygon	0	2	430402.419249	5491397006.687371	Bajira
	2	Polygon	0	3	394674.046645	5350397700.80037	Domingodo

Tabla 3 Área Aferente por cada estación hidrológica seleccionada. Fuente: ArcGIS 10.8



Tabla 4 Área Aferente por cada estación hidrológica seleccionada. Fuente: propia

Nombre	Area Km2	Porcentaje
Rio Sucio	1081.56137	7.22810893
La nueva	3039.91272	20.3158331
Bajira	5491.39701	36.6991804
Domingodo	5350.3977	35.7568775
Total	14963.2688	100

Teniendo en cuenta los datos históricos de precipitación máxima en 24 horas de cada estación por medio de la distribución de probabilidades pluviométricas de Gumbel se halló el cálculo de precipitaciones máximas probables para cada estación mediante las siguientes ecuaciones:

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			x_i	$(x_i - \bar{x})^2$

Cálculo variables probabilísticas				
	$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} =$	13.10	mm	

	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} =$	4.28	mm	
--	---	------	----	--

	$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s =$	3.34	mm	
--	---------------------------------------	------	----	--

	$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha =$	11.17	mm	
--	-----------------------------------	-------	----	--

Con la que se obtuvieron los siguientes resultados para las diferentes estaciones:



Rio Sucio: No. 11120040

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias					
	<i>Periodo Retorno</i>	<i>Variable Reducida</i>	<i>Precip. (mm)</i>	<i>Prob. de ocurrencia</i>	<i>Corrección intervalo fijo</i>
	<i>Años</i>	<i>YT</i>	<i>XT'(mm)</i>	<i>F(xT)</i>	<i>XT (mm)</i>
	2	0.3665	12.3971	0.5000	14.0087
	5	1.4999	16.1784	0.8000	18.2816
	10	2.2504	18.6819	0.9000	21.1106
	25	3.1985	21.8451	0.9600	24.6850
	50	3.9019	24.1918	0.9800	27.3367
	100	4.6001	26.5211	0.9900	29.9689
	500	6.2136	31.9038	0.9980	36.0513
$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$					

Tabla 5 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia

La Nueva: No. 11127010

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias					
	<i>Periodo Retorno</i>	<i>Variable Reducida</i>	<i>Precip. (mm)</i>	<i>Prob. de ocurrencia</i>	<i>Corrección intervalo fijo</i>
	<i>Años</i>	<i>YT</i>	<i>XT'(mm)</i>	<i>F(xT)</i>	<i>XT (mm)</i>
	2	0.3665	3.1842	0.5000	3.5981
	5	1.4999	11.8482	0.8000	13.3884
	10	2.2504	17.5845	0.9000	19.8705
	25	3.1985	24.8323	0.9600	28.0605
	50	3.9019	30.2092	0.9800	34.1364
	100	4.6001	35.5464	0.9900	40.1674
	500	6.2136	47.8797	0.9980	54.1041
$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$					

Tabla 6 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia



Bajira: No 11147020

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias					
Período Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	
Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)	
2	0.3665	13.9657	0.5000	15.7813	
5	1.4999	14.9484	0.8000	16.8917	
10	2.2504	15.5991	0.9000	17.6270	
25	3.1985	16.4212	0.9600	18.5559	
50	3.9019	17.0311	0.9800	19.2451	
100	4.6001	17.6364	0.9900	19.9292	
500	6.2136	19.0354	0.9980	21.5099	
$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$					

Tabla 7 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia

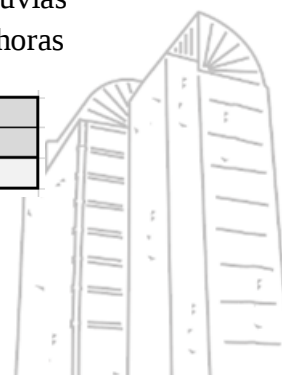
Domingo: No.1110020

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias					
Período Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	
Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)	
2	0.3665	14.8629	0.5000	16.7951	
5	1.4999	19.9394	0.8000	22.5315	
10	2.2504	23.3004	0.9000	26.3295	
25	3.1985	27.5472	0.9600	31.1283	
50	3.9019	30.6976	0.9800	34.6883	
100	4.6001	33.8248	0.9900	38.2220	
500	6.2136	41.0513	0.9980	46.3880	
$F_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$					

Tabla 8 Cálculo de las precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias. Fuente: propia

A continuación, se hallan los valores máximos para diferentes tiempos de duración de lluvias teniendo en cuenta los coeficientes de para las relaciones a la lluvia de duración de 24 horas

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00



Fuente: D. F. Campos A., 1978

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Rio Sucio:

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	14.0087	18.2816	21.1106	24.6850	27.3367	29.9689	36.0513
18 hr	X18 = 91%	12.7480	16.6362	19.2106	19.7480	24.8764	27.2717	32.8067
12 hr	X12 = 80%	11.2070	14.6253	16.8885	19.7480	21.8694	23.9751	28.8411
8 hr	X8 = 68%	9.5259	12.4315	14.3552	16.7858	18.5890	20.3788	24.5149
6 hr	X6 = 61%	8.5453	11.1518	12.8774	15.0579	16.6754	18.2810	21.9913
5 hr	X5 = 57%	7.9850	10.4205	12.0330	14.0705	15.5819	17.0823	20.5493
4 hr	X4 = 52%	7.2845	9.5064	10.9775	12.8362	14.2151	15.5838	18.7467
3 hr	X3 = 46%	6.4440	8.4095	9.7109	11.3551	12.5749	13.7857	16.5836
2 hr	X2 = 39%	5.4634	7.1298	8.2331	9.6272	10.6613	11.6879	14.0600
1 hr	X1 = 30%	4.2026	5.4845	6.3332	7.4055	8.2010	8.9907	10.8154

Tabla 9 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Rio Sucio Fuente: propia

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación La Nueva:

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	3.5981	13.3884	19.8705	28.0605	34.1364	40.1674	54.1041
18 hr	X18 = 91%	3.2743	12.1835	18.0821	22.4484	31.0641	36.5523	49.2347
12 hr	X12 = 80%	2.8785	10.7107	15.8964	22.4484	27.3091	32.1339	43.2833
8 hr	X8 = 68%	2.4467	9.1041	13.5119	19.0812	23.2127	27.3138	36.7908
6 hr	X6 = 61%	2.1949	8.1669	12.1210	17.1169	20.8232	24.5021	33.0035
5 hr	X5 = 57%	2.0509	7.6314	11.3262	15.9945	19.4577	22.8954	30.8393
4 hr	X4 = 52%	1.8710	6.9620	10.3326	14.5915	17.7509	20.8870	28.1341
3 hr	X3 = 46%	1.6551	6.1587	9.1404	12.9078	15.7027	18.4770	24.8879
2 hr	X2 = 39%	1.4033	5.2215	7.7495	10.9436	13.3132	15.6653	21.1006
1 hr	X1 = 30%	1.0794	4.0165	5.9611	8.4182	10.2409	12.0502	16.2312

Tabla 10 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación La Nueva. Fuente: propia

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Bajira:



Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	15.7813	16.8917	17.6270	18.5559	19.2451	19.9292	21.5099
18 hr	X18 = 91%	14.3609	15.3715	16.0405	14.8447	17.5130	18.1355	19.5741
12 hr	X12 = 80%	12.6250	13.5134	14.1016	14.8447	15.3961	15.9433	17.2080
8 hr	X8 = 68%	10.7313	11.4864	11.9863	12.6180	13.0867	13.5518	14.6268
6 hr	X6 = 61%	9.6266	10.3040	10.7524	11.3191	11.7395	12.1568	13.1211
5 hr	X5 = 57%	8.9953	9.6283	10.0474	10.5769	10.9697	11.3596	12.2607
4 hr	X4 = 52%	8.2063	8.7837	9.1660	9.6491	10.0074	10.3632	11.1852
3 hr	X3 = 46%	7.2594	7.7702	8.1084	8.5357	8.8527	9.1674	9.8946
2 hr	X2 = 39%	6.1547	6.5878	6.8745	7.2368	7.5056	7.7724	8.3889
1 hr	X1 = 30%	4.7344	5.0675	5.2881	5.5668	5.7735	5.9787	6.4530

Tabla 11 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Bajira. Fuente: propia

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Domingodo:

Tiempo de Duración	Cociente							
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	16.7951	22.5315	26.3295	31.1283	34.6883	38.2220	46.3880
18 hr	X18 = 91%	15.2835	20.5036	23.9598	24.9026	31.5664	34.7821	42.2131
12 hr	X12 = 80%	13.4360	18.0252	21.0636	24.9026	27.7507	30.5776	37.1104
8 hr	X8 = 68%	11.4206	15.3214	17.9041	21.1672	23.5881	25.9910	31.5438
6 hr	X6 = 61%	10.2450	13.7442	16.0610	18.9883	21.1599	23.3155	28.2967
5 hr	X5 = 57%	9.5732	12.8429	15.0078	17.7431	19.7723	21.7866	26.4411
4 hr	X4 = 52%	8.7334	11.7164	13.6913	16.1867	18.0379	19.8755	24.1217
3 hr	X3 = 46%	7.7257	10.3645	12.1116	14.3190	15.9566	17.5821	21.3385
2 hr	X2 = 39%	6.5501	8.7873	10.2685	12.1400	13.5284	14.9066	18.0913
1 hr	X1 = 30%	5.0385	6.7594	7.8988	9.3385	10.4065	11.4666	13.9164

Tabla 12 Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias Estación Domingodo. Fuente: propia

Teniendo en cuenta el área aferente hallada por polígonos de Thiessen se obtiene la precipitación máxima diaria de las 4 estaciones

DISTRIBUCIÓN DE ÁREA POR ESTACIONES				Área Total cuenca (km ²)
Rio Sucio	La nueva	Domingodo	Bajira	
1081.56137	3039.91272	5350.3977	5491.39701	14963.2688



Precipitación Máxima Diaria por Duración de lluvia y Frecuencia de la misma Distribuida por polígonos de Thiessen							
Tiempo de Duración	Precipitación máxima Pd (mm)						
	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	13.5405	18.2971	21.4463	25.4254	28.3773	31.3074	38.0784
18 hr	12.3219	16.6503	19.5161	20.3403	25.8233	28.4897	34.6513
12 hr	10.8324	14.6377	17.1570	20.3403	22.7018	25.0459	30.4627
8 hr	9.2076	12.4420	14.5835	17.2893	19.2965	21.2890	25.8933
6 hr	8.2597	11.1612	13.0822	15.5095	17.3101	19.0975	23.2278
5 hr	7.7181	10.4293	12.2244	14.4925	16.1750	17.8452	21.7047
4 hr	7.0411	9.5145	11.1521	13.2212	14.7562	16.2798	19.8008
3 hr	6.2286	8.4166	9.8653	11.6957	13.0535	14.4014	17.5161
2 hr	5.2808	7.1359	8.3641	9.9159	11.0671	12.2099	14.8506
1 hr	4.0622	5.4891	6.4339	7.6276	8.5132	9.3922	11.4235

Tabla 13 Precipitación máxima diaria por duración de lluvia y frecuencia de la misma distribuida por polígonos de Thiessen. Fuente: propia

Representación Matemática de las curvas de Intensidad – Duración – Periodo de Retorno

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

I = Intensidad (mm/hr)

t = Duración de la lluvia (min)

T = Período de retorno (años)

K,m,n = Parámetros de ajuste

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.5642	7.2724	-0.5724	-4.1625	52.8878
2	1080	0.6845	6.9847	-0.3790	-2.6472	48.7863
3	720	0.9027	6.5793	-0.1024	-0.6735	43.2865
4	480	1.1509	6.1738	0.1406	0.8679	38.1156
5	360	1.3766	5.8861	0.3196	1.8814	34.6462
6	300	1.5436	5.7038	0.4341	2.4762	32.5331
7	240	1.7603	5.4806	0.5655	3.0991	30.0374
8	180	2.0762	5.1930	0.7305	3.7937	26.9668
9	120	2.6404	4.7875	0.9709	4.6483	22.9201
10	60	4.0622	4.0943	1.4017	5.7391	16.7637
10	4980	16.7617	58.1555	3.5093	15.0227	346.9435
Ln (d) =	3.9356	d =	51.1903	n =	-0.6164	

Tabla 14 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 2 años de Retorno Fuente: propia



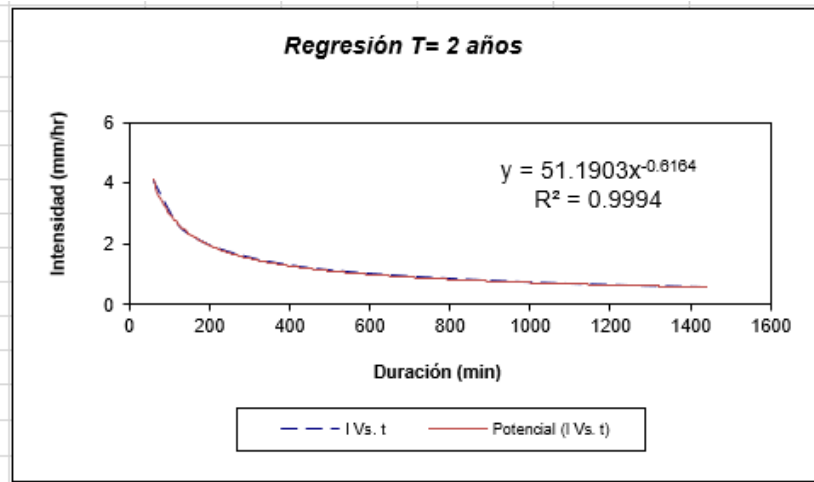


Figura 6 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 2 años de Retorno Fuente: propia

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.7624	7.2724	-0.2713	-1.9731	52.8878
2	1080	0.9250	6.9847	-0.0779	-0.5444	48.7863
3	720	1.2198	6.5793	0.1987	1.3072	43.2865
4	480	1.5553	6.1738	0.4416	2.7266	38.1156
5	360	1.8602	5.8861	0.6207	3.6534	34.6462
6	300	2.0859	5.7038	0.7352	4.1933	32.5331
7	240	2.3786	5.4806	0.8665	4.7491	30.0374
8	180	2.8055	5.1930	1.0316	5.3571	26.9668
9	120	3.5679	4.7875	1.2720	6.0896	22.9201
10	60	5.4891	4.0943	1.7028	6.9717	16.7637
10	4980	22.6497	58.1555	6.5198	32.5305	346.9435
Ln (d) = 4.2366		d = 69.1725	n = -0.6164			

Tabla 15 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 5 años de Retorno Fuente: propia



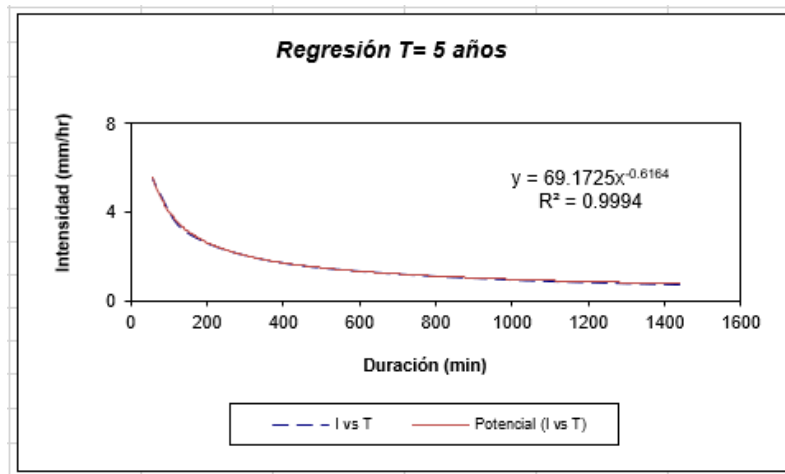


Figura 7 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 5 años de Retorno Fuente: propia

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.8936	7.2724	-0.1125	-0.8182	52.8878
2	1080	1.0842	6.9847	0.0809	0.5649	48.7863
3	720	1.4298	6.5793	0.3575	2.3521	43.2865
4	480	1.8229	6.1738	0.6004	3.7070	38.1156
5	360	2.1804	5.8861	0.7795	4.5882	34.6462
6	300	2.4449	5.7038	0.8940	5.0992	32.5331
7	240	2.7880	5.4806	1.0253	5.6195	30.0374
8	180	3.2884	5.1930	1.1904	6.1818	26.9668
9	120	4.1820	4.7875	1.4308	6.8499	22.9201
10	60	6.4339	4.0943	1.8616	7.6219	16.7637
10	4980	26.5481	58.1555	8.1079	41.7663	346.9435
Ln (d) = 4.3954		d = 81.0783		n = -0.6164		

Tabla 16 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 10 años de Retorno Fuente: propia

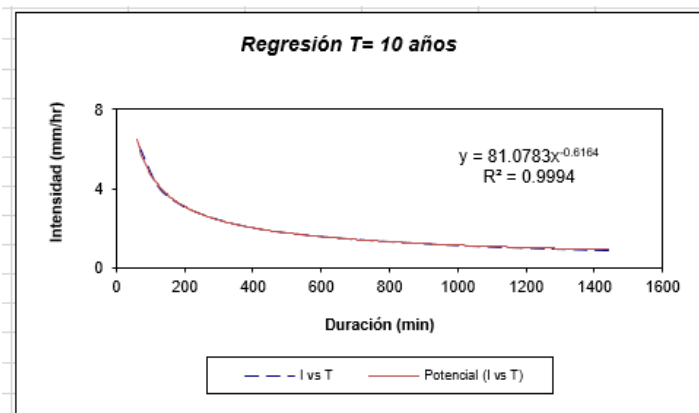


Figura 8 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 10 años de Retorno Fuente: propia



Periodo de retorno para $T = 25$ años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.0594	7.2724	0.0577	0.4196	52.8878
2	1080	1.1300	6.9847	0.1222	0.8538	48.7863
3	720	1.6950	6.5793	0.5277	3.4719	43.2865
4	480	2.1612	6.1738	0.7706	4.7578	38.1156
5	360	2.5849	5.8861	0.9497	5.5900	34.6462
6	300	2.8985	5.7038	1.0642	6.0699	32.5331
7	240	3.3053	5.4806	1.1955	6.5522	30.0374
8	180	3.8986	5.1930	1.3606	7.0656	26.9668
9	120	4.9579	4.7875	1.6010	7.6647	22.9201
10	60	7.6276	4.0943	2.0318	8.3188	16.7637
10	4980	31.3184	58.1555	9.6810	50.7642	346.9435
$Ln(d) =$		4.6530	$d =$	104.8972	$n =$	-0.6336

Tabla 17 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 25 años de Retorno Fuente: propia

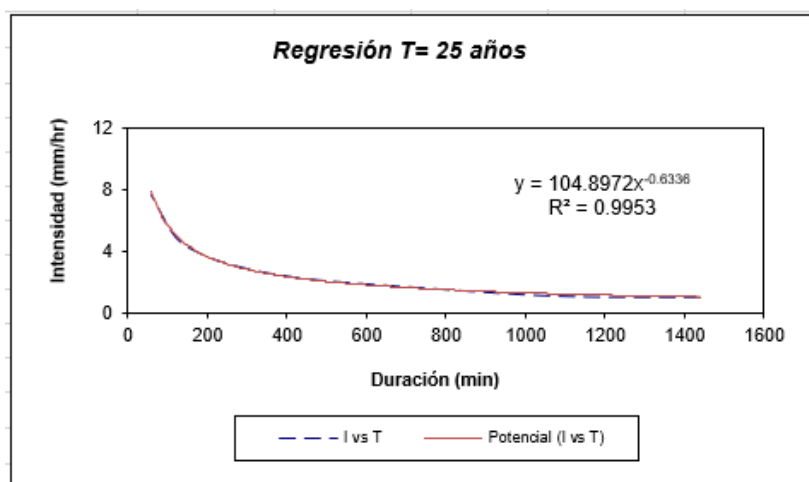


Figura 9 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 25 años de Retorno Fuente: propia



Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.1824	7.2724	0.1675	1.2184	52.8878
2	1080	1.4346	6.9847	0.3609	2.5208	48.7863
3	720	1.8918	6.5793	0.6375	4.1945	43.2865
4	480	2.4121	6.1738	0.8805	5.4359	38.1156
5	360	2.8850	5.8861	1.0595	6.2365	34.6462
6	300	3.2350	5.7038	1.1740	6.6964	32.5331
7	240	3.6890	5.4806	1.3054	7.1542	30.0374
8	180	4.3512	5.1930	1.4704	7.6360	26.9668
9	120	5.5336	4.7875	1.7108	8.1906	22.9201
10	60	8.5132	4.0943	2.1416	8.7685	16.7637
10	4980	35.1279	58.1555	10.9083	58.0519	346.9435
Ln (d) =		4.6755	d =		107.2810	n = -0.6164

Tabla 18 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 50 años de Retorno Fuente: propia

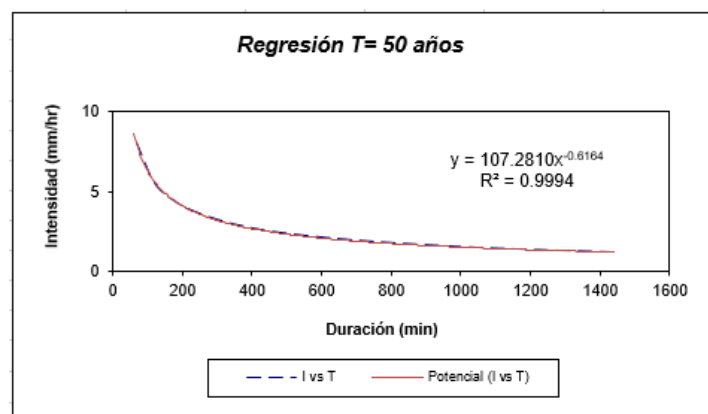


Figura 10 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 50 años de Retorno Fuente: propia



Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.3045	7.2724	0.2658	1.9330	52.8878
2	1080	1.5828	6.9847	0.4592	3.2072	48.7863
3	720	2.0872	6.5793	0.7358	4.8410	43.2865
4	480	2.6611	6.1738	0.9787	6.0426	38.1156
5	360	3.1829	5.8861	1.1578	6.8149	34.6462
6	300	3.5690	5.7038	1.2723	7.2569	32.5331
7	240	4.0700	5.4806	1.4036	7.6928	30.0374
8	180	4.8005	5.1930	1.5687	8.1463	26.9668
9	120	6.1049	4.7875	1.8091	8.6610	22.9201
10	60	9.3922	4.0943	2.2399	9.1708	16.7637
10	4980	38.7550	58.1555	11.8909	63.7666	346.9435
Ln (d) =		4.7737	d =	118.3583	n =	-0.6164

Tabla 19 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 100 años de Retorno Fuente: propia

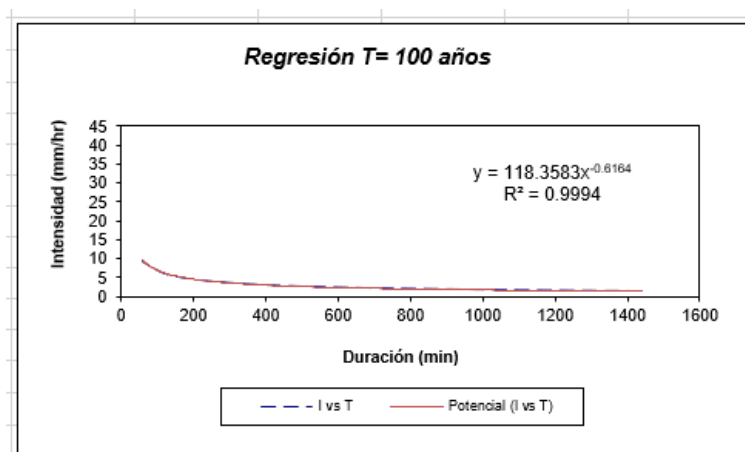


Figura 11 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 100 años de Retorno Fuente: propia



Periodo de retorno para $T = 500$ años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.5866	7.2724	0.4616	3.3569	52.8878
2	1080	1.9251	6.9847	0.6550	4.5747	48.7863
3	720	2.5386	6.5793	0.9316	6.1292	43.2865
4	480	3.2367	6.1738	1.1745	7.2514	38.1156
5	360	3.8713	5.8861	1.3536	7.9674	34.6462
6	300	4.3409	5.7038	1.4681	8.3737	32.5331
7	240	4.9502	5.4806	1.5994	8.7659	30.0374
8	180	5.8387	5.1930	1.7645	9.1630	26.9668
9	120	7.4253	4.7875	2.0049	9.5984	22.9201
10	60	11.4235	4.0943	2.4357	9.9725	16.7637
10	4980	47.1368	58.1555	13.8489	75.1530	346.9435
$Ln(d) = 4.9695$		$d = 143.9563$		$n = -0.6164$		

Tabla 20 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 500 años de Retorno Fuente: propia

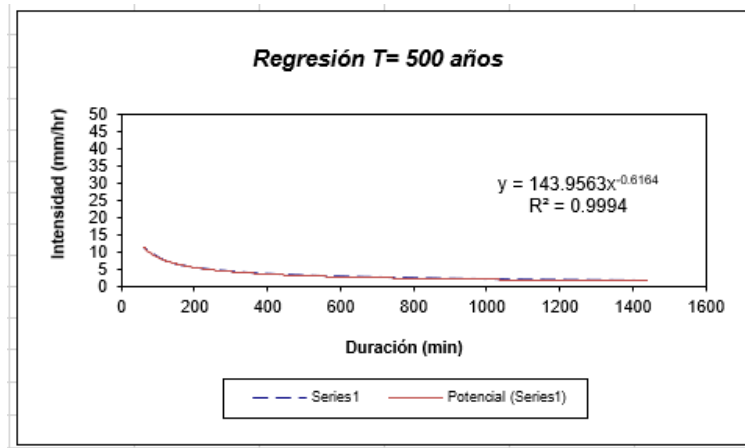


Figura 12 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia Periodo 500 años de Retorno Fuente: propia

Se realiza el cambio de variable:

$$d = K * T^M$$

Por lo que la ecuación de Intensidad queda:

$$I = \frac{d}{t^n}$$



Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	51.19033853499	-0.61638608809
5	69.17251468982	-0.61638608809
10	81.07827998510	-0.61638608809
25	104.89719937185	-0.63362500463
50	107.28097752585	-0.61638608809
100	118.35830734858	-0.61638608809
500	143.95632552827	-0.61638608809
Promedio =	96.56199185492	-0.61884879045

Tabla 21 Cambio de variable de regresión Potencial a diferentes periodos de retorno Fuente: propia

Se realiza el cambio de variable, se realiza una regresión potencial entre las variables de periodo de Retorno (T) y el termino constante de la regresión d para obtener valores de la ecuación:

$$d = K * T^m$$

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	51.1903	0.6931	3.9356	2.7279	0.4805
2	5	69.1725	1.6094	4.2366	6.8186	2.5903
3	10	81.0783	2.3026	4.3954	10.1208	5.3019
4	25	104.8972	3.2189	4.6530	14.9774	10.3612
5	50	107.2810	3.9120	4.6755	18.2905	15.3039
6	100	118.3583	4.6052	4.7737	21.9838	21.2076
7	500	143.9563	6.2146	4.9695	30.8836	38.6214
7	692	675.9339	22.5558	31.6392	105.8025	93.8667
Ln (K) = 3.9339		K = 51.1079		m = 0.1818		

Tabla 22 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia para diferentes periodos de retorno Fuente: propia

Termino constante de regresión (K) = 51.1079
Coef. de regresión (m) = 0.181844



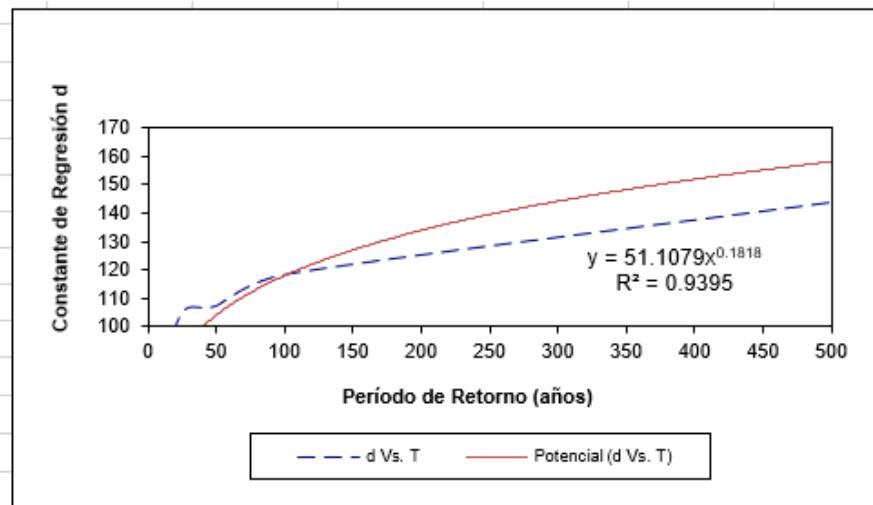


Figura 13 Regresión Potencial Intensidad, Duración, Frecuencia para diferentes periodos de retorno Fuente: propia

La ecuación de Intensidad para la cuenca hallando los parámetros de ajuste es:

$$I = \frac{51.1079 * T^{0.181844}}{t^{0.61885}}$$

I = intensidad de precipitación (mm/hr)

T = Periodo de Retorno (años)

t = Tiempo de duración de precipitación (min)

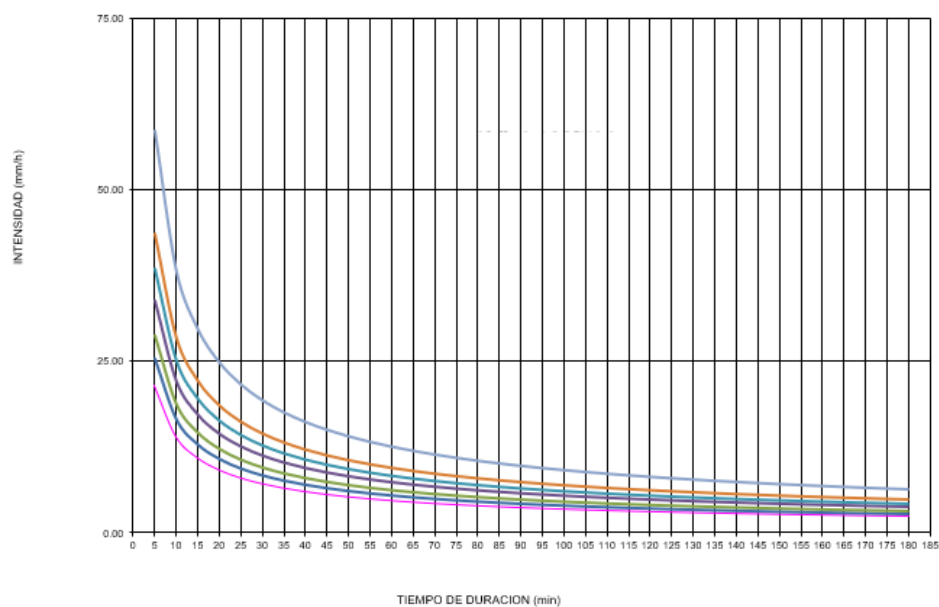


Figura 14 curvas IDF de la cuenca. Fuente: propia

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	21.41	13.94	10.85	9.08	7.91	7.07	6.42	5.91	5.50	5.15	4.86	4.60
5	25.30	16.47	12.82	10.73	9.34	8.35	7.59	6.98	6.49	6.08	5.74	5.43
10	28.69	18.68	14.54	12.17	10.60	9.47	8.61	7.92	7.37	6.90	6.51	6.16
25	33.90	22.07	17.17	14.37	12.52	11.18	10.17	9.36	8.70	8.15	7.69	7.28
50	38.45	25.04	19.48	16.30	14.20	12.69	11.53	10.62	9.87	9.25	8.72	8.26
100	43.61	28.40	22.10	18.49	16.11	14.39	13.08	12.04	11.20	10.49	9.89	9.37
500	58.44	38.06	29.61	24.78	21.59	19.28	17.53	16.14	15.00	14.06	13.25	12.56

Tabla 23 Tabla de intensidades-tiempo de duración. Fuente: propia

Pendiente

Para la determinación de la pendiente se utilizó información de la tesis de grado con convenio con el IDEAM de Modelación Hidrológica de la cuenca alta del río Atrato mediante HEC-HMS, (Martinez E, 2014. Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM. Tomado de: <file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Escritorio/2014edisonmartinez.pdf>) para determinación de caudales máximos, los cuales realizaron una modelación del río Atrato con todos sus afluentes por medio del Software libre Google Earth, en donde se digitalizaron datos como áreas, pendientes y longitudes.

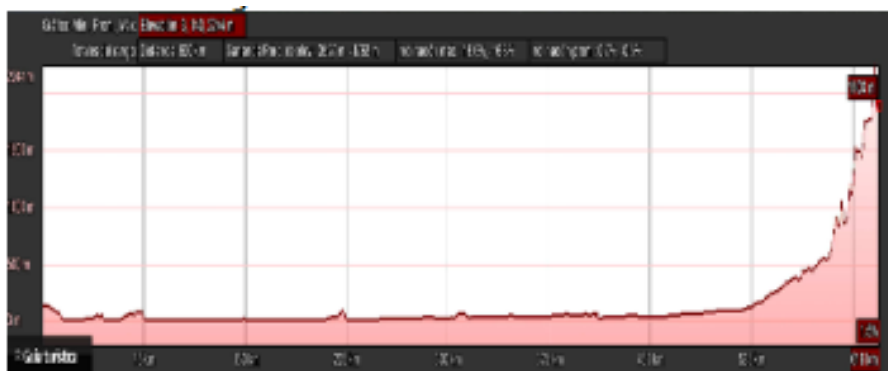


Figura 15 Perfil de elevación del Río Atrato. Fuente: Martinez E. 2014. instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM. Tomado de: <file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Escritorio/2014edisonmartinez.pdf>

En donde se pudo determinar que la pendiente del cauce longitudinal a la altura del municipio de Río Sucio es del 4%.

Tabla 24 Parámetros físicos del Río Atrato y sus principales afluentes. Fuente: Martinez E. 2014. instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM. Tomado de: <file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Escritorio/2014edisonmartinez.pdf>



	Longitudes (km)	Longitudes (m)	Área (km2)	Pendiente S (%)	Pendiente S (m/m)
R. Atrato	750	750000	37822.861	4	0.04
R. Alto Atrato	108	108000	1667.78203	3	0.03
Río Andégueda	90.5	90500	901.826668	1.8	0.018
R. Quito	101	101000	1816.579	0.4	0.004
R. Beba	72.4	72400	2598.458	2	0.02
R. Munguido	49.8	49800	1245.896	2	0.02
Q. Curiquido	12.7	12700	270.506	0.8	0.008
R. Nigua	20.9	20900	809.506	1.8	0.018
R. Bete	29.5	29500	773.506	0.8	0.008
R. Arquie	53.2	53200	1605.233	2	0.02
R. Murri	84.8	84800	3471.875	4.3	0.043
R. Bojaya	71	71000	1819.900	1.1	0.011
R. Napipi	76.95	76950	1119.635	2.5	0.025
R. Murindo	46	46000	2655.706	2.5	0.025
R. Sucio	140	140000	5375.570	0.8	0.008
R. Salaqui	48.8	48800	5843.986	0.2	0.002
R. Curbaradó	49.2	49200	2923.449	0.4	0.004
R. Truando	31	31000	2923.449	0.1	0.001

Tiempo de Concentración: (min)

Es el tiempo que transcurre desde el inicio de la precipitación para que toda la cuenca contribuya al sitio de la captación del canal recolector lo que quiere es lo mismo a el tiempo en que el agua corre desde los límites de la cuenca hasta el punto donde se encuentra la obra de drenaje.

Se utilizo una Longitud de Cauce principal de 2 Km y una pendiente de 4% de cauce principal.

$$T_c = 0.273 * \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$$

Tc	99.120309
----	-----------

Caudal Máximo:

Para poder determinar el caudal maximo se utilizo el método de Hidrograma Unitario dispuesto en el Manual de Drenaje para carreteras del Instituto Nacional de Vías (2009) donde se utilizó el Software HEC-HMS 4.6 para poder calcular el hidrograma, basados en datos de precipitación obtenidos por Hietogramas en un periodo de retorno especifico.

Hietogramas:

A partir de los valores de Intensidad y duración de las curvas IDF se hallaron los valores de precipitación para cada periodo de retorno y se calcularon los valores del Hietograma para cada peridode de retorno



Tabla 25 Parámetros de Hietogramas de precipitación para un periodo de retorno de 2 años Fuente: propia

HIETOGRAMA PARA PERIODO RETORNO 2 AÑOS	
Duración de la tormenta (h)	1.5
Intesidad de lluvia (mm/h)	2.33
Precipitación en 24 horas (mm)	3.50
Intervalos de tiempo (min)	5

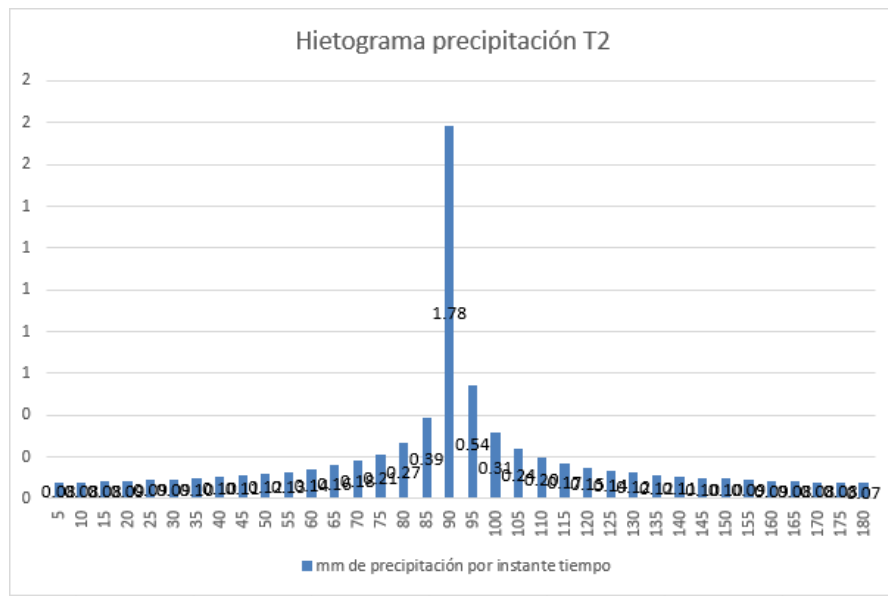


Figura 16 Hietograma de precipitación para un periodo de Retorno de 2 años Fuente: propia



Tabla 26 Hietograma de precipitación para un periodo de Retorno de 2 años Fuente: propia

Instante (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Intensidad parcial (mm/h)	Precipitación Alternada	Int. Parcial Alternada
5	21.41	1.78	1.78	21.41	0.08	0.31
10	13.94	2.32	0.54	6.47	0.08	0.35
15	10.85	2.71	0.39	4.66	0.08	0.38
20	9.08	3.03	0.31	3.77	0.09	1.03
25	7.91	3.30	0.27	3.22	0.09	1.07
30	7.06	3.53	0.24	2.85	0.09	1.13
35	6.42	3.75	0.21	2.57	0.10	1.19
40	5.91	3.94	0.20	2.35	0.10	1.26
45	5.50	4.12	0.18	2.17	0.11	1.34
50	5.15	4.29	0.17	2.03	0.12	1.44
55	4.86	4.45	0.16	1.91	0.13	1.56
60	4.60	4.60	0.15	1.80	0.14	1.71
65	4.38	4.74	0.14	1.71	0.16	1.91
70	4.18	4.88	0.14	1.63	0.18	2.17
75	4.01	5.01	0.13	1.56	0.21	2.57
80	3.85	5.13	0.12	1.50	0.27	3.22
85	3.71	5.25	0.12	1.44	0.39	4.66
90	3.58	5.37	0.12	1.39	1.78	21.41
95	3.46	5.48	0.11	1.34	0.54	6.47
100	3.35	5.59	0.11	1.30	0.31	3.77
105	3.25	5.69	0.10	1.26	0.24	2.85
110	3.16	5.80	0.10	1.22	0.20	2.35
115	3.08	5.90	0.10	1.19	0.17	2.03
120	3.00	5.99	0.10	1.16	0.15	1.80
125	2.92	6.09	0.09	1.13	0.14	1.63
130	2.85	6.18	0.09	1.10	0.12	1.50
135	2.79	6.27	0.09	1.07	0.12	1.39
140	2.72	6.35	0.09	1.05	0.11	1.30
145	2.66	6.44	0.09	1.03	0.10	1.22
150	2.61	6.52	0.08	1.01	0.10	1.16
155	2.56	6.61	0.08	0.98	0.09	1.10
160	2.51	6.69	0.08	0.97	0.09	1.05
165	2.46	6.77	0.08	0.95	0.08	1.01
170	2.41	6.84	0.08	0.93	0.08	0.97
175	2.37	6.92	0.08	0.91	0.08	0.93
180	2.33	6.99	0.07	0.90	0.07	0.90

Se utilizó el Software HEC-HMS 4.6 para obtener los valores de el hidrograma de la cuenca utilizando como insumo en los datos de precipitación del Hietograma en un determinado periodo de tiempo.

Components

Compute

Results

Subbasin

Loss

Transform

Options

Basin Name: Rio Sucio

Element Name: Subbasin-1

Description:

Downstream: --None--

*Area (KM2) 14963

Latitude Degrees:

Latitude Minutes:

Latitude Seconds:

Longitude Degrees:

Longitude Minutes:

Longitude Seconds:

Canopy Method: --None--

Surface Method: --None--

Loss Method: SCS Curve Number

Transform Method: SCS Unit Hydrograph

Baseflow Method: --None--



Figura 17 Definición de parámetros y metodología SCS para construcción de Hidrograma unitario por medio de Software HEC-HMS 4.6 Fuente: propia

Se exporto la cuenca como un archivo shape y se introdujeron valores de características de la misma como el Area, tiempo de retención y tiempo de recesión, el método de analisis se baso en el método de Diagrama Unitario de SCS (United States Soil Conservation Service

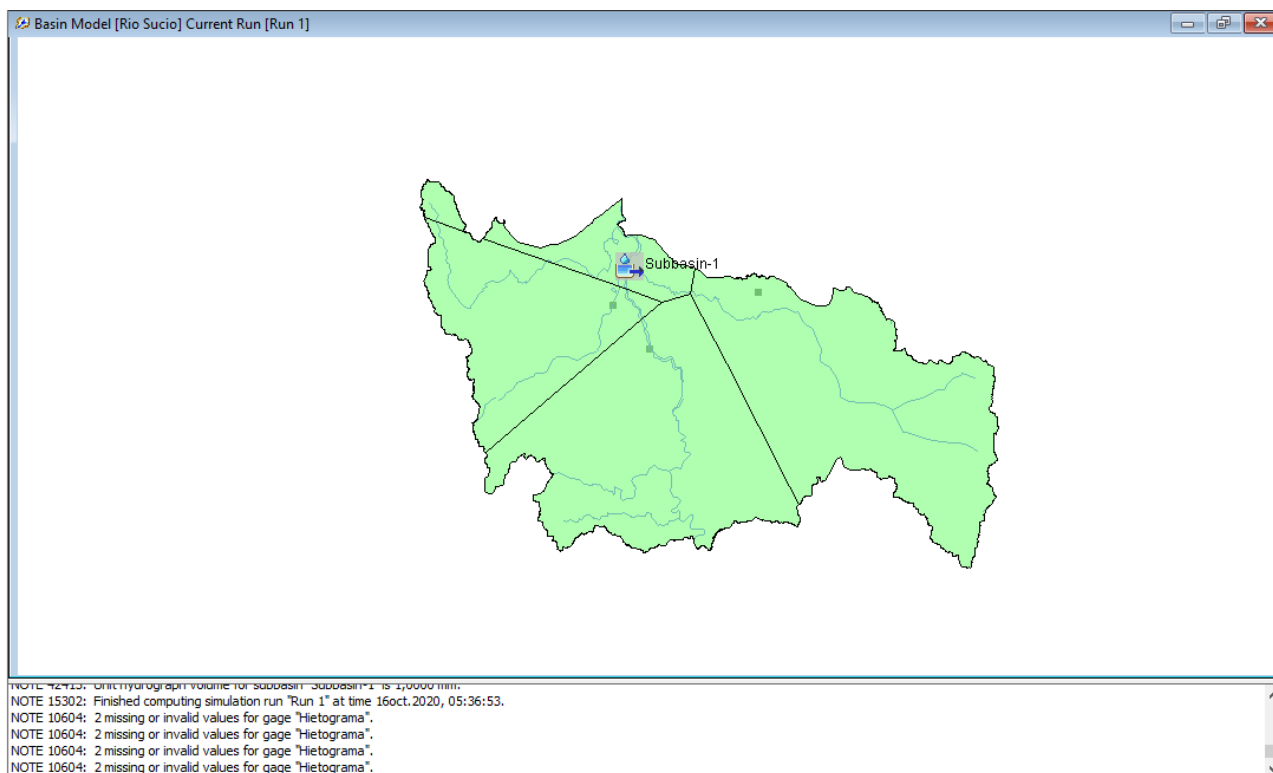


Figura 18 Delimitación de cuenca por medio de Software HEC-HMS 4.6 Fuente: propia

Curva CN:

Se hallo el valor del numero de curva CN por medio del procedimiento descrito en el Manual de Drenaje del INVIAS (2009) mediante parametros de caracerización de suelo de acuerdo a su potencial de escurrimiento y capacidad de inflitarción .

- C. (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración lenta cuando están muy húmedos. Consisten en suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo; suelos de texturas moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o álcalis o suelos con niveles freáticos moderados. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o bien a moderadamente bien drenados, con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta a poca profundidad (50-100 cm).

Figura 19 Caracterización de suelo Hidrológico Fuente: Manual de Drenaje de carreteras (2006)



Se escogió un suelo tipo C teniendo en cuenta la capa de escorrentía media anual disponible en el Geovisor del IDEAM como se muestra en la figura la cual dispuso valores medio altos.

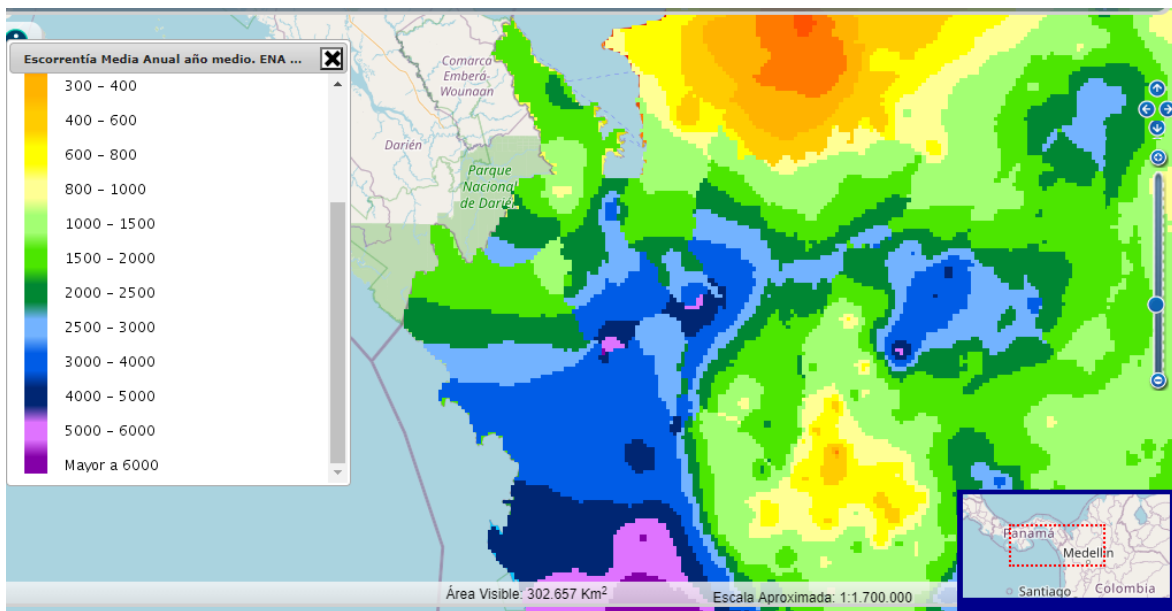


Figura 20 Escorrentía media Anual Río Sucio Choco Fuente: IDEAM

Se determinó a partir de la zonificación rural la cual es zona boscosa, zona de cultivos y zona de pastisales, en donde se determinaron el área de cada una por medio del Software Arcgis 10.8 tal y como se muestra en la figura 9.

CAPA VEGETAL MICROCUENCA

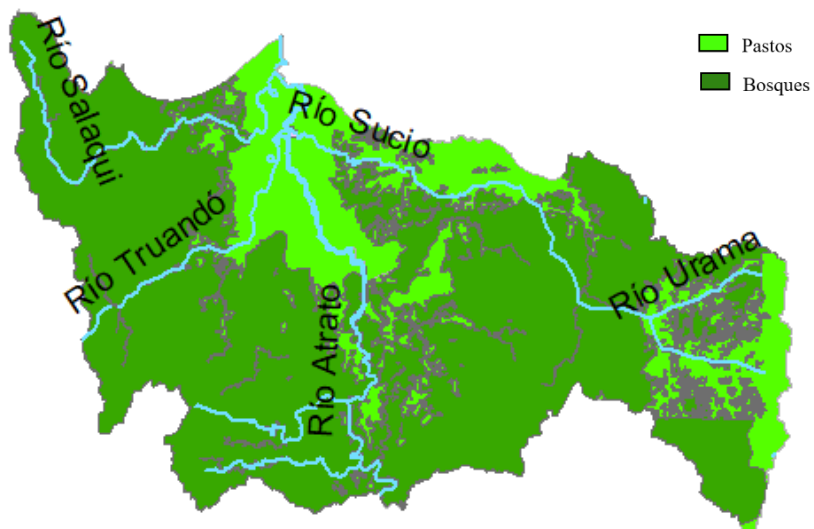


Figura 21 Capa vegetal de la microcuenca. Fuente: Propia

Nombre	Area Km2	Porcentaje
Pastos	3273.21505	21.875
Bosques	11690.0537	78.125
Total	14963.2688	100

Tabla 27 Capa vegetal de la microcuenca. Fuente: Propia

Se determino el valor de la curva CN de acuerdo con la tabla 16 del Manual de Drenaje del INVIAS tomando como valores de entrada el grupo de suelo hidrológico C, la cobertura de suelo tipo bosque con una buena condición hidrológica, por lo que el valor de curva de escorrentía es de 70.

Tabla 28 Número de curva de escorrentía de otras tierras agrícolas para una condición de humedad antecedente promedio AMCII $e=0.25$. Fuente: Manual de Drenaje de carreteras Instituto Nacional de Vías (2009)

DESCRIPCIÓN Y TIPO DE COBERTURA	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	NÚMERO DE CURVA PARA GRUPOS DE SUELOS HIDROLÓGICOS			
		A	B	C	D
Pastos, forraje para pastoreo ¹	Mala	68	79	86	89
	Regular	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
Prados continuos, protegidos de pastoreo, y generalmente segados para heno	---	30	58	71	78
Maleza mezclada con pasto de semilla con la maleza como principal elemento ²	Mala	48	67	77	83
	Regular	35	56	70	77
	Buena	30 ³	48	65	73
Combinación de bosques y pastos (huertas o granjas con árboles) ⁴	Mala	57	73	82	86
	Regular	43	65	76	82
	Buena	32	58	72	79
Bosques ⁵	Mala	45	66	77	83
	Regular	36	60	73	79
	Buena	30	55	70	77
Predios de granjas, construcciones, veredas, caminos y lotes circundantes	---	59	74	82	86

Referencia: Monsalve S. Germán, "Hidrología en la Ingeniería", Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá D.C., Colombia, Segunda Edición, 1999,



Basin Name: Rio Sudio
Element Name: Subbasin-1

Initial Abstraction (MM)

*Curve Number:

*Impervious (%)

Figura 22 Parámetro de numero de curva de escorrentía en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia

Caudal Máximo: (m3/seg)

Se calculo el valor de Caudal Máximo por medio de Software HEC-HMS 4.1 por medio del método de Hidrograma Unitario SCS

Summary Results for Subbasin "Subbasin-1"

Project: Cuenca Rio Sudio Simulation Run: Run 1
Subbasin: Subbasin-1

Start of Run: 16oct.2020, 00:00 Basin Model: Rio Sudio
End of Run: 16oct.2020, 06:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications: Control 1

Volume Units: ☒ MM ☐ 1000 M3

Computed Results

Peak Discharge:	737,1 (M3/S)	Date/Time of Peak Discharge:	16oct.2020, 02:35
Precipitation Volume:	6,91 (MM)	Direct Runoff Volume:	0,34 (MM)
Loss Volume:	6,56 (MM)	Baseflow Volume:	0,00 (MM)
Excess Volume:	0,35 (MM)	Discharge Volume:	0,34 (MM)

Figura 23 Caudal máximo en subcuenca Rio Sudio por medio de metodología de Hidrograma Unitario SCS en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia

El caudal máximo es de 731.1 m3/seg

Se determinaron los valores del Hidrograma de la cuenca por medio del Software Software HEC-HMS 4.1



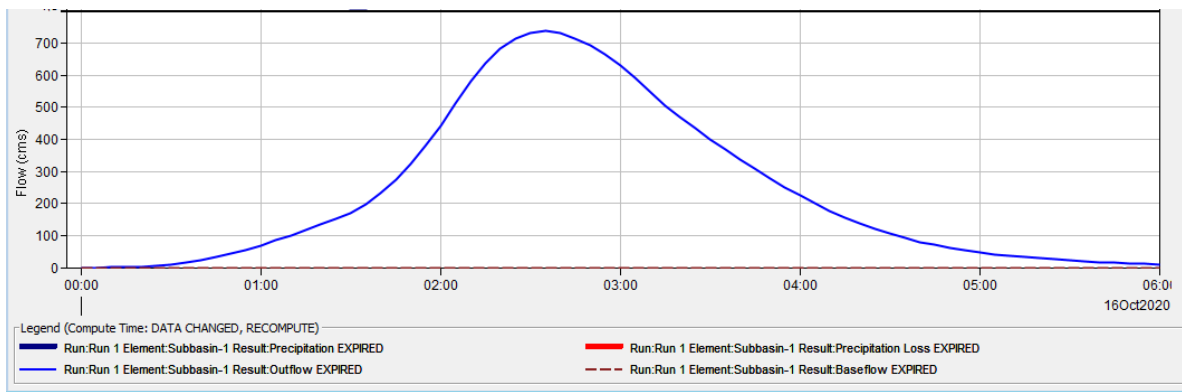


Figura 24 Hidrograma de Subcuenca Rio Sudio en Software HEC-HMS 4.6 Fuente: Propia

Se hallo el caudal según tiempo de retención:

Tabla 29 Caudal según el tiempo de retención igual a 100 minutos en Software HEC – HMS 4.6 Fuente: Propia

Time-Series Results for Subbasin "Subbasin-1"

Project: Cuenca Rio Sudio Simulation Run: Run 1
Subbasin: Subbasin-1

Start of Run: 16oct.2020, 00:00 Basin Model: Rio Sudio
End of Run: 16oct.2020, 06:00 Meteorologic Model: Met 1
Compute Time:DATA CHANGED, RECOMPUTE Control Specifications:Control 1

Date	Time	Precip (MM)	Loss (MM)	Excess (MM)	Direct Flow (M3/S)	Baseflow (M3/S)	Total Flow (M3/S)
16oct.2020	00:45	0,10	0,09	0,00	31,8	0,0	31,8
16oct.2020	00:50	0,11	0,10	0,01	43,0	0,0	43,0
16oct.2020	00:55	0,12	0,11	0,01	55,6	0,0	55,6
16oct.2020	01:00	0,13	0,12	0,01	69,4	0,0	69,4
16oct.2020	01:05	0,14	0,13	0,01	84,1	0,0	84,1
16oct.2020	01:10	0,16	0,15	0,01	99,6	0,0	99,6
16oct.2020	01:15	0,18	0,17	0,01	115,9	0,0	115,9
16oct.2020	01:20	0,21	0,20	0,01	132,9	0,0	132,9
16oct.2020	01:25	0,27	0,26	0,01	151,0	0,0	151,0
16oct.2020	01:30	0,39	0,37	0,02	170,8	0,0	170,8
16oct.2020	01:35	1,78	1,69	0,09	197,5	0,0	197,5
16oct.2020	01:40	0,54	0,51	0,03	232,8	0,0	232,8
16oct.2020	01:45	0,31	0,29	0,02	275,1	0,0	275,1
16oct.2020	01:50	0,24	0,23	0,01	323,2	0,0	323,2
16oct.2020	01:55	0,20	0,19	0,01	378,8	0,0	378,8
16oct.2020	02:00	0,17	0,16	0,01	442,4	0,0	442,4
16oct.2020	02:05	0,15	0,14	0,01	512,4	0,0	512,4
16oct.2020	02:10	0,14	0,13	0,01	580,1	0,0	580,1
16oct.2020	02:15	0,12	0,11	0,01	637,8	0,0	637,8
16oct.2020	02:20	0,12	0,11	0,01	682,7	0,0	682,7
16oct.2020	02:25	0,11	0,10	0,01	714,0	0,0	714,0
16oct.2020	02:30	0,10	0,09	0,00	730,6	0,0	730,6
16oct.2020	02:35	0,10	0,09	0,00	737,1	0,0	737,1
16oct.2020	02:40	0,09	0,09	0,00	732,5	0,0	732,5

Se utiliza la ecuación de Manning para flujo permanente asumiendo que la sección del canal es trapezoidal



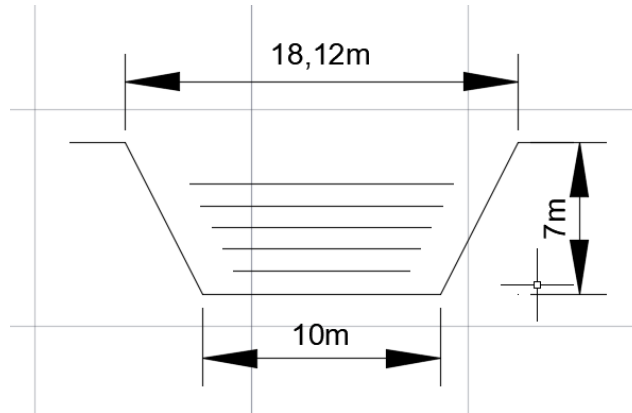


Figura 25 Sección Transversal de canal de recolección Fuente: Propia

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

Se formula la ecuación en términos de la altura Y (Altura de la lámina de agua) y se calcula el valor de la variable por medio de la función de buscar objetivo de Microsoft Excel

$$(10Y + Y^2) * \left(\frac{10Y + Y^2}{11 + 2Y * \sqrt{2}} \right)^{\frac{2}{3}} = \frac{232.8 * 0.033}{0.04^{\frac{1}{2}}}$$

$$Y = 2.1545m$$

La altura de la lámina de agua tiene un valor de 2.1545m, sumando este valor a la cota del río se puede verificar que este, debe ser mayor a la cota de la bocatoma proyectada lo cual garantiza un nivel que permita un cauce permanente.

$$Cota\ fondo\ Rio + Y = Cota\ de\ Bocatoma\ proyectada$$

$$8 + 2.1545 = 10.1545m$$

$$Cota\ nivel\ permanente > Cota\ diseño\ de\ la\ Bocatoma$$

$$10.1545 > 8.027 \quad Ok$$

6. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

Como primera instancia se debe saber la cantidad de personas que saldrán beneficiadas a futuro con el proyecto, el número de habitantes de una población varía de forma muy



dinámica y depende de factores como nacimientos, muertes, emigraciones e inmigraciones, como también se puede dar la adición a otros núcleos urbanos dando lugar a áreas metropolitanas y centralidades urbanísticas, es por lo anterior que resulta necesario realizar estimaciones y proyecciones de la población del municipio ya que con estas se puede planificar las demandas y necesidades de los presentes y futuros usuarios; el método de cálculo para prever la proyección depende del nivel de complejidad del sistema y los modos comunes son el aritmético, el geométrico y el exponencial, seleccionando el método dependiendo del que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. En la tabla 17 se muestra la información de población del municipio de Riosucio directamente tomada de la página del DANE.

Tabla 30 Comparativo de crecimiento de población en Rio Sudio Choco entre el 2018 y 2005. Fuente: <https://www.dane.gov.co/files/censo2018/informacion-tecnica/presentaciones-territorio/190806-CNPV-presentacion-Choco.pdf>

1. Reporte general del VIHOPE en Chocó y Riosucio - CNPV 2018 y 2005

- Reporte de Viviendas con personas presentes, hogares particulares y Lugares Especiales de Alojamiento

Entidad Territorial	Total Hogares Particulares		Total Viviendas Ocupadas con personas presentes		Total Lugares Especiales de Alojamiento (LEA)		Personas por hogar (promedio)	
	CNPV 2018	CG 2005	CNPV 2018	CG 2005	CNPV 2018	CG 2005	CNPV 2018	CG 2005
Chocó	133.687	88.697	128.125	86.393	55	13	3,4	4,4
Riosucio	14.795	6.290	12.605	6.276	3	0	3,2	4,3

- Reporte de personas

Entidad Territorial	Total Personas censadas		Total Personas censadas en Hogares particulares		Total Personas censadas en LEA	
	CNPV 2018	CG 2005	CNPV 2018	CG 2005	CNPV 2018	CG 2005
Chocó	457.412	388.476	454.359	387.633	3.053	843
Riosucio	48.257	27.099	47.901	27.099	356	0

Fuente: DANE – CNPV 2018

Tabla de datos - Viviendas, Personas y Hogares - Total de unidades de vivienda con personas presentes

Mostrar: 10

Exportar tabla

Código Departamento	Departamento	Código Municipio	Municipio	Clase	Total de unidades de vivienda con personas presentes	Total de hogares	Total de personas
27	CHOCÓ	27580	RÍO IRÓ	Centros poblados	446	475	1.435
27	CHOCÓ	27580	RÍO IRÓ	Rural disperso	392	434	1.572
27	CHOCÓ	27600	RÍO QUITO	Total	2.134	2.149	7.974
27	CHOCÓ	27600	RÍO QUITO	Cabecera municipal	658	661	2.193
27	CHOCÓ	27600	RÍO QUITO	Centros poblados	1.026	1.036	3.873
27	CHOCÓ	27600	RÍO QUITO	Rural disperso	450	452	1.908
27	CHOCÓ	27615	RIOSUCIO	Total	12.605	14.795	48.257
27	CHOCÓ	27615	RIOSUCIO	Cabecera municipal	3.062	4.005	12.772
27	CHOCÓ	27615	RIOSUCIO	Centros poblados	4.102	4.450	13.504
27	CHOCÓ	27615	RIOSUCIO	Rural disperso	5.441	6.340	21.981

Tabla 31 viviendas personas y hogares. Fuente: <https://geoportal.dane.gov.co/geovisores/>

Debido a que no hay datos de población de la cabecera municipal de municipio de Rio Sucio para el censo del año 2005 se interpolan los resultados con los datos de la totalidad del municipio incluida la zona rural para el año 2005.

Población total año 2018 = 48257

Población total año 2005 = 27099

Población cabecera municipal año 2018 = 12772

Población cabecera municipal año 2005 = $12772 \times 27099 / 48257$

Población cabecera municipal año 2005 = 7173

Se tiene que la población 2018= 12772

Población 2005= 7173

Las proyecciones de la población para el municipio de rio sucio serán calculadas mediante el método geométrico y aritmético y una vez calculados se promediarán los dos resultados para obtener un valor final.

6.1.MÉTODO LINEAL

Este método consiste en considerar que el aumento de la población es constante independiente del tamaño de esta y se halla mediante la siguiente ecuación:

$$Pf = Puc + Ka(Tf - Tuc)$$

Donde **Pf** = Población futura proyectada, **Ka**: Pendiente de la recta, **Tf** = Año proyectado y **Tuc**: Año del último censo

Se debe hallar primero la pendiente de la recta, la cual se halla mediante la siguiente ecuación

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

Donde **Ka**: Pendiente de la recta, **Puc**: Población del último censo, **Pci**: Población del censo inicial, **Tuc**: Año del último censo, **Tci**: Año del censo inicial.

Se sabe que:

Puc= 12772

Pci= 7173

Tuc= 2018

Tci= 2005

$$Ka = \frac{12772 - 7173}{2018 - 2005} = 430.692$$



Reemplazando en la ecuación de la población futura nos queda que

$$Pf = 12772 + 430.692(2045 - 2018)$$

$$Pf = 24400.684 \approx 24401 \text{ hab}$$

Según el decreto 0330 de 2017 del RAS se debe proyectar la población a un periodo de tiempo de 25 años y las ecuaciones de los métodos utilizados también fueron extraídas de este decreto.

6.2.MÉTODO GEOMÉTRICO

Por otro lado, cuando la proyección se hace en un periodo corto, esta tasa es preferida a la aritmética. La tasa geométrica debe ser escogida cuando el incremento poblacional es directamente proporcional al número de habitantes en un momento dado.

Pci: Población del censo inicial, **Puc:** Población del último censo, **Pf** = Población futura proyectada, **Tuc:** Año del último censo, **Tf** = Año proyectado.

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

$$r = \left(\frac{12772}{7172.19}\right)^{\frac{1}{2018-2005}} - 1$$

r	0.045
---	-------

r es la tasa de crecimiento anual y se reemplaza en la siguiente expresión que es similar a la de interés compuesto

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

Pf	41917.82
----	----------

6.3.POBLACIÓN FINAL

Se toma como proyección final proyectada el promedio aritmético de las proyecciones de población para el año 2045.

$$Pf = \frac{41917.82 + 24400.684}{2} = Pf = 33159.25 \approx 33160 \text{ hab}$$



7. CONSUMO DE AGUA

Para poder determinar el caudal de diseño es necesario conocer el consumo total de agua o dotación bruta, que es la demanda de recurso hídrico de una persona en el transcurso de un día y se expresa en Litros /habitante*día.

Este valor se obtiene basándose en datos históricos estadísticos de la población en estudio o en poblaciones cercanas con características socioeconómicas similares en caso de que no se tengan datos necesarios.

En el caso de que no se tenga datos históricos de la población ni de poblaciones cercanas se tomarán valores típicos para cada una de las actividades que demanden consumo de agua

El consumo de agua de una población se divide en el consumo neto y las pérdidas de agua en el sistema las cuales se deben tener en cuenta de acuerdo a las características de la población.

Los factores que influyen en el consumo de agua de una determinada población son los siguientes:

Temperatura

Debido a las características de los seres humanos a medida que aumenta la temperatura aumenta el consumo en actividades de aseo personal, de riego de cultivos o se bebe más agua etc.

Calidad del agua

Cuando hay una mayor disponibilidad de recurso seguro, libre de metales pesados, sólidos disueltos o coliformes fecales la demanda de agua es mucho mayor por razones lógicas.

Características socioeconómicas

La demanda de agua está directamente relacionada con el poder adquisitivo de la población, por esta razón en núcleos urbanos de gran tamaño el consumo de agua es mayor que en pequeñas poblaciones y caseríos.

Servicio de alcantarillado

La disponibilidad de un servicio de alcantarillado aumenta el consumo de recurso hídrico en comparación a si se tiene sistemas de evacuación de desechos primarios tales como letrinas o al aire libre, el consumo varía de 300L/hab*día a 40 L/hab*día.



8. DOTACIÓN NETA

Para asignar la cantidad de agua para cada habitante se determina la dotación neta la cual es la cantidad mínima de agua que se necesita un habitante para satisfacer sus necesidades básicas, sin considerar las pérdidas que ocurren en la red. Esta demanda se puede dividir según las actividades que demandan el consumo de agua y la cantidad de agua que se requiere para desarrollar dicha actividad.

Tabla 32 Consumo por persona. Fuente: Decreto 0330 de 2017 Reglamento Técnico RAS

Consumo de una persona	
	L/habitante *día
Cocina	20 a 30
Ropa	10 a 15
Inodoros	15 a 30

El consumo depende directamente de las actividades que van a realizar el tipo de población para la que se diseña el acueducto ya sea residencial, industrial o comercial, así como la altitud geográfica del lugar donde se encuentra la población.

Tabla 33 Dotación neta por altura. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS

Altura	Dotación Neta
>2000 msnm	120
1000-2000 msnm	130
<1000 msnm	140

Tabla 34 Dotación Neta para consumo residencial. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS

Población	Consumo mínimo (L/hab*día)	Consumo máximo (L/hab*día)
< 2500 habitantes	100	150
2500-12500 hab	120	180
12500-60000 hab	130	
> 60000 habitantes	150	

Dotación Neta = 140 L/hab*día



9. PERDIDAS DE AGUA EN LA RED

El diferencial de volumen de agua producido por el acueducto y el volumen de agua demandado por la población se denominan pérdidas de agua en el sistema. Las pérdidas se pueden dar en el sistema por fugas en la red de distribución o en el tanque de almacenamiento y pérdidas comerciales que hacen referencia a conexiones clandestinas y pérdidas por falta de cobertura en la medición.

$$P = \frac{V_{\text{producido}} - V_{\text{consumido}}}{V_{\text{volumen producido}}}$$

Según el decreto 0330 de 2017 el porcentaje máximo de pérdidas en la red de distribución debe ser del 25%.

10. DOTACIÓN BRUTA

Es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante considerando en su cálculo las pérdidas del sistema y la dotación neta que depende de las actividades de la población que demandan el recurso hídrico.

$$\text{Dotación Bruta} = \frac{\text{Dotación Neta}}{1 - \% \text{ Pérdidas}}$$

$$\text{Dotación Bruta} = \frac{140 \frac{l}{hab} * dia}{1 - 0.25}$$

$$\text{Dotación Bruta} = 186.667 \frac{l}{hab} * dia$$

11. CAUDALES DE DISEÑO

Para optimizar el rendimiento del acueducto es necesario encontrar un caudal que supla las necesidades de la población en estudio pero que tenga en cuenta los costos de construcción y mantenimiento del acueducto en el caso que se diseñe para un caudal sobredimensionado.

Se dispone de 3 tipos de caudales, el Caudal Medio diario, el Caudal Máximo horario y el Caudal Máximo horario, en los casos donde se cuenta con un sistema de regulación de caudal como por ejemplo tanques de almacenamiento las obras hidráulicas se diseñan con el caudal máximo diario y la red de distribución con el caudal máximo horario.



11.1. CAUDAL MEDIO DIARIO (L/seg)

Es el caudal promedio durante 1 año de registros y se expresa en Litros/seg

$$Q_{mprom} = \frac{\text{Dotación Bruta} \times \text{Población}}{86400}$$

Qmprom	71.64035494
--------	-------------

11.2. FACTORES DE MAYORACIÓN (K1) Y (K2)

El coeficiente de mayoración para Caudal medio diario es inversamente proporcional a la población.

La demanda de agua en poblaciones grandes varía considerablemente con respecto a la de poblaciones pequeñas, por ejemplo en núcleos urbanos grandes las costumbres de la población son muy heterogéneas, por lo que tienen horarios diferentes y usos del agua diferentes, por lo que los picos de mayor demanda de agua son mucho más amplios y menos acentuados, por el contrario en poblaciones pequeñas los picos de alta demanda son mucho más cortos y pronunciados debido a que las costumbres en estas poblaciones son más homogéneas, por esta razón el factor de mayoración K2 también depende de la población.

Tabla 35 Coeficientes de mayoración. Fuente: Decreto 0330 de 2017 RAS

Población	K1	K2
< 12500	1.3	1.6
> 12500	1.2	1.5

k1	1.2
----	-----

k2	1.5
----	-----

11.3. CAUDAL MÁXIMO DIARIO (L/seg)

Es la máxima demanda de recurso hídrico que se presenta durante 1 año de registros.

$$Q_{md} = K1 * Q_{mprom}$$

Qmd	85.96842593
-----	-------------

11.4. CAUDAL MÁXIMO HORARIO (L/seg)

Es la demanda máxima de agua en 1 hora, durante todo un año de registro

$$Q_{mh} = Q_{md} * k2$$

Qmh	128.9526389
-----	-------------



Tabla 36 Caudales de diseño según la estructura. Fuente: propia

Componente	Caudal de diseño
Captación superficial	2 QMD
Captación fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
Aducción	QMD
Conducción	QMD
Tanque de almacenamiento	QMD
Red de distribución	QMH

12. FUENTE DE ABASTECIMIENTO

El afluente de donde captará el agua para su posterior tratamiento será directamente del río Atrato y para determinar si esta fuente logra abastecer a toda la población se debe garantizar que el caudal de diseño del acueducto sea siempre menor que el caudal del río en cualquier época del año, garantizando que no se interrumpa el suministro en ningún momento, por lo que deben tener en cuenta estudios hidrológicos para poder constatar lo anteriormente mencionado.

Se debe garantizar que en el 95% del tiempo el caudal de la fuente de abastecimiento debe ser al menos el doble del Caudal Medio diario del diseño del acueducto en el caso que la captación sea por gravedad. En la figura 11 se muestra el promedio de los caudales del río Atrato durante un año.

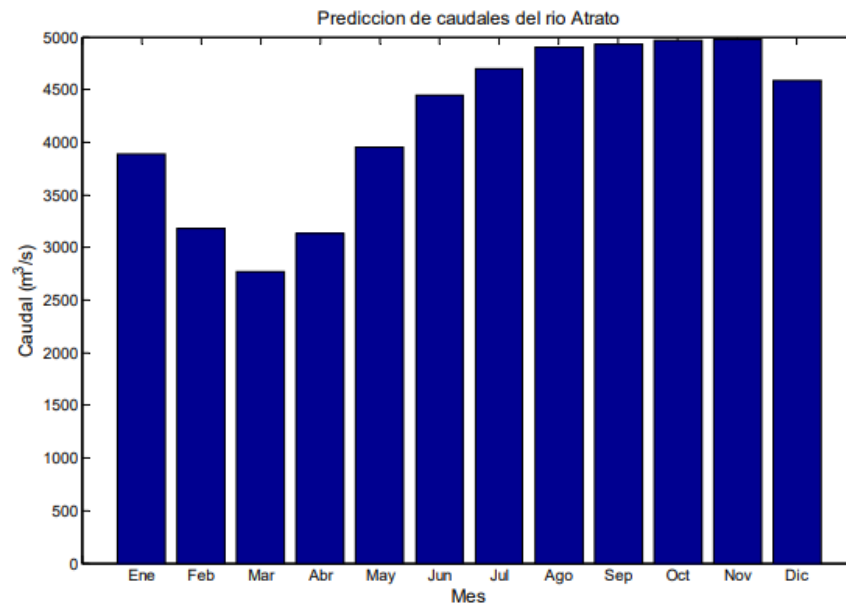


Figura 25 Caudales estimados en la desembocadura del Río Atrato. Fuente: Modelación Hidrodinámica de la pluma del río Atrato en el Golfo de Urabá (2008) Luis J. Montoya Universidad Nacional de Colombia Medellín.



Teniendo en cuenta que el Caudal Medio Diario es de 71.64 L/seg y el caudal más bajo a lo largo del año según la figura 11 es en el mes de marzo con 2700 m3/seg se puede confirmar que el río Atrato es apto como fuente de abastecimiento.

13. CALIDAD DEL AGUA

La PTAP que funcionará en el municipio de Riosucio captará el agua de la principal fuente de abastecimiento para esta comunidad que es el Río Atrato y las consideraciones que se deben tener en cuenta antes de evaluar su calidad son las siguientes.

- El río Atrato desde su cuenca alta hasta su desembocadura en el Golfo de Urabá, recibe los vertimientos de aguas residuales domésticas de diferentes asentamientos humanos, incluyendo a Quibdó (capital del Chocó), las cabeceras de los municipios de Bojayá, Vigía del Fuerte, Murindó, Carmen del Darién y Riosucio.
- En el casco urbano del municipio de Riosucio se capta el agua para el consumo doméstico del río Atrato y las aguas residuales son vertidas en este mismo sin ser objeto de tratamiento para la reducción de la carga contaminante.

Para evaluar la calidad de agua en el río se tomaron muestras en dos tramos:

T1 (vigía del fuerte): Se tomó la primera muestra en un tramo del río cercano al municipio de vigía del fuerte, este tramo tiene una longitud aproximada de 30 Km e inicia aguas arriba del casco urbano de este municipio. En sus márgenes se encuentra zonas dedicadas a la agricultura.

T2 (Murindó): Este tramo corresponde a la extensión del brazo Murindó desde la bifurcación del río Atrato que lo origina hasta un punto aguas abajo del casco urbano de Murindó. El tramo tiene una longitud aproximada de 40 Km. y en sus márgenes se encuentran áreas en rastrojo bajo, rastrojo alto y bosque, con algunas zonas dedicadas a la agricultura de subsistencia.

La tabla 24 presenta la información correspondiente a el resultado de la evaluación de la calidad del agua realizada en los tramos del río Atrato anteriormente mencionados. Los resultados de la evaluación fueron tomados del documento de evaluación de calidad del río Atrato del ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial desarrollado por CORPOURABA (MinAmbiente (2007), *establecimiento de los objetivos de calidad en la cuenca del río Atrato*, tomado de: <http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf>) el cual analiza las variables de temperatura, pH, oxígeno disuelto, demanda bioquímica de oxígeno (DBO5), sólidos suspendidos totales y coliformes totales y fecales del agua.



Tabla 37 Calidad del agua del Río Atrato. Fuente: Harol E. Triana, (2013). Ministerio del medio ambiente y desarrollo. Pg: 19.
Tomado de: <http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf>

SISTEMA: Río Atrato									
Número de habitantes								4.100	
Factor per cápita de concentración doméstica						DBO		0,05	
						SST		0,04	
Descripción del vertimiento		La carga doméstica corresponde al vertimiento de las aguas residuales generadas por los habitantes de los cascos urbanos de los municipios de Vigía del Fuerte, Bojayá y Murindó. En todos los casos las aguas residuales domésticas llegan al río Atrato sin ser sometidas a tratamiento para la disminución de su carga orgánica contaminante.							
Carga doméstica vertida (Kg/día)									
DBO (Kg/día)						SST (Kg/día)			
205						164			
Calidad del vertimiento									
Tramo	Q (m³/s)	Longitud (Km)	T °C	pH	OD (mg/l)	DBO (mg/l)	SST (mg/l)	CTS (NMP 100ml)	CFS (NMP 100ml)
T1	1160	30	22,6	7,4	5,83	0,89	62	500	230
T2	600	40	23,0	7,2	5,10	1,02	71	550	298

En las tablas 25 y 26 se muestran las comparaciones de los resultados obtenidos de la evaluación de calidad del agua en los dos tramos mencionados con respecto al nivel técnico o normativo que exige el decreto colombiano 1594 del 1984 para determinar si el agua es de buena calidad.

Tabla 38 Comparativa de calidad de agua del río Atrato con la normativa técnica colombiana. Fuente: <http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf>

TRAMO		T1 (Vigía del fuerte)	
Parámetro	Condición Actual	Nivel técnico o normativo	deseado técnico o factible
OD (mg/l)	5,83	≥ 4	≥ 4
DBO (mg/l)	0,89	$\leq 5,0$	$\leq 5,0$
SST (mg/l)	62	$0 \leq SST \leq 20$	$0 \leq SST \leq 20$
Ph (unidad pH)	7,4	5,0 - 9,0	5,0 - 9,0
T (°C)	22,6	± 5 °C temp. Amb	± 5 °C temp. Amb
coliformes fecales (NM/100ml)	230	CF $\leq$ 2000	CF $\leq$ 2000
olores ofensivos	ausentes	Ausencia	Ausencia
grasas y aceites (mg/l)	presentes	Ausencia	Ausencia
material flotante (perceptible a la vista)	presentes	Ausencia	Ausencia



Tabla 39 Comparativa de calidad de agua del río Atrato con la normativa técnica colombiana. Fuente: <http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf>

TRAMO		T2 (Murindó)	
Parámetro	Condición Actual	Nivel técnico o normativo	deseado técnico o factible
OD (mg/l)	5,1	≥ 4	≥ 4
DBO (mg/l)	1,02	$\leq 5,0$	$\leq 5,0$
SST (mg/l)	71	$0 \leq SST \leq 20$	$0 \leq SST \leq 20$
Ph (unidad pH)	7,2	5,0 - 9,0	5,0 - 9,0
T (°C)	23	± 5 °C temp. Amb	± 5 °C temp. Amb
coliformes fecales (NM/100ml)	298	CF ≤ 5000	CF ≤ 5000
olores ofensivos	ausentes	Ausencia	Ausencia
grasas y aceites (mg/l)	ausentes	Ausencia	Ausencia
material flotante (perceptible a la vista)	ausentes	Ausencia	Ausencia

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede evidenciar que el gran caudal del río permite la disolución de la materia orgánica y contaminante vertida, por lo tanto, los coliformes fecales como indicadores de contaminación por materia fecal exhiben bajos valores, aunque conviene reducirlos y ajustar los demás parámetros para que cumplan con la normativa indicada; en este sentido es importante que la Planta de Tratamiento de Agua Potable realice las siguientes funciones:

Acciones requeridas:

- Mantener y elevar los niveles de oxígeno disuelto
- Evitar olores ofensivos mediante el mantenimiento de los niveles de oxígeno disuelto, la reducción de la carga de DBO5 y de los sólidos suspendidos totales.
- Reducir número de coliformes totales y fecales
- Mantener las condiciones de pH del agua estables
- La contaminación microbiológica del agua merece especial atención cuando el recurso es destinado al consumo humano, la norma colombiana (Decreto 1594/84) indica que los coliformes fecales no deben superar 2000 NMP/100ml cuando el agua es sometida a tratamiento convencional.



14. DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA

Debido a que el río Atrato es uno de los más caudalosos del planeta y por consiguiente la magnitud de su caudal es alta, se pretende disminuir su valor por medio de un canal de derivación o también llamado canal recolector; este es un conducto abierto que se encargará de desviar, canalizar y transportar una porción de agua del río tal y como se muestra en la figura 12.

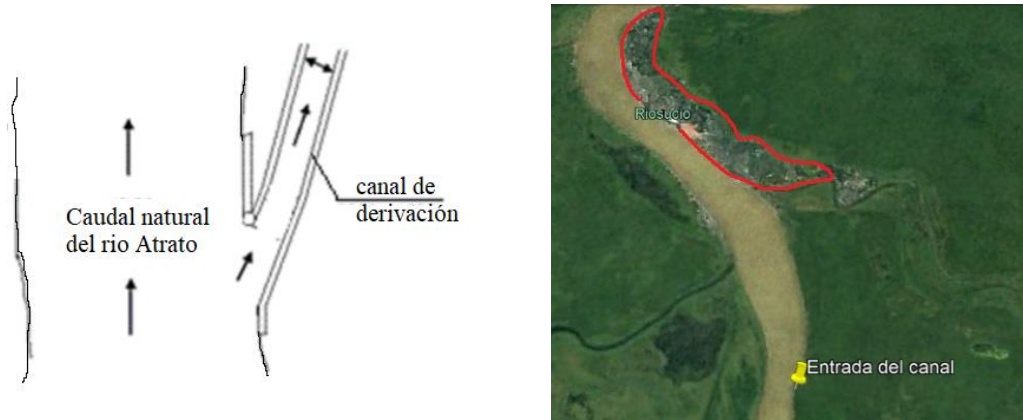


Figura 26 Esquema del canal recolector que deriva del río Atrato. Fuente: propia

14.1. DISEÑO DEL CANAL DE DERIVACIÓN

El río Atrato cuenta con una profundidad media de 11 metros y 282 metros de ancho; su caudal más bajo registrado fue de $2700 \text{ m}^3/\text{s}$ (según la figura 9 del numeral 6) teniendo esta información se procede a calcular la velocidad del río.

$$V = \frac{Q}{A} \rightarrow V = \frac{2700 \text{ m}^3/\text{s}}{(282\text{m})(11\text{m})} = 0.87 \text{ m/s}$$

Se procede a hallar el caudal dentro del canal con la velocidad del río hallada teniendo en cuenta que se considerarán las siguientes dimensiones para el canal:

$$\text{Ancho} = 10\text{m}$$

$$\text{Profundidad} = 7.0\text{m}$$

$$Q = V * A$$

$$Q = (0.87\text{m/s})(70\text{m}^2) = 60.92 \text{ m}^3/\text{s}$$



14.2. BOCATOMA

Es la estructura hidráulica por medio de la cual se transmite el caudal del río a el sistema de acueducto el cual es el doble de Caudal máximo diario Qmd.

La bocatoma debe construirse en un suelo que se estable y resistente a la erosión generada por el agua, además para evitar que por sedimentación se obstruya la bocatoma en las crecientes se debe procurar construir en un tramo recto del río, pero en los casos donde se necesite construir la bocatoma en una curva como es el caso del presente diseño al ser una toma directa o de estabilización del lecho, donde se hará una canalización y posteriormente una bocatoma de fondo. Se deben tomar todas las medidas de protección como el diseño de muros de contención aguas arriba y aguas debajo de la toma y se debe diseñar en la parte interna de la curva para mantener el caudal.

Al ser una toma directa requiere cuidado especial en el mantenimiento ya que se pueden acumular sedimentos en la bocatoma e interrumpir el caudal de diseño ya que se encuentra en el interior de una curva.

14.2.1. bocatoma de fondo

La bocatoma estará ubicada dentro del canal de derivación y esta se encargará de transmitir el caudal a la planta de tratamiento el cual es el doble de caudal máximo diario Qmd.

El tipo de bocatoma que se usará en el diseño hace la captación por medio de unas rejillas en la parte superior de la presa, que es la estructura que aumenta el nivel del agua.

14.2.1.1. Diseño de la presa

La primera parte de la bocatoma que se debe diseñar es la presa, la cota superior de esta es la misma cota del fondo del canal y dentro de ella se diseña el canal de aducción.

El ancho del canal es de 10 m, la presa y la garganta de la bocatoma se diseñarán como un vertedero rectangular de doble contracción.

Carga hidráulica (m)

La carga hidráulica sobre la cresta se calcula a partir de la ecuación de Francis:

$$Q_{md} = 85.96 \text{ L/seg}$$

$$Q = 1.839 * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Donde Q es caudal, L es el ancho de la presa y H es la carga hidráulica

$$H = \left(\frac{0.08596}{1.839 * 10m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H	0.027956091
---	-------------



Corrección de longitud

Se realiza la corrección de la longitud de la cresta del vertedero, a causa de las contracciones laterales

$$L' = L - (0.1n * H)$$

Donde n es el número de contracciones laterales que serían 2.

$$L' = 2 - (0.1 * 2 * 0.0279)$$

L'	1.994408782
----	-------------

Velocidad de flujo (m/seg)

Debe estar entre 0.3 m/seg y 3 m/seg para que esta pueda ser aplicable en las ecuaciones de alcance de chorro para diseñar el canal de aducción.

$$V = \frac{Q}{L' * H}$$

$$V = \frac{0.08596}{1.994 * 0.0279}$$

V	1.541872084
---	-------------

14.2.1.2. Ancho del canal de aducción en la bocatoma

Xs: Alcance de filo superior (m)

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

$$Xs = 0.36 * 1.5418^{\frac{2}{3}} + 0.6 * 0.0279^{\frac{4}{7}}$$

Xs	0.558172424
----	-------------

Xi: Alcance filo inferior (m)

$$Xi = 0.18 V^{\frac{4}{7}} + 0.74 H^{\frac{3}{4}}$$

$$Xi = 0.18 * 1.5418^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0.0279^{\frac{3}{4}}$$

Xi	0.281123505
----	-------------

B: Ancho de canal de reducción (m)



$$B = X_s + 0.1$$

B	0.658172424
B	0.7

Diseño de la rejilla (m2)

El área neta se estima en función de la longitud de la rejilla

$$Aneta = \frac{a}{a + b} * B * L_{rejilla}$$

a = Separación de rejillas

b = Diámetro de rejillas

B = Ancho de canal de aducción

Lr = Longitud de rejilla

$$Lr = \frac{0.955(0.05 + 0.0123)}{0.05 * 0.7}$$

Lr	1.700264424
----	-------------

Recomendación $Lr > 0.70$ OK

Recalculo de área neta (m2)

$$Aneta = \frac{a}{a + b} * B * L_{rejilla}$$

$$Aneta = \frac{0.05}{0.05 + 0.0123} * 1.70 * 0.7$$

Acorregida	0.955204733
------------	-------------

Número de orificios

$$Norifícios = \frac{Aneta}{a * B}$$

Norifícios	27.29156379
Norifícios	28

Recalculo de las condiciones iniciales

$$Aneta = a * B * Norifícios$$



$$Aneta = 0.05 * 0.7 * 28$$

Aultima	0.98
---------	------

$$V = \frac{Q}{K * An}$$

Vultima	0.097469871
---------	-------------

$$Lr = \frac{0.98(0.05 + 0.0123)}{0.05 * 0.7}$$

Lr ultima	1.7444
-----------	--------

Lr ultima	1.7444
-----------	--------

Profundidad crítica hc (m)

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

$$hc = \left(\frac{Q^2}{g * B^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

hc	0.115456556
----	-------------

Profundidad aguas arriba (ho)

$$ho = \left[2 * hc^2 + \left(hc - \frac{i * Lc}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i + Lc$$

i = pendiente del fondo del canal = 0.03

Lc = Longitud del canal más espesor de muro

El muro se hace en concreto ciclópeo y se asume una longitud de 0.60m

$$Lc = 2.42m + 0.6 = 3m$$

h0	0.124291225
----	-------------

Profundidad del canal aguas arriba (Ho)

Se estima la profundidad del canal al inicio aguas arriba, se debe dejar un borde libre de 15 cm

$$Ho = h0 + BL$$



HO	0.274291225
----	-------------

Profundidad del canal aguas abajo (He)

$$He = Ho + (i * Lc)$$

He	0.364291225
----	-------------

velocidad de flujo al final de la aducción

$$Ve = \frac{Q}{B * hc}$$

$$Ve = \frac{0.0859}{0.7 * 0.115}$$

Ve	1.063707783
----	-------------

entre (0.3 – 3) m/seg OK

14.2.1.3. Cámara de recolección de la bocatoma

Para el diseño de la cámara de recolección es necesario que su dimensionamiento permita el mantenimiento de este.

La altura H debe cubrir las pérdidas por entrada y por fricción de la tubería entre la bocatoma y el desarenador.

Estimación de las longitudes Xs y Xi para la cámara de recolección

$$Xs = 0.36 * Ve^{\frac{2}{3}} + 0.6 * hc^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.36 * 1.06^{\frac{2}{3}} + 0.6 * 0.115^{\frac{4}{7}}$$

Xsrecol	0.549871196
---------	-------------

$$Xi = 0.18 * Ve^{\frac{4}{7}} + 0.74hc^{\frac{3}{4}}$$

Xirecol	0.333036153
---------	-------------

Diseño de la base de la cámara de recolección (m)

$$Bcamara = Xs + 0.30$$

Base camara	0.849871196
-------------	-------------



- Se asume una cámara de recolección cuadrada de 0.15x0.15
- Borde libre = 1.5m

Altura de la cámara de recolección Hcam (m)

Se asume 60 cm de altura sin contar el borde libre

$$H_{cam} = 0.60 + 0.15 = 0.75 \text{ m}$$

Altura de los muros de contención (m)

La altura de los muros de contención se calcula en función del máximo caudal del río para evitar que el nivel del río sobrepase la bocatoma.

Caudal máximo canal de recolección = $60.82 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$H_{muros} = \left(\frac{60.92}{1.839 * 10m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H muros	2.22221177
---------	------------

Dejando 30 cm de borde libre

H muros	2.52221177
H muros	2.6

Altura de las cotas en términos de cotas (msnm)

Se referencia la altura de la presa a las cotas del río y la lámina de agua

Fondo del río en captación = 8 msn

Lámina de diseño: 8+0.0279

Lam diseño	8.027956091
------------	-------------

Lamina máxima: 8+7

Lam maxi	14.44363208
----------	-------------

H media

$$H_{media} = \frac{Q_{prom}}{1.839 * 10m}$$



Hmed	0.024758019
------	-------------

Cota

Lámina Promedio

$$Lam\ prom = Cota\ rio + Hmed$$

Lam prom	8.024758019
----------	-------------

Corona de muros de contención (msnm)

$$Corona\ muros = Cota\ rio + H\ Muros$$

Corona de muros	10.6
-----------------	------

Canal de aducción (msnm)

Fondo Aguas Arriba:

$$Fondo\ Aguas\ arriba = Cota\ rio - Ho$$

Fondo arriba	7.725708775
--------------	-------------

Fondo Aguas abajo:

$$Fondo\ Aguas\ abajo = Cota\ rio - He$$

Fondo Abajo	7.635708775
-------------	-------------

Lamina Aguas Arriba

$$Lamina\ aguas\ arriba = Fondo\ Aguas\ arriba + ho$$

Lamina arriba	7.85
---------------	------

Lamina Aguas abajo:

$$Lamina\ Aguas\ abajo = Fondo\ ahuas\ abajo + hc$$

Lamina abajo	7.751165331
--------------	-------------

Se adopta en esta etapa del diseño un valor de 40cm correspondientes a las perdidas en la aducción de la bocatoma al desarenador. Este valor se debe corregir al momento de hacer el diseño de la aducción.



14.2.1.4. Vertedero de excesos de la cámara de recolección

Cresta del vertedero de excesos

$$Cresta\ vertedero\ excesos = Fondo\ aguas\ abajo - borde\ libre\ (15cm)$$

Cresta vertedero excesos	7.485708775
--------------------------	-------------

$$Fondo = Cresta\ vertedero\ excesos - 0.60m$$

Fondo vertedero	6.885708775
-----------------	-------------

Caudal de excesos dentro de la cámara de recolección

Se diseña en función del caudal medio del río

Para una sección cuadrada el valor e CD es de 0.3

$$Q\ aceptado = CD * Aneta * (2g * Hmedio)^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_{aceptado} = 0.3 * 0.98 (2 * 9.8 * 0.024)^{\frac{1}{2}}$$

Q aceptado	0.204801586
------------	-------------

$$Q\ excesos = Q\ aceptado - Q\ diseño$$

Q excesos	0.11883316
-----------	------------

H excesos: (m)

$$Hexcesos = \left(\frac{Q\ excesos}{1.839 * Bcamara} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$Hexcesos = \left(\frac{0.118}{1.839 * 1.5} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H excesos	0.122888084
-----------	-------------

Velocidad de flujo sobre el vertedero de excesos (m/seg)

$$V\ excesos = \frac{Q}{A} = \frac{Q_{excesos}}{B * Hexcesos}$$

$$V\ excesos = \frac{0.118}{1.5 * 0.122}$$



V excesos	0.644668745
-----------	-------------

Longitud Xs de canal de excesos (m)

Asociada a la napa de agua sobre el vertedero, la cual descarga el canal de excesos

$$Xs = 0.36 * V_{excesos}^{\frac{2}{3}} + 0.6 * H_{excesos}^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.36 * 0.644^{\frac{2}{3}} + 0.6 * 0.122^{\frac{4}{7}}$$

Xs excesos	0.449734429
------------	-------------

Nota: El vertedero quedara colocado a 0.8m de la pared aguas abajo de la cámara de recolección.

Energía disponible para diseñar la tubería de descarga de excesos (m)

$$H = Cota\ inicial - Cota\ final$$

$$H_{energia} = Fondo\ de\ vertedero - cota\ de\ rio\ 50\ m\ mas\ adelante$$

$$H_{energia} = 6.885 - 5.525$$

H energía	1.360708775
-----------	-------------

Gradiente hidráulico

$$J = \frac{H_{energia}}{L\ de\ Bocatoma\ a\ la\ entrega\ de\ río}$$

$$J = \frac{1.36}{50}$$

Gradiente hid J	0.027214176
-----------------	-------------

Diámetro de la tubería de descarga de excesos (“)

Se usa la fórmula de Hazen Williams para hallar el diámetro de tubería

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

$$D^{2.63} = \frac{0.118}{150 * 0.2785 * 0.0272^{0.54}}$$



D	0.224681864
D	8.845742687
D	9 "

Cotas de descarga al río (msnm)

$$\text{Cota de descarga al río} = \text{Fondo de vertedero} - H \text{ energía}$$

Cota descarga al rio	5.525
----------------------	-------

$$\text{Cota batea tubería excesos de la cámara} = \text{Fondo Vertedero}$$

Cota batea camara	6.885708775
-------------------	-------------

$$\text{Cota clave tubería excesos de la cámara} = \text{Fondo vertedero} + 9 * 0.0254$$

Cota clave camara	6.936508775
-------------------	-------------

$$\text{Cota batea tubería de excesos en la descarga} = 5.525\text{m}$$

$$\text{Cota clave de excesos en la descarga} = 5.525 + 9 * 0.0254$$

Cota clave descarga	5.7536
---------------------	--------

14.3. ADUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA AL DESARENADOR

La aducción hace referencia a el transporte de agua cruda sin ningún tipo de tratamiento entre la bocatoma y el desarenador, se diseña a flujo libre por medio de tuberías para evitar cualquier tipo de contaminación del recurso en el momento de la conducción.

En este caso la planta cuenta con un tanque de almacenamiento, por lo que el diseño se hace con el caudal máximo diario.

La conducción debe estar a la menor distancia posible, por lo que la distancia entre el desarenador y la bocatoma debe estar entre 50 y 300 m, debido a que la aducción se realiza a flujo libre la superficie del agua se encuentra a presión atmosférica. El flujo puede ser laminar o turbulento y puede ser crítico, supercrítico o subcrítico, la velocidad mínima en la tubería debe ser de 0.6 m/seg.

La distancia entre la bocatoma y desarenador es de 73 m



Cálculo de la pendiente

Cota desarenador: 6.801msm

$$Pendiente = \left(\frac{Cotabatea camara - Cota desarenador}{distancia entre bocatoma y desarenador} \right) * 100$$

Pendiente	0.116039418
-----------	-------------

Cálculo del diámetro con la fórmula de Manning (“)

El coeficiente de rugosidad de Manning n es 0.01 ya que la tubería se construirá en cemento.

Tabla 40 Coeficiente de rugosidad de manning. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.

Coeficientes de rugosidad de Manning	
Material	Coeficiente de rugosidad, n
Asbesto cemento	0,010
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,014
Ladrillo	0,016
Ladrillo vitrificado	0,014
Metal corrugado	0,022
Hierro fundido	0,015
Plástico	0,009

$$u = 1.548 \left(\frac{1}{s^2} \right)^{0.5}$$

$$d = 1.548 \left(\frac{0.01 * 0.085}{0.0011^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

d tuberia aduccion	0.389524279
d tuberia aduccion	15.33560155
d tuberia aduccion	16"

Se diseña para condiciones de flujo uniforme y permanente, por lo que la pendiente de la línea de energía coincide con la lámina de agua (cabeza de velocidad constante) y a la vez coincide con el fondo del conducto (lámina de agua constante).



Caudal a tubo lleno (m3/seg)

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

$$Q_o = 0.312 * \frac{0.389^{\frac{8}{3}} * 0.0011^{\frac{1}{2}}}{0.01}$$

Qo tubo lleno	0.0860101
---------------	-----------

Velocidad de tubo lleno (m/seg)

Se divide el caudal del tubo lleno por el área de la sección transversal a tubo lleno

$$V = \frac{Q_o * 4}{3.1416 * d^2}$$

V tubo lleno	0.721754483
--------------	-------------

Relaciones hidráulicas

Se determina la relación entre caudal inicial y caudal con el tubo lleno

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.085}{0.086}$$

Q/Qo	0.999515475
------	-------------

Se determinan las relaciones hidráulicas para conductos circulares disponibles en la siguiente tabla usando como dato de entrada la relación entre caudales Q/Qo:



Tabla 41 Relaciones hidráulicas para conductos circulares. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados

0,6	V/V _o	0,900	0,903	0,908	0,913	0,918	0,922	0,927	0,931	0,936	0,941
	d/D	0,626	0,632	0,639	0,645	0,651	0,658	0,666	0,672	0,678	0,686
	R/R _o	0,136	1,139	1,143	1,147	1,151	1,155	1,160	1,163	1,167	1,172
	H/D	0,534	0,542	0,550	0,559	0,568	0,576	0,585	0,595	0,604	0,614
0,7	V/V _o	0,945	0,951	0,955	0,958	0,961	0,965	0,969	0,972	0,975	0,980
	d/D	0,692	0,699	0,705	0,710	0,719	0,724	0,732	0,738	0,743	0,750
	R/R _o	1,175	1,179	1,182	1,184	1,188	1,190	1,193	1,195	1,197	1,200
	H/D	0,623	0,633	0,644	0,654	0,665	0,677	0,688	0,700	0,713	0,725
0,8	V/V _o	0,984	0,987	0,990	0,993	0,997	1,001	1,005	1,007	1,011	1,015
	d/D	0,756	0,763	0,770	0,778	0,785	0,791	0,798	0,804	0,813	0,820
	R/R _o	1,202	1,205	1,208	1,211	1,214	1,216	1,219	1,219	1,215	1,214
	H/D	0,739	0,753	0,767	0,783	0,798	0,815	0,833	0,852	0,871	0,892
0,9	V/V _o	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d/D	0,826	0,835	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R/R _o	1,212	1,210	1,207	1,204	1,202	1,200	1,197	1,195	1,192	1,190
	H/D	0,915	0,940	0,966	0,995	1,027	1,063	1,103	1,149	1,202	1,265
1,0	V/V _o	1,041	1,042	1,042							
	d/D	0,914	0,920	0,931							
	R/R _o	1,172	1,164	1,150							
	H/D	1,344	1,445	1,584							

siendo: Q = caudal de diseño Q_o = caudal a tubo lleno
V = velocidad de diseño V_o = velocidad a tubo lleno
d = lámina de agua D = diámetro de la tubería
R = radio hidráulico al caudal de diseño
R_o = radio hidráulico a tubo lleno
H = profundidad hidráulica
n = número de Manning a caudal de diseño
n_o = número de Manning a tubo lleno

Velocidad real de la Tubería (m/seg)

$$\frac{v}{v_o} = 1.040$$

$$v = 1.040 * 0.721$$

Vreal	0.750624662
-------	-------------

Diámetro de la lámina de agua en la tubería (m)

$$d/D = 0.9$$

Altura de la cota

$$y = d\left(\frac{d}{D}\right)$$

$$y = 0.3895 * 0.9$$

y	0.350571851
---	-------------



Verificación de la cota de salida de la bocatoma (msnm)

$$H_{tub} = y + \frac{1.5(V_{real})^2}{2 * 9.8}$$

$$H_{tub} = 0.350 + \frac{1.5(0.75)^2}{2 * 9.8}$$

Htub	0.393692059
------	-------------

Cota a la salida de la bocatoma = cota batea camara + Htub

Cota bocator	7.279400835
--------------	-------------

Cálculo de pendiente con nueva información de cotas:

$$s = \frac{Cota\ bocatoma - Cota\ desarenador}{Ditancia\ entre\ cota\ y\ desarenador}$$

s	0.655343609
---	-------------

Cálculo de diámetro mínimo (“)

$$d = 1.548 * \left(\frac{n * Q_{diseño}}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$d = 1.548 * \left(\frac{0.01 * 0.085}{0.0065^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

d	0.281552976
---	-------------

d	11.08476282
---	-------------

d	12 "
---	------

Cálculo de caudal a tubo lleno con nuevo diámetro (m3/seg)

$$Q = 0.312 * \frac{d^{\frac{8}{3}} * s^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$Q = 0.312 * \frac{0.281^{\frac{8}{3}} * 0.0065^{\frac{1}{2}}}{0.01}$$

Qtuboll	0.0860101
---------	-----------



Velocidad a tubo lleno (m/seg)

$$V_{tlleno} = \frac{Q_{tubolleno} * 4}{3.1416 * d^2}$$

$$V_{tlleno} = \frac{0.086 * 4}{3.1416 * 0.281^2}$$

V _{tubolleno}	1.381459993
------------------------	-------------

Corrección de relaciones hidráulicas

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.085}{0.086}$$

Q/Q _o	0.999515475
------------------	-------------

Velocidad real (m/seg)

$$\frac{V_r}{V_o} = 1.040$$

$$V_r = 1.040 * 1.38$$

V _r	1.436718393
----------------	-------------

Cota de lámina de agua (msnm):

$$\frac{y}{D} = 0.9$$

$$y = \left(\frac{d}{D}\right) * d$$

$$y = (0.9) * 0.281$$

y	0.253397678
---	-------------

Verificación de la cota de salida de la bocatoma (msnm)

$$H_{tub} = y + \frac{1.5(V_{real})^2}{2 * 9.8}$$

$$H_{tub} = 0.25 + \frac{1.5(1.43)^2}{2 * 9.8}$$



H _{tub}	0.411369087
------------------	-------------

$$Cota\ de\ salida\ de\ la\ Bocatoma = 7.279 + 0.411$$

Cota salida Bocatoma	7.690769921
----------------------	-------------

Caudal de excesos máximo previsto para desarenador: (m³/seg)

$$Q_{exc} = Q_{lleno} - Q_{md}$$

$$Q_{exc} = 0.086 - 0.085$$

Q excesos desarenador	4.16741E-05
Q excesos desarenador	0.0000416

Este caudal se debe tener en cuenta en el momento de diseñar la estructura de excesos del desarenador.

Cotas de la tubería (msnm):

$$Cota\ batea\ a\ la\ salida\ de\ la\ bocatoma = 7.69$$

$$Cota\ clave\ a\ la\ salida\ de\ la\ bocatoma = 7.69 + d$$

Cota clave bocatoma	7.972322897
---------------------	-------------

$$Cota\ batea\ de\ desarenador = 6.801$$

$$Cota\ clave\ desarenador = 6.801 + d$$

Cota clave desarenador	7.082552976
------------------------	-------------

14.4. DESARENADOR

Es un tanque construido con el fin de sedimentar las partículas en suspensión por acción de la gravedad.

El material en suspensión a sedimentar es básicamente arcilla, arena o grava fina y la función del desarenador es remover dichas partículas hasta el tamaño de las arenas.



El proceso de sedimentación se puede complementar con un proceso de coagulación en donde se emplean sustancias químicas para remover las partículas de arcilla, logrando que las partículas más pequeñas se aglomeren y se puedan remover con mayor facilidad.

El desarenador está dividido en 5 partes:

Cámara de aquietamiento

Se amplía la sección por donde se conduce el agua, por lo que se disipa el exceso de energía proveniente de la tubería de aducción. El paso a la siguiente zona se puede hacer por medio de una canal de repartición con orificios sumergidos. En los lados se encuentra un vertedero que es el encargado de llevar el caudal de excesos nuevamente hacia el río.

Entrada del desarenador

Después de la cámara de aquietamiento se construye una cortina, que hace que las líneas de flujo descendan con rapidez, logrando que se sedimente el material más grueso inicialmente

Zona de sedimentación

Es el lugar donde se sedimentan las partículas restantes, cumpliendo con las leyes de la sedimentación. La profundidad útil de la sedimentación es H.

Almacenamiento de lodos

Es el volumen comprendido entre la zona de sedimentación y el fondo del tanque. El fondo debe tener pendientes hacia la tubería de lavado.

Salida del desarenador

Consta de una pantalla sumergida, un vertedero y un canal de recolección.

14.4.1. Recomendaciones

- Se recomienda tener como mínimo 2 desarenadores funcionando en paralelo como mínimo para mayor comodidad en la operación, previniendo situaciones en caso de emergencias o en el mantenimiento de estos.
- Debe existir un paso directo en caso de emergencias.
- Se recomienda que las dimensiones del tanque sean con una relación de longitud a ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1.
- La profundidad mínima debe ser de 1.50 y la máxima de 4.50m
- La profundidad de almacenamiento de lodos recomendable debe ser de 10/1 de largo y profundidad. La profundidad de lodos se recomienda entre 0.75m y 1.50 m y puede llegar a un tope del 100% de la profundidad útil de sedimentación.
- Las pendientes en el fondo del tanque deben oscilar entre el 5 y 8 %
- Remover partículas con un diámetro mínimo de 0.10 mm



- La velocidad horizontal debe ser inferior a 0.25 m/seg
- La densidad de la arena a remover debe ser de 2.65 gr/cm³
- La relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de sedimentación (vertical) debe ser menor a 20
- El tiempo de retención, que hace referencia a el periodo de tiempo que toma una partícula en entrar y salir del tanque debe ser mayor a 20 minutos y menor a 4 horas.
- La carga Hidráulica (Vo) que hace referencia a el caudal por unidad de área superficial debe estar entre 15 y 80 m³/m²*día.
- La relación entre velocidad horizontal y velocidad de sedimentación de la partícula debe ser mayor a 9 menor de 15.
- Se remueven todas las partículas que cumplan con Vs>Vo
- La velocidad horizontal de la partícula crítica debe ser menor a la velocidad de suspensión (Vh<Vr)

$$Vr = \left(\frac{8k}{f} * g(pd - p) * d \right)^{\frac{1}{2}}$$

Vr = Velocidad de suspensión

K = Factor de forma

F = Factor de fricción en el flujo de la cámara

d = Dimensión de la partícula

- La eficiencia del desarenador depende de los deflectores o huecos, estos propician las líneas de flujo las cuales evitan zonas de recirculación y zonas muertas. El número de deflectores se hallan por medio del número de Hazen.

14.4.2. Diseño de sedimentador

Velocidad de sedimentación (cm/s)

$$Vs = \frac{g}{18} * \frac{(pd - p)}{M} * d^2$$

Vs = Velocidad de sedimentación (cm/seg)

pd = Densidad de la partícula

p = Densidad del agua

M= Viscosidad cinemática del agua



g = Gravedad

d = Diámetro de la partícula (Se asume esférica)

En el diseño se hacen las siguientes suposiciones:

- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal
- El agua se desplaza a una velocidad uniforme a lo largo del desarenador.
- Toda partícula que llegue al fondo antes de llegar a la salida del tanque será removida
- Velocidad vertical es igual a la velocidad de sedimentación $V_o = V_s$

La densidad de la arena a remover debe ser de 2.65 gr/cm³

La temperatura del agua se asumió a 15 grados centígrados por lo que la viscosidad cinemática es de 0.01146 cm²/seg.

Tabla 42 Viscosidad cinemática del agua. Fuente: López Cualia (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.

Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)
0	0,01792	18	0,01059
2	0,01763	20	0,01007
4	0,01567	22	0,00960
6	0,01473	24	0,00917
8	0,01386	26	0,00876
10	0,01308	28	0,00839
12	0,01237	30	0,00804
14	0,01172	32	0,00772
15	0,01146	34	0,00741
16	0,01112	36	0,00713

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(pd - p)}{M} * d^2$$

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2.65 - 1)}{0.01146} * 0.005^2$$

V_s	0.147660938
-------	-------------

Número de Reynolds

$$R = \frac{v * d * p}{M}$$



$$R = \frac{0.147 * 0.005 * 0.85}{0.01146}$$

R < 1 ok

R	0.057050817
---	-------------

Tiempo de Remoción

$$t_{remoción} = \frac{h_{sedimentador}}{V_s}$$

$$t_{remoción} = \frac{386}{0.147}$$

t recomoción	2614.096907
--------------	-------------

Tiempo de retención hidráulica

Se realiza con el número de Hazen, tomando 1 deflector tomado de la tabla 30.

Tabla 43 Numero de Hazen : López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados

Número de Hazen (V_s/V_o) = 2/4

Condiciones	Remoción (%)							
	87,5	80	75	70	65	60	55	50
n = 1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n = 3	2,75		1,66					0,76
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

.Numero de Hazen = 4

$$Tiempo de retención = Numero de Hazen * tiempo de remoción$$

t retención	10456.38763
-------------	-------------

Entre 20 min y 4 horas Ok

Volumen del sedimentador (m3)

Se utilizarán 5 tanques sedimentadores en paralelo por lo que el Qmd se divide en 5



$$V = t_{\text{retención}} * Q/5$$

$$V = 0.085 * 10456.38/5$$

V sedimentado	179.783837
---------------	------------

Área superficial (m2)

$$As = \frac{V_{\text{sedimentador}}}{h_{\text{sedimentador}}}$$

$$As = \frac{179.78}{3.86}$$

As	46.57612359
----	-------------

Dimensiones del sedimentador

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

$$L = 3B$$

$$B = \left(\frac{As}{3}\right)^{\frac{1}{2}}$$

B	3.940225188
---	-------------

L	11.82067556
---	-------------

Carga Hidráulica (m3/día):

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

$$CH = \frac{\frac{Q}{5} * 86400 \text{seg}}{1000l * 46.57}$$

Carga h	31.8947625
---------	------------

(15-80m3/día) Ok



La carga hidráulica es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula V_o , la cual debe corresponder a un diámetro menor.

Diámetro de la partícula removida (cm)

$$V_o = 31.89 \text{ m}^3/\text{día} * \left(\frac{100 \text{ cm}^3}{1 \text{ m}} * \frac{1 \text{ día}}{86400 \text{ seg}} \right)$$

V_o	0.036915234
-------	-------------

$$d_o = \left(\frac{V_o * 18 * M}{g * (p_s - p)} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$d_o = \left(\frac{0.036 * 18 * 0.01146}{908 * (2.65 - 1)} \right)^{\frac{1}{2}}$$

d_o	0.003719893
-------	-------------

$d > d_o$ Ok Se remueven las partículas con el proceso de sedimentación

Chequeo de Velocidad de cimentación crítica (cm/seg)

$$V_s > V_o$$

$$0.1476 > 0.036$$

Se remueven las partículas con el proceso de sedimentación Ok

Chequear la relación $V_s/V_o = t \text{ retención} / t \text{ remoción}$

$$\frac{V_s}{V_o} = \frac{0.1476}{0.036} = 4.1$$

$$\frac{t \text{ retención}}{t \text{ remoción}} = \frac{10456.38}{2614.09} = 4$$

Ok

Velocidad horizontal (cm/seg)

$$V_h = \frac{Q}{B * H}$$

$$V_h = \frac{0.01718}{3.94 * 3.86}$$

V_h	0.001130474
-------	-------------



$$V_h < 20 * V_s$$

$$0.1104 < 20 * 0.1476$$

$$0.1104 < 2.952 \quad \text{Ok}$$

Velocidad de re-suspension (cm/seg)

$$V_r = \left(\frac{8k}{f} * g(p_s - p)d \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$K = 0.04$$

$$F = 0.03$$

$$V_r = \left(\frac{8 * 0.04}{0.03} * 9.8(2.65 - 1)0.043 \right)^{\frac{1}{2}}$$

Vr	2.723350877
----	-------------

$$V_h < V_r$$

$$0.113 < 2.72 \text{ cm/seg} \quad \text{Ok}$$

$$V_r > V_{\text{sedimentación}}$$

$$2.72 > 0.147 \quad \text{Ok}$$

Diseño de la pantalla difusora

- La velocidad de paso de flujo entre los orificios de la pantalla debe ser como máximo de 0.10 m/seg.
- La ubicación de la pantalla difusora debe estar entre 0.7 y 1 m de la pared d entrada.
- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar entre 1/5 y 1/6 de la altura H (medidas desde la superficie) y los más bajos entre 1/4 y 1/5 medidas desde el fondo.
- Los orificios deben estar emboquillados en la salida, con un chaflan de 15 grados



Área de orificios de entrada (m2)

Se asume la velocidad = 0.10 m/seg

$$A_{orificios} = \frac{Q_{diseño}}{V_{orificio}}$$

$$A_{orificios} = \frac{0.01718}{0.10}$$

A orificios	0.171936852
-------------	-------------

Cálculo de número de orificio

Se asume un diámetro de 3 pulgadas para una tubería- presión con un RDE 21, diámetro interno real de 103.42 mm

$$A_{orificio RDE 21} = \frac{3.1416(0.10342)^2}{4}$$

A orificio rde	0.0084004
----------------	-----------

$$\#_{orificios} = \frac{A_{orificios}}{A_{orificios unitario}}$$

$$\#_{orificios} = \frac{0.0171}{0.0084}$$

# orificios	20.4676983
-------------	------------

# orificios	21
-------------	----

Comprobar velocidad de flujo en orificios (m/seg)

$$A_{orificios} = 0.0084 * 21$$

A orificios	0.176408399
-------------	-------------

$$V_{orificios} = \frac{Q_{orificios}}{A_{orificios}}$$

$$V_{orificios} = \frac{0.0171}{0.1764}$$

V orificios	0.09746523
-------------	------------



$$< 0.10 \text{ m/seg} \quad \text{Ok}$$

Vertedero de salida (m)

Cálculo de carga hidráulica del vertedero rectangular sin contracciones a la salida del desarenador:

$$Q = C * D * (2g)^{\frac{1}{2}} * B * h^{\frac{3}{2}}$$

$$h = \left(\frac{0.01718}{1.84 * 3.94} \right)^{\frac{2}{3}}$$

CH vertedero	0.017783616
--------------	-------------

Velocidad de la cresta del vertedero (m/seg)

Debe ser mayor a 0.3 m/seg

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

$$Vv = \frac{0.1718}{3.94 * 0.017}$$

Vv	0.245373613
----	-------------

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

$$Xs = 0.36 * 0.245^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.017^{\frac{4}{7}}$$

Xs	0.201099654
----	-------------

Pantalla de salida (m)

$$Profundidad = \frac{h}{2}$$

h pantalla salida	1.93
-------------------	------

$$Distancia \text{ al vertedero de salida} = 15 * Hv$$

Distancia al vertedero de salida	0.266754239
----------------------------------	-------------

Pantalla de entrada (m)

$$Profundidad = H/2$$

h pantalla entrada	1.93
--------------------	------



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

Distancia a la camara de aquietamiento	2.955168891
--	-------------

Almacenamiento de lodos

Relación de profundidad de lodos= 10

Profundidad máxima	1.182067556
--------------------	-------------

Profundidad máxima= $L/10 =$

Profundidad máxima adoptada = 1m

Profundidad mínima adoptada = 0.8m

Dist puerto de salida a la cámara de aquietamiento: $L/3$

Dis salida a camara de aquietamiento	3.940225188
--------------------------------------	-------------

Dist puerto de salida a vertedero de salida = $2L/3$

Dist puerto de salida a vertedero de salida	7.880450375
---	-------------

$$\text{Pendiente transversal} = \frac{\text{Profundidad máxima adoptada} - \text{profundidad mínima adoptada}}{\text{Distancia a la camara de aquietamiento}}$$

Pendiente transversal	6.767802701
-----------------------	-------------

$$\text{Pendiente longitudinal en } \frac{L}{3} = \frac{\text{Profundidad máxima adoptada} - \text{profundidad mínima adoptada}}{\text{Dist puerto de salida a la cámara de aquietamiento}}$$

Pendiente longitudinal en L/3	5.075852026
-------------------------------	-------------



$$Pendiente\ longitudinal\ en\ \frac{2L}{3} = \frac{Profundidad\ máxima\ adoptada - profundidad\ mínima\ adoptada}{Dist\ puerto\ de\ salida\ a\ vertedero\ de\ salida}$$

Pendiente longitudinal en 2L/3	2.537926013
--------------------------------	-------------

Cámara de aquietamiento

$$Profundidad = H/3$$

Profundidad camara de aquietamiento	1.286666667
-------------------------------------	-------------

$$Ancho = B/3$$

Ancho camara de aquietamiento	1.313408396
-------------------------------	-------------

$$Largo\ adoptado = 1\ m$$

Rebose de la cámara de aquietamiento

Q excesos (m3/seg)

$$Q_o - Q = 0.08601 - 0.0859 =$$

Q excesos	4.16741E-05
-----------	-------------

H excesos cámara de aquietamiento

$$H\ excesos = \left(\frac{Q\ excesos}{1.84 * largo\ adoptado} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H excesos	0.000800507
-----------	-------------

$$Ve = \frac{Q\ excesos}{Hv * Le}$$

Ve	0.052059559
----	-------------

$$Xs = 0.036 * Ve^{\frac{2}{3}} + 0.6 * He^{\frac{4}{7}}$$

Xs	0.060393261
----	-------------

$$Lr = 0.20$$

$$\frac{B - Ancho}{2} =$$



(B-ancho)/2	1.313408396
Lr	1.313408396

Diámetro de la tubería en excesos = 6" ya que la tubería se trabaja con diámetros mínimos

Cálculo de cotas (msnm)

Cota batea de la tubería de entrada: 6.801

Cota lámina de agua en tubería de entrada: $6.801 + 0.253$

Cota batea tub entrada	7.054397678
------------------------	-------------

Cota lámina de agua en cámara de aquietamiento: $7.05 - 0.02$

Cota lamina camara aquietamiento	7.034397678
----------------------------------	-------------

Cota de la cresta del vertedero de cámara de aquietamiento: $7.034 - 0.0008$

Cota cresta vertedero camara aquiet	7.035198185
-------------------------------------	-------------

Cota del fondo de la cámara de aquietamiento: $7.034 - 1.286$

Cota fondo camara de aquietamiento	5.747731011
------------------------------------	-------------

Cota en lámina de agua en zona de sedimentación: 7.034

Cota de la corona de los muros del sedimentador: $7.054 + 0.30$

Cota de la corona de los muros del sedimentador	7.354397678
---	-------------

Cota inferior de pantallas de entrada y salida: $7.034 - 0.75$

Cota inferior de pantallas de entrada y salida:	6.284397678
---	-------------

Cota de fondo de profundidad útil del sedimentador: $7.034 - 1.50$

Cota de fondo de profundidad útil del sedimentador	5.534397678
--	-------------

Cota de fondo a la entrada y salida del desarenador: $5.534 - 0.80$

Cota de fondo a la entrada y salida del desarenador:	4.734397678
--	-------------



Cota placa fondo en punto de desagüe: 5.53-1

Cota placa fondo en punto de desagüe	4.534397678
--------------------------------------	-------------

Cota cresta de vertedero de salida: 7.034-0.017

Cota cresta de vertedero de salida:	7.016614062
-------------------------------------	-------------

Cota de lámina de agua de la cámara de recolección: 7.01- 0.15

Cota de lámina de agua de la cámara de recolección	6.866614062
--	-------------

Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta): 6.866-.30

Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta)	6.566614062
---	-------------

14.4.3. Conducción del desarenador a aireador por bombeo

Tabla 44 Conducción de desarenador a aireador por bombeo. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.

Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Exterior		Diámetro Interior		Espesor de Pared		Peso Aprox. kg/m
	(pulg.) (O.D.)	(mm)	(pulg.) (I.D.)	(mm)	(pulg.) (T)	(mm)	
4"	4.215	107.1	3.975	101.0	0.120	3.0	1.64
6"	6.275	159.4	5.915	150.2	0.180	4.6	3.57
8"	8.400	213.4	7.920	201.2	0.240	6.1	6.25
10"	10.500	266.7	9.900	251.5	0.300	7.6	9.82
12"	12.500	317.5	11.780	299.2	0.360	9.1	14.13
15"	15.300	388.6	14.426	366.4	0.437	11.1	20.97
18"	18.701	475.0	17.629	447.8	0.536	13.6	31.83
21"	22.047	560.0	20.783	527.9	0.632	16.1	44.47
24"	24.803	630.0	23.381	593.9	0.711	18.1	58.00
27"	27.953	710.0	26.351	669.3	0.801	20.3	73.62

Selección de diámetros de succión e impulsión y selección de accesorios (cheques, válvulas de pie, reducciones, ampliaciones, válvulas de corte, etc). Tabla 31.

$$De = 1.2\left(\frac{t}{24}\right)^{0.25} * \sqrt{Q}$$

Donde:

De: Diámetro económico.

T: tiempo de bombeo.

Q: Caudal obtenido en el cálculo de QMD.



$$De = 1,2\left(\frac{12}{24}\right)^{0,25} * \sqrt{0.0859}$$

$$De = 0.295m \approx 317.5 \text{ mm} \approx 12''$$

Se eligió un diámetro de impulsión de 12'' (317.5mm) y un diámetro de succión de 18'' (475).

$$\frac{63,484}{0,5} = 0,171 m^3/s$$

$$\frac{0,171 m^3}{s} * \frac{3600s}{1h} = 618.972 \frac{m^3}{h}$$

$$Q = V.A$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,171 m^3/s}{\frac{\pi(0.3175 m)^2}{4}} = 2,17 m/s$$

La velocidad de impulsión si cumple con la condición de que debe estar entre un rango de 1 a 3.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,171 m^3/s}{\frac{\pi(0,475 m)^2}{4}} = 0.9702 m/s$$

La velocidad de succión si cumple con la condición de que debe estar entre un rango de 0,45 a 1,6.

La succión se hace con hierro galvanizado y la impulsión con PVC.

Válvula de pie	90	PVC (m)
Codo 90°	10	
Reducción 8*6	4	
total	104	
	301.6	

$$104m * 2.9 = 301.6m$$

$$h_{f0-1} = \frac{fL(m)Q^{1.85} l/s}{D(m)^{4.866} C^{1.85}}$$



$$hf_{0-1} = \frac{3 \times 10^{-5} (5,5 + 301,6) (85,96)^{1,85} \text{ l/s}}{(0,3556 \text{ m})^{4,866} (120)^{1,85}} = 0,887 \text{ m}$$

Ampliación 3*4	9.5	
Válvula de compuerta	2.2	
Válvula de cheque	24	
4 codos 90°	38	
2 codos 45°	9.6	
total	83.4	hierro galvanizado
	241.57	PVC

$$83,4 \text{ m} * 2,9 = 241,57 \text{ m}$$

$$h_{a0-1} = \frac{fL(m)Q^{1,85} \text{ l/s}}{D(m)^{4,866} C^{1,85}}$$

$$h_{a0-1} = \frac{3 \times 10^{-5} (241,57 + 80) (85,96)^{1,85} \text{ l/s}}{(0,3175 \text{ m})^{4,866} (150)^{1,85}} = 1,068 \text{ m}$$

1.2 Calculo NSPH disponible, altura dinámica, potencia útil de la bomba

NPSH disponible

$$NPSH_{disponible} = -Z - hf_{0-1} + \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma}$$

$$NPSH_{disponible} = -1,9 - 1,955 + 10,52 - 0,424$$

$$NPSH_{disponible} = 6,239 \text{ m}$$

Altura dinámica total succión (HB)

$$Z_o + \frac{P_o}{\gamma} + \frac{(V_o)^2}{\gamma} + H_B = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{(V_1)^2}{\gamma} + hf_{0-1} + ha_{0-1}$$



$$HB = Z_1 + hf_{0-1} + ha_{0-1}$$

$$HB = 1.9 + 1.068 + 0.88$$

$$HB = 3.84m$$

Potencia útil de la bomba

$$P = \gamma \cdot Q \cdot H$$

$$P = 9810 \frac{kn}{m^3} * 0.0859 \frac{m^3}{s} * 3.84 m$$

$$P = 3252.04 w = 3.252 Kw = 4.36 HP$$

14.4.4. Aireación

Es el proceso por el que se el agua se pone en contacto con el aire con el fin de disminuir la concentración de sustancias volátiles, disminuir la concentración de CO₂, disminuir la concentración de H₂S, remover gases como metano, cloro y amoníaco, oxidar hierro y magnesio, así como la remoción de olores y sabores causados por materia orgánica en el agua.

La aireación se logra cuando se hace un arrastre o barrido de sustancias volátiles causado por la mezcla turbulenta del agua con el aire y por el proceso de oxidación de los metales y los gases.

Se diseña un aireador de bandejas múltiples que consiste en una serie de bandejas con orificios, sobre las cuales se distribuye el agua y se vierte sobre un tanque receptor en la base del mismo.

Se coloca coque o ladrillo triturado de 5 a 15 cm de diámetro para mejorar la eficiencia de intercambio de gases y la distribución del agua.

- Generalmente se usan de 3 a 9 bandejas
- El espaciamiento entre bandejas es de 30 a 75 cm
- El área requerida de las bandejas varía entre 0.05 a 0.15 m² por L/seg de agua
- La altura del aireador varía de 2 a 3 metros.
- Debe estar ubicado en un lugar con buena ventilación
- La corrosión, la formación de lama biológica y algas son factores que se deben tener en cuenta en la construcción de aireadores de bandeja por lo que se deben construir con materiales durables.



Área de las bandejas: (m2)

Carga hidráulica superficial máxima de 100 m3/m2 día

$$A = \frac{Q}{\text{Carga Hidráulica superficial Maxima}}$$

$$A = \frac{\frac{85L}{\text{seg}} * \frac{86400\text{seg}}{1\text{día}} * 1\text{m}^3/1000L}{100 \frac{\text{m}}{\text{día}}}$$

Area bandejas	73.44
---------------	-------

$$\frac{73.44\text{m}^2}{85L} = 0.864 \quad \text{entre 0.05 y 0.15} \quad \text{Ok}$$

Numero de bandejas = 9

Área por bandeja: (m2)

$$\text{Area por bandeja} = \text{Area de bandejas} / 9$$

Area por bandeja	8.16
------------------	------

Lado de bandeja cuadrada: (m)

$$L = \sqrt{8.16}$$

L bandeja	2.856571371
L bandeja	2.86
Area por bandeja	8.1796



Se asume un diámetro de orificios de 5 mm

Caudal por cada orificio: (m3/seg)

$$q = Cd * A * \sqrt{2gH}$$

H = 0.15m

Coeficiente de descarga (Cd) = 0.82

$$Area\ de\ orificio = \frac{\pi(0.005m)^2}{4}$$

Area orificio	0.000019635
q por orificio	2.76069E-05

Numero de orificios por bandeja:

$$\#orificios = \frac{0.005\ m3/seg}{2.76 \times 10^{-6}\ m3/seg}$$

Num orificios	181.113816
Num orificios	182

Número total de orificios:

$$Num\ Total\ orificios = \sqrt{Num\ orificios} * \sqrt{Num\ orificios}$$

$$Num\ Total\ orificios = 14\ filas * 14\ columnas$$

Total orificios	196
-----------------	-----



Espaciamiento de orificios: (m)

$$\text{Espaciamiento} = \frac{L}{\text{num orificios por fila} + 1}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{2.86\text{m}}{14 + 1}$$

Espaciamiento	0.190666667
---------------	-------------

Caudal de orificios corregidos:

$$q = \frac{0.005\text{m}^3/\text{seg}}{196}$$

Q orificios corregido	2.55102E-05
-----------------------	-------------

H Corregida:

$$H = \frac{q^2}{(Cd * A)^2 * 2g}$$

$$H = \frac{(2.55 \times 10^{-5})^2}{(0.82 * 1.96 \times 10^{-5})^2 * 29.8}$$

H corregido	0.128080283
-------------	-------------

Espaciamiento entre bandejas = 50 cm

Altura de aireador: (m)

Altura de aireador = Espaciamiento de bandejas * (numero de bandejas + 1)

Altura Aireador	3
-----------------	---

entre 2 y 3 m Ok



14.4.5. Mezcla rápida

Operación empleada en el tratamiento de agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases.

En plantas de purificación de aguas el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de una masa de flujo.

14.4.6. Coagulación

Una vez adicionados los coagulantes y auxiliares de coagulación deben dispersarse rápida y homogéneamente en el cuerpo de agua, para lo cual deben emplearse las unidades de mezcla rápida. La coagulación se logra por medio de un resalto hidráulico.

14.5. MEZCLADOR HIDRÁULICO (CANALETA PARSHALL-RESALTO HIDRÁULICO)

Cámara de disipación

Se escoge un tiempo de retención t entre 30 y 60 seg

t retención	50
-------------	----

Volumen (m3)

$$V = Q * t$$

V	4.298421296
---	-------------

Velocidad de ascenso (V_a) (m/seg)

$V_a = 0.8$ m/seg (0.09-0.1m/seg)

Área superficial de la cámara (m2)

$$A = \frac{Q}{V_a}$$

$$A = \frac{0.085}{0.8}$$

A	0.107460532
---	-------------

Profundidad de la cámara

$$h = \frac{V}{A}$$



$$h = \frac{4.29}{0.107}$$

h	40
---	----

Longitud y ancho de la cámara de disipación

$$l * a = A$$

$$0.5 * 0.2149 = 0.10746$$

l	0.214921065
---	-------------

a	0.5
---	-----

14.5.1. Canaleta parshall

Ancho de la garganta

Se escoge la canaleta para el caudal de diseño, considerando el rango de operación de la canaleta de acuerdo con el ancho de la garganta.

Tabla 45 Determinación del ancho de la garganta W en función al caudal. Fuente: Jairo A. Romero (2004), Tratamiento de aguas

Ancho de la garganta (cm)	Capacidad (l/s)	
	Mínimo	Máximo
2,5	0,3	5
5	0,6	13
7,6	0,8	50
15,2	1,5	110
22,9	2,5	250
30,5	3,1	455
45,7	4,3	700
61	12	950
91,4	17	1400
121,9	37	1900
152,4	60	2400
182,8	70	2900
213,4	115	3450
243,8	130	3950
305	250	5660

De acuerdo con el caudal de diseño y el caudal máximo tomamos la canaleta de 15.2 cm de ancho de garganta.



W	0.152
---	-------

Tabla 46 Dimensiones mínimas de la canaleta parshall. Fuente: Jairo A. Romero (2004), Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño.

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	R	M	P	X	Y
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)

Ancho del resalto (B)(m)

Se escoge el valor de C, fue necesario recalcularlo para cumplir con el valor del gradiente

B	0.58
---	------

Numero de froude en la sección 1

Fijar el valor del número de Froode, tiene que estar entre (4.5 - 9)

$$F1 = \frac{V1}{(g * y1)^{\frac{1}{2}}}$$

N Froode	6
----------	---

Altura de la lámina en la sección 1(m)

$$Q1 = y1 * B1 * V1$$

Se remplace V1 en la ecuación de Froode

$$y1^{\frac{3}{2}} = \frac{Q1}{F1 * B1 * g^{\frac{1}{2}}}$$

y1	0.039636728
----	-------------

Velocidad en el punto 1(m/seg)

$$V1 = \frac{Q1}{y1 * B1}$$

V1	3.739496972
----	-------------

Altura de la lámina de agua en el punto 2 (m)

$$y2 = \frac{-y1}{2} + \left(\frac{2V1^2 * y1}{g} + \frac{y1^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}$$



y2	0.317093823
----	-------------

Longitud del resalto (Lt)(m)

Se determina la longitud del resalto por medio del número de Froode y la gráfica 15.4 del libro de Ven te Chow. (figura 13).

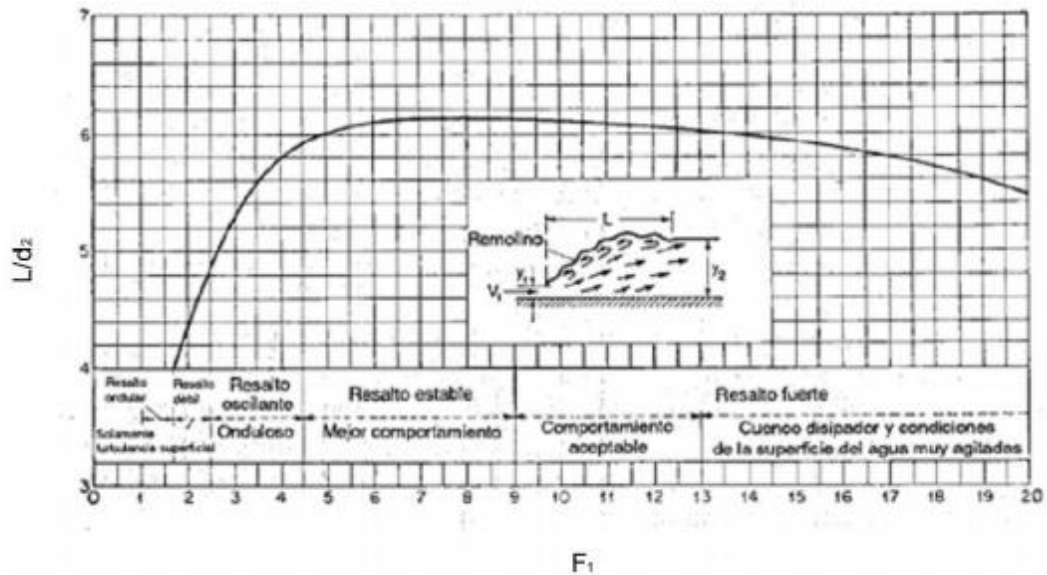


Figura 27 longitud de resalto en canales sin pendiente con sección rectangular. Fuente: Juan G Saldarriaga; ven te chow (1959); Gráfica 15.4 resalto hidráulico

Numero de Froode = 6

$Lt/d2 = 6.1$

$$Lt = 6.1 * y2$$

Lt	1.934272322
----	-------------

Longitud del canal del resalto (m)

$$X = (1.4 - 1.2)Lt$$

x	0.386854464
---	-------------

Velocidad en sección 2 (m/seg)

$$V2 = \frac{Q}{A2} = \frac{Q}{B * y2}$$

V2	0.467437122
----	-------------



Velocidad media del resalto (m/seg)

$$Vm = \frac{v1 + v2}{2}$$

Vm	2.103467047
----	-------------

Tiempo de duración del resalto (seg)

$$t = \frac{Lt}{Vm}$$

entre (0.8 y 1.2) seg Ok

t	0.919563881
---	-------------

Energía disipada en el resalto (m)

$$\Delta E = \left(\frac{V1^2}{2g} + y1 \right) - \left(\frac{v2^2}{2g} + y2 \right)$$

delta E	0.424856177
---------	-------------

Gradiente promedio en el resalto (seg^{-1})

$$G = \left(\frac{Peso\ específico * delta\ E}{Viscocidad\ dinámica\ agua * t} \right)^{\frac{1}{2}}$$

G	1992.923501
---	-------------

Altura del vertedero de control (hcontr) (m)

Empleamos la gráfica de la figura 14 de Ven Te Chow

10 de Ven Te Chow



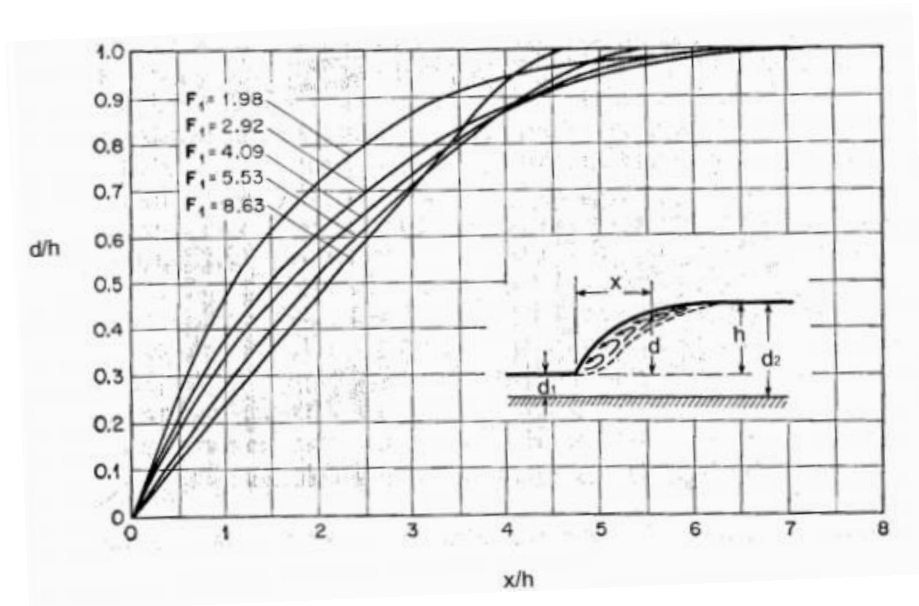


Figura 28 Perfiles superficiales adimensionales de resaltos hidráulicos en canales sin pendientes con sección rectangular. Fuente: Juan G Saldarriaga; ven te chow (1959); Gráfica 10 altura de vertederos

Para un valor de $x = 0.386$ y numero de Froode de 6

h control = 0.06 m

Caudal que pasa por el vertedero (m3/seg)

$$Gs = y^2 - h$$

Gs	0.257093823
----	-------------

$$Q = 1.84 * B * Gs^{\frac{3}{2}}$$

Q	0.139117986
---	-------------

Debido a que el caudal Q es mayor al caudal de diseño se deben instalar contracciones a lo ancho del vertedero.

Ancho del vertedero (m)

$$b = \frac{Q}{1.84 * Gs^{\frac{3}{2}}}$$

$$b = \frac{0.0854}{1.84 * 0.257^{\frac{3}{2}}}$$

b	0.358412946
---	-------------



14.5.2. Floculador horizontal

14.5.2.1. Sector 3

Calcular Ancho (m)

$$B = \frac{\text{Peso específico} * k * V^3}{2g * \text{Viscosidad cinemática} * Gs^3}$$

K = entre 3 y 3.5

Vs > 0.10 m/seg

Gs entre 10 – 40.5

k	3.2
---	-----

Vs	0.2
----	-----

Gs	13
----	----

$$B = \frac{9.8 * 3.2 * 0.2^3}{2 * 9.8 * 0.00000114 * 13^3}$$

B	5.110637312
---	-------------

B entre (1 - 6) m

Ok

Área de sección transversal entre tabiques

$$As (m^2) = \frac{Q}{Vs}$$

$$As = \frac{0.085}{0.2}$$

As	0.42984213
----	------------

Separación entre tabiques

$$b3 (m) = \frac{A3}{h}$$

$$h < 1.50$$

$$h = 0.7$$

$$b3 = \frac{0.429}{1.5}$$

b3	0.28656142
----	------------



Separación entre la punta del tabique y la pared de tanque (m)

$$S = 1.5 * b3$$

s	0.42984213
---	------------

$$S < B/2$$

$$0.429 < 2.55 \quad \text{Ok}$$

Numero de Tabiques

$$n3 = \frac{V3 * t3}{B + b3 + e - s}$$

e = espesor de tabique = 0.03m

t = entre 10 y 20 min

$$t = 10 \text{ min} * \left(\frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}}\right) = 600 \text{ seg}$$

$$n3 = \frac{0.2 * 600}{5.11 + 0.28 + 0.03 - 0.42}$$

n3	24.01269502
----	-------------

n3	25
----	----

Cálculo de Radio Hidráulico

$$R3 = \frac{A3}{P3} = \frac{h * b3}{2h + b3}$$

$$R3 = \frac{1.5 * 0.28}{2 * 1.5 + 0.28}$$

R3	0.130787798
----	-------------

Perdidas de energía primer tramo (H1)

$$H1 = \frac{k * V3^2 * (n3 + 1)}{2g} + \frac{n3 * V3^2 * N^2}{R3^{\frac{4}{3}}} * (B - Gs)$$

$$N = 0.011$$

H3	0.148968915
----	-------------



14.5.2.2. Sector 2

Velocidad en sector 2 V_2 (m/seg)

$$V_2 = \left(\frac{2g * M * B * G_2}{\text{Peso específico} * k} \right)^{\frac{1}{3}}$$

V2	0.179939553
----	-------------

G_2 entre 40 y 70.5

Área de la sección transversal entre tabiques en sector 2 (m)

$$A_2 = \frac{Q}{V_2}$$

A2	0.477762807
----	-------------

Separación entre tabiques en sector 2 (m)

$$b_2 = \frac{A_2}{h}$$

b2	0.318508538
----	-------------

Encontrar la separación entre la punta del tabique y la pared del tanque d_2 (m)

$$d_2 = 1.5 * b_2$$

d2	0.477762807
----	-------------

Numero de tabiques en la sección 2:

$$n_2 = \frac{V_2 * t_2}{B + b_2 + e * d_2}$$

n2	21.67344509
----	-------------

n2	22
----	----

Radio hidráulico:

$$R_3 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{h * b_2}{2h + b_2}$$

R2	0.143969136
----	-------------



Perdidas de energía segundo tramo (H2)

$$H1 = \frac{k * V2^2 * (n2 + 1)}{2g} + \frac{n2 * V2^2 * N^2}{R2^{\frac{4}{3}}} * (B - Gs)$$

$$N = 0.011$$

H2	0.116537907
----	-------------

14.5.2.3. Sector 1

Velocidad en sector 1 V1 (m/seg)

$$V1 = \left(\frac{2g * M * B * G1}{\text{Peso específico} * k} \right)^{\frac{1}{3}}$$

G1 entre 70 y 100.5

V1	0.261307577
----	-------------

Área de la sección transversal entre tabiques en sector 1 (m2)

$$A1 = \frac{Q}{V1}$$

A1	0.328993238
----	-------------

Separación entre tabiques en sector 1 (m)

$$b1 = \frac{A1}{h}$$

b1	0.219328825
----	-------------

Encontrar la separación entre la punta del tabique y la pared del tanque d1 (m)

$$d1 = 1.5 * b1$$

d1	0.328993238
----	-------------

Numero de tabiques en la sección 1:

$$n2 = \frac{V1 * t1}{B + b1 + e * d1}$$



n1	31.16386224
n1	32

Radio hidráulico en sector 1:

$$R3 = \frac{A1}{P1} = \frac{h * b1}{2h + b1}$$

R1	0.102193114
----	-------------

Perdidas de energía segundo tramo (H1)

$$H1 = \frac{k * V1^2 * (n1 + 1)}{2g} + \frac{n1 * V1^2 * N^2}{R1^{\frac{4}{3}}} * (B - Gs)$$

$$N = 0.011$$

H1	0.393653303
----	-------------

Longitud total del floculador (m)

$$L = n1(b1 + e) + n2(b2 + e) + n3(b3 + e)$$

L floculador	23.23746531
--------------	-------------

Cálculo de pendientes:

$$S1 = \frac{H1}{L1}$$

$$S2 = \frac{H2}{L2}$$

$$S3 = \frac{H3}{L3}$$

S1	0.049339124
S2	0.015199563
S3	0.018823382

Gradiente de Mezcla:

$$G1 = \left(\frac{9.81 * H1}{M * t1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G2 = \left(\frac{9.81 * H2}{M * t2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G3 = \left(\frac{9.81 * H3}{M * t3} \right)^{\frac{1}{2}}$$



G1	75.10034581
G2	40.86190351
G3	46.19902548

Numero de Camp:

$$C = \sum G * t$$

$$C = G1 * t1 + G2 * t2 + G3 * t3$$

C	97296.76488
---	-------------

Debe estar entre 10000 y 100000

Ok

14.6. SEGUNDO SEDIMENTADOR

El sistema se compone de zona de entrada, zona de sedimentación, zona de salida, zona de recolección de lodos.

Recolección de agua sedimentada:

Puede recolectarse mediante un sistema de tubos perforados, sumergidos, canaletas o vertederos de rebose, organizados de modo que se garantice un caudal uniforme a lo largo de estos.

Sedimentadores de alta tasa:

- Debe de estar provisto de módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, de placas planas.
- De placa angosta de 1.2 por 2.40 m de ancho y de placa profunda de 1.5 a 3.2 m de profundidad.
- Debe evitarse en todo caso el pandeo mayor a 0.05
- Tiempo de retención (10 – 15 min)
- Profundidad del tanque (4 - 5.5 m)
- Carga superficial para placas angostas (120 – 185 m³/m²)
- Carga superficial para placas profundas (200 – 300 m³/m²)
- El sistema de salida debe cubrir el total del área de sedimentación acelerada. Debe contar con tuberías profundas o canaletas que trabajen con tirante de agua mayor a 8cm
- El número de Reynolds debe estar entre (100 – 250)



- En los sedimentadores con placa la inclinación de las placas debe estar entre 45 y 60 grados.
- Longitud de la placa de (1 – 2 m)
- Espacio entre placas = 5 cm

Gradiente hidráulico

Debe ser igual o menor al gradiente en la última etapa del floculador

$$G = \left(\frac{\text{Peso específico} * V^3 * N^2}{M * R^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G = \left(\frac{98 * 0.148^3 * 0.2^2}{0.00000114 * 0.130^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

< G3 Ok

G	41.84120085
---	-------------

Túnel de entrada y orificios de distribución

Se requiere un área de 1m² por cada 100 L/seg a tratar

$$Q_{md} = 0.085 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Q_{md} = 85 L/seg por lo que requiere un área de 1m² en la sección transversal del túnel de entrada.

$$b * h = 1 \text{ m}^2$$

$$b = 0.5 \text{ m}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

Se deben colocar al menos 1 orificio cada metro a lo largo del túnel de entrada.

Velocidad media entre placas (m/seg)

$$V_o = \frac{V_s (\text{sen} \alpha + L \text{cos} \alpha)}{1 + \frac{0.013 * e * V_s \text{cos} \alpha}{M}}$$

$$L = \frac{l}{e}$$

l = Longitud de la placa



e = Separación entre placas = 0.05m

α = *Angulo de inclinación de las placas* = 45 *grados*

V_s = Velocidad de cimentación (15 – 30 m/día)

l	1.5
e	0.05
L	30

$$V_o = \frac{20(\text{sen}45 + 24\text{cos}45)}{1 + \frac{0.013 * 0.05 * 20\text{cos}45}{0.00000114}}$$

V_o	0.005470692
-------	-------------

Numero de Reynolds

$$R = \frac{V_o * e}{M}$$

R	239.9426532
-----	-------------

< 250 Ok

Número total de placas

$$n = \frac{Q}{e * B * V_o} + 1$$

B = Ancho de la zona de sedimentación = 2.40 m

n	99.21474388
n	100

Tuberías de recolección

Numero de tuberías = 5

$Q = Q_{md} / 5$

$$D = Q^{0.4}$$



D	0.196855516
D	8"
D	0.2134

$h' =$ Distancia entre las tuberías de recolección y la parte superior de la placa = 1.5 m

orificios de recolección

$h =$ Altura de lámina de agua sobre orificios = 15 cm (entre 10 y 20 cm)

Diámetro de orificios = 1" (entre ¾" y 2")

Coeficiente de descarga = 0.65

Área del orificio (m2)

$$A_o = \frac{3.1416 * 0.0254^2}{4}$$

Ao	0.000506709
----	-------------

Caudal que pasa por un orificio (m3/seg)

$$q_o = Cd * A_o * (2gh)^{\frac{1}{2}}$$

qo	0.000564736
----	-------------

Número de orificios

$$Numero\ de\ orificios = \frac{Q}{q_o}$$

N orificios	152.227678
N orificios	153

Canal de recolección

Se calcula la altura máxima de la lámina de agua ho medida desde el fondo del canal y se agrega un borde libre.



$$h_o (m) = \left(\frac{0.73Q}{b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

b= Ancho del canal = 2.4m

h _o	0.157921487
----------------	-------------

14.7. FILTROS

Las variables principales para tener en cuenta el diseño de un filtro son las características del medio filtrante, tales como el tamaño de grano, la distribución granulométrica, la forma, la densidad y la composición del grano y la carga del medio filtrante, las cuales afectan la eficiencia de la remoción de las partículas y el incremento de la pérdida de carga.

La porosidad del lecho filtrante que determina la cantidad de sólidos que pueden almacenarse en el filtro, la profundidad del lecho filtrante afecta la pérdida de carga y la duración de la carrera de filtración, la tasa de filtración que determina la cantidad de área requerida y la profundidad de carga, que afecta directamente la calidad del efluente. La concentración de sólidos suspendidos, el tamaño y la distribución del floculo, la resistencia del floculo, la carga eléctrica del flo y las propiedades del fluido que afectan las características de retención del fluido.

Para el diseño de los filtros se tomó el caudal de diseño de $0.085 m^3/s$, con 4 filtros tal como recomienda el decreto 0330 de 2017.

Dirección de flujo:

La dirección del flujo será de arriba hacia abajo

Fuerza Impulsora:

Hace referencia a la fuerza utilizada para vencer la resistencia friccional ofrecida por el lecho filtrante, la fuerza impulsora será por gravedad.

Tasa de Filtración:

La fuerza impulsora es la que empuja el agua a través del filtro, en donde al comenzar la filtración, el filtro está limpio por lo que la fuerza impulsora es mínima ya que solo requiere vencer la resistencia del lecho filtrante limpio y del sistema de drenaje. Una vez transcurre la filtración los sólidos removidos se acumulan en el filtro taponando el mismo y aumentando la resistencia ofrecida por el lecho filtrante. De esta manera la fuerza impulsora es directamente proporcional al tiempo transcurrido en la filtración si se desea tener una tasa de filtración constante, de lo contrario



el caudal a medida que pasa el tiempo disminuirá y sería un filtro con tasa declinante. La tasa de filtración se define por medio de la siguiente ecuación:

$$Tasa\ de\ Filtración = \frac{Fuerza\ Impulsora}{Resistencia\ del\ filtro}$$

Tabla 47 Características de filtración convencional. Fuente: decreto 0330 del 2017

Parámetro	Filtración lenta con lecho simple	Filtración rápida con lecho simple	Filtración rápida con lecho mixto
Tasa de filtración (m ³ /m ² /d)	7-14	<120	180-350
Profundidad del medio (m)	0,8-1,0	0,6-0,9	Antracita: 0,4-0,6 Arena: 0,15-0,3

De acuerdo con la tabla 34 para un filtro rápido con lecho mixto, la tasa de filtración debe estar entre 180 y 350 m³/m²/día y se escogió una tasa de filtración constante, donde se asume una tasa de filtración de 270 m³/m²/día.

El método usado para controlar la tasa de filtración será el de Filtración con afluente igualmente distribuido, en donde el caudal es distribuido por igual mediante un orificio de entrada sobre cada filtro.

- La ventaja principal de este método es que no se requieren controladores de caudal, los cuales son susceptibles a fallos, siempre y cuando el caudal de la planta permanezca constante.
- El vertedero de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desagüe accidental del filtro, por lo que se evitarían presiones negativas en el filtro.

Selección del medio Filtrante:

La selección del medio filtrante se determina por la durabilidad requerida, el grado deseado de purificación, la duración de la carrera del filtro y la facilidad de lavado del filtro.

Debe tener un tamaño tal que permita un flujo de caudal satisfactorio, debe ser resistente a la abrasión y que a la vez permita la máxima capacidad de retención de sólidos, además debe ser posible limpiarlo con la mínima cantidad de agua de lavado.



Arena – Antracita:

Se utilizará un lecho filtrante mixto de antracita, arena y grava tal como se muestra en la figura 15 con una profundidad del medio filtrante de 45cm, 25cm y 40 cm respectivamente cumpliendo los parámetros de decreto 0330 de 2017 de la tabla 34:

Como la dirección de flujo es de arriba hacia abajo el medio filtrante grueso va primero y luego el medio filtrante fino, removiendo partículas gruesas al principio y luego las finas, aumentando la tasa de filtración y la calidad del efluente.

2: Grava

3: Antracita DR: 1.5 g/cm³

4: Arena Fina: DR: 2.5 g/cm³

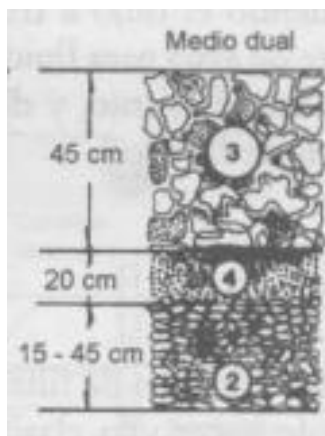


Figura 29 Potabilización del Agua. Fuente: Romero

Se eligió arena de 0.5 mm de Tamaño Efectivo y 25 cm de profundidad de lecho filtrante con una Densidad Relativa de 2.5 g/cm³ tal como se indica en la siguiente tabla

Tabla 48 Potabilización de Aguas. Fuente: Jairo Alberto Romero

Cuadro 6.9 Filtro típico de medio dual			
Característica		Valor	
		Intervalo	Típico
ANTRACITA			
Profundidad, cm TE, mm CU	Profundidad, cm	20-60	46
	TE, mm	0,8-2,0	1,2
	CU	1,4-1,8	1,5
ARENA			
Profundidad, cm TE, mm CU	Profundidad, cm	25-60	30
	TE, mm	0,3-0,8	0,5
	CU	1,2-1,6	1,4
TASA DE FILTRACIÓN		120-600	350



Para determinar el diámetro adecuado de la Antracita se utiliza la densidad relativa de ambos materiales por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{d1}{d2} = \left(\frac{s2 - 1}{s1 - 1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{0.5}{d2} = \left(\frac{1.5 - 1}{2.5 - 1} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$d2 = 1.11 \text{ mm}$$

Por lo que la Antracita tendrá un tamaño efectivo de 1.11 mm, por lo que por el criterio de Camp y Hudson

$$Te \text{ antracita} = 2 Te \text{ Arena} \quad \text{Ok}$$

Lecho de Grava:

- El lecho de grava ideal debe tener una forma casi esférica y debe haber un incremento uniforme en tamaño de arriba hacia abajo
- La profundidad del lecho puede variar entre 15 y 60 cm según Romero en Potabilización de Aguas por lo que en el diseño la profundidad de la grava ser de 40 cm usual para filtros rápidos.
- Se recomienda un tamaño máximo de grava de 2.5cm de diámetro, la capa de fondo debe extenderse por lo menos 10 cm sobre el punto de salida más alto del agua de lavado proveniente del sistema de drenaje.
- La grava debe ser dura, redondeada, con una densidad relativa mayor de 2.5 g/cm³

La granulometría típica de un lecho de grava se puede observar en la tabla 36:



Tabla 49 Potabilización de Aguas. Fuente: Jairo Alberto Romero

Cuadro 6.10					
Lecho típico de grava para sistema de drenaje por tuberías					
Descripción	Nº de la capa				
	1	2	3	4	5
Profundidad de la capa en cm	10	7,5	7,5	10	10
Abertura de la malla cuadrada en pulgadas					
Pasando	1	3/4	1/2	1/4	1/8
Retenida	3/4	1/2	1/4	1/8	1/16

Numero de filtros:

$$N = 0.044 * \sqrt{Q}$$

$$N = 0.044 * \sqrt{7344 \text{ m}^3/\text{dia}}$$

N	3.77067421
---	------------

N	4
---	---

Área Total de Filtración: (m2)

$$Atf = \frac{Qd}{q}$$

Qd = Caudal de la planta (m3/día)

Q = Tasa de filtración (m3/día)

$$Atf = \frac{7344 \text{ m}^3/\text{dia}}{270 \text{ m}^3/\text{dia}}$$

Area Total de Filtración	27.2
--------------------------	------

Área Superficial para cada filtro: (m2)

$$As = \frac{Atf}{N}$$

$$As = \frac{27.2}{4}$$



Área para cada filtro	6.8
-----------------------	-----

Diámetro de cada filtro: (m)

$$D = \sqrt{\frac{4As}{\pi}}$$

D	2.942449432
---	-------------

Perdidas en medio filtrante:

Se asume que los lechos son uniformes y esféricos por lo que se tiene:

Para la Antracita:

$$NRe = \frac{v * d}{M} =$$

$$NRe = \frac{270 * 1.1 \times 10^{-3}}{86400 * 1.003 \times 10^{-6}}$$

Nre antracita	3.427218345
---------------	-------------

Para la arena:

$$NRe = \frac{270 * 0.5 \times 10^{-3}}{86400 * 1.003 \times 10^{-6}}$$

Nre arena	1.55782652
-----------	------------

Coefficientes de arrastre:

$$Cd = \frac{24}{NRe} + \frac{3}{\sqrt{NRe}} + 0.34$$



Para la antracita:

$$Cd = \frac{24}{3.42} + \frac{3}{\sqrt{3.42}} + 0.34$$

Cd antracita	8.963268608
--------------	-------------

Para la arena:

$$Cd = \frac{24}{1.55} + \frac{3}{\sqrt{1.55}} + 0.34$$

Cd arena	18.1496773
----------	------------

Perdidas de carga: (m)

$$h = 1.067 * Cd * \frac{1}{e^4} * \frac{L}{d} * \frac{v^2}{g}$$

Para la antracita:

Asumimos una porosidad de la antracita del 40%

$$h = 1.067 * 8.96 * \frac{1}{0.4^4} * \frac{0.45}{1.11 \times 10^{-3}} * \left(\frac{270}{86400}\right)^2 * \frac{1}{9.8}$$

h antracita	0.152294655
-------------	-------------

Para la arena:

$$h = 1.067 * 18.14 * \frac{1}{0.4^4} * \frac{0.25}{0.5 \times 10^{-3}} * \left(\frac{270}{86400}\right)^2 * \frac{1}{9.8}$$

h arena	0.376909717
---------	-------------

Pérdidas Totales: (m)

$$H = h_{antracita} + h_{arena}$$



H totales	0.529204372
-----------	-------------

14.8. CONDUCCIÓN DEL SEDIMENTADOR AL TANQUE DE SUCCIÓN

Cálculo de la pendiente

Cota desarenador: 6.801msm

$$Pendiente = \left(\frac{Cota\ batea\ filtración - Cota\ batea\ tanque\ de\ almacenamiento}{distancia\ entre\ filtros\ y\ tanque\ de\ succión} \right) * 100$$

Pendiente	0.138
-----------	-------

Cálculo del diámetro con la fórmula de Manning (“)

El coeficiente de rugosidad de Manning n es 0.01 ya que la tubería se construirá en cemento.

Tabla 50 Coeficiente de rugosidad de Manning. Fuente: Elementos para acueductos y alcantarillados López Cualla

Material	Coeficiente de rugosidad, n
Asbesto cemento	0,010
Concreto liso	0,012
Concreto rugoso	0,014
Ladrillo	0,016
Ladrillo vitrificado	0,014
Metal corrugado	0,022
Hierro fundido	0,015
Plástico	0,009 ✓ 0,01

$$d = 1.548 \left(\frac{0.01 * 0.085}{0.0013^{0.5}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Pendiente	0.138
d	0.375470417
d	388.66
d	15

Se diseña para condiciones de flujo uniforme y permanente, por lo que la pendiente de la línea de energía coincide con la lámina de agua (cabeza de velocidad constante) y a la vez coincide con el fondo del conducto (lámina de agua constante).



Caudal a tubo lleno (m3seg)

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

$$Q_o = 0.312 * \frac{0.389^{\frac{8}{3}} * 0.0013^{\frac{1}{2}}}{0.01}$$

Qo	0.085041205
----	-------------

Velocidad a tubo lleno (m/seg)

Se divide el caudal del tubo lleno por el área de la sección transversal a tubo lleno

$$V = \frac{Q_o * 4}{3.1416 * d^2}$$

Vo	0.716801349
----	-------------

Relaciones hidráulicas

Se determina la relación entre caudal inicial y caudal con el tubo lleno

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.085}{0.085}$$

Q/Qo	1.010903201
------	-------------

Se determinan las relaciones hidráulicas para conductos circulares disponibles en la siguiente tabla usando como dato de entrada la relación entre caudales Q/Qo:

Tabla 51 Relaciones hidráulicas para conductos circulares. Fuente: López Cualla (1995). Elementos de diseño para Acueductos y Alcantarillados.



0,6	V/V _o	0,900	0,903	0,908	0,913	0,918	0,922	0,927	0,931	0,936	0,941
	d/D	0,626	0,632	0,639	0,645	0,651	0,658	0,666	0,672	0,678	0,686
	R/R _o	0,136	1,139	1,143	1,147	1,151	1,155	1,160	1,163	1,167	1,172
	H/D	0,534	0,542	0,550	0,559	0,568	0,576	0,585	0,595	0,604	0,614
0,7	V/V _o	0,945	0,951	0,955	0,958	0,961	0,965	0,969	0,972	0,975	0,980
	d/D	0,692	0,699	0,705	0,710	0,719	0,724	0,732	0,738	0,743	0,750
	R/R _o	1,175	1,179	1,182	1,184	1,188	1,190	1,193	1,195	1,197	1,200
	H/D	0,623	0,633	0,644	0,654	0,665	0,677	0,688	0,700	0,713	0,725
0,8	V/V _o	0,984	0,987	0,990	0,993	0,997	1,001	1,005	1,007	1,011	1,015
	d/D	0,756	0,763	0,770	0,778	0,785	0,791	0,798	0,804	0,813	0,820
	R/R _o	1,202	1,205	1,208	1,211	1,214	1,216	1,219	1,219	1,215	1,214
	H/D	0,739	0,753	0,767	0,783	0,798	0,815	0,833	0,852	0,871	0,892
0,9	V/V _o	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d/D	0,826	0,835	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R/R _o	1,212	1,210	1,207	1,204	1,202	1,200	1,197	1,195	1,192	1,190
	H/D	0,915	0,940	0,966	0,995	1,027	1,063	1,103	1,149	1,202	1,265
1,0	V/V _o	1,041	1,042	1,042							
	d/D	0,914	0,920	0,931							
	R/R _o	1,172	1,164	1,150							
	H/D	1,344	1,445	1,584							

siendo: Q = caudal de diseño Q_o = caudal a tubo lleno
 V = velocidad de diseño V_o = velocidad a tubo lleno
 d = lámina de agua D = diámetro de la tubería
 R = radio hidráulico al caudal de diseño
 R_o = radio hidráulico a tubo lleno
 H = profundidad hidráulica
 n = número de Manning a caudal de diseño
 n_o = número de Manning a tubo lleno

Velocidad real de la tubería (m/seg)

$$\frac{v}{v_o} = 1.042$$

$$v = 1.042 * 0.716$$

Vreal	0.746072
-------	----------

Diámetro de la lámina de agua en la tubería (“)

$$d/D = 0.920$$

altura de la cota (m)

$$y = d\left(\frac{d}{D}\right)$$

$$y = 0.388 * 0.920$$

y	0.3575672
---	-----------

Verificación de la cota de salida del desarenador (m)

$$H_{tub} = y + \frac{1.5(V_{real})^2}{2 * 9.8}$$

$$H_{tub} = 0.350 + \frac{1.5(0.746)^2}{2 * 9.8}$$



H _{tub}	0.400165932
------------------	-------------

Cota a la salda de la filtración = cota batea filtración + H_{tub}

Cota desar	8.860165932
------------	-------------

Cálculo de pendiente con nueva información de cotas

$$s = \frac{\text{Cota filtros} - \text{Cota tanque}}{\text{Ditancia entre tanque y filtros}}$$

s	0.218033186
---	-------------

Cálculo del diámetro mínimo (“)

$$d = 1.548 * \left(\frac{n * Q_{\text{diseño}}}{s^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$d = 1.548 * \left(\frac{0.01 * 0.085}{0.0021^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

d	0.344
d	15
d	0.3886

Cálculo del caudal a tubo lleno con nuevo diámetro (m3/seg)

$$Q = 0.312 * \frac{d^{\frac{8}{3}} * s^{\frac{1}{2}}}{n}$$

$$Q = 0.312 * \frac{0.388^{\frac{8}{3}} * 0.0021^{\frac{1}{2}}}{0.01}$$

Q tubo llen	0.11591376
-------------	------------

Velocidad a tubo lleno (m/seg)

$$V_{t\text{lleno}} = \frac{Q_{tubolleno} * 4}{3.1416 * d^2}$$

$$V_{t\text{lleno}} = \frac{0.086 * 4}{3.1416 * 0.3886^2}$$



V tubo lleno	0.977323868
--------------	-------------

Corrección de relaciones hidráulicas

$$\frac{Q}{Q_o} = \frac{0.085}{0.086}$$

Q/Qo	0.741658503
------	-------------

Velocidad real (m/seg)

$$\frac{V_r}{V_o} = 1.040$$

$$V_r = 0.961 * 0.97$$

V real	0.939208238
--------	-------------

Cota de lámina de agua (m)

$$\frac{y}{D} = 0.9$$

$$y = \left(\frac{d}{D}\right) * d$$

$$y = (0.719) * 0.388$$

y	0.2794034
---	-----------

Verificación de la cota de salida de filtración:

$$H_{tub} = y + \frac{1.5(V_{real})^2}{2 * 9.8}$$

$$H_{tub} = 0.27 + \frac{1.5(0.93)^2}{2 * 9.8}$$

H tub	0.34691198
-------	------------

$$Cota\ de\ salida\ de\ filtros = 8.46 + 0.346$$

Cota desare	8.80691198
-------------	------------

Caudal de excesos máximo previsto para filtración:

$$Q_{exc} = Q_{lleno} - Q_{md}$$



$$Q_{exc} = 0.115 - 0.085$$

Q excesos	0.029945334
-----------	-------------

Este caudal se debe tener en cuenta en el momento de diseñar la estructura de excesos del tanque.

Cotas de la tubería (msnm)

$$Cota\ batea\ a\ la\ salida\ de\ filtración = 8.46$$

$$Cota\ clave\ a\ la\ salida\ de\ filtración = 7.46 + d$$

Cota clave desarenador	8.8486
------------------------	--------

$$Cota\ batea\ tanque\ de\ succión = 7.77$$

$$Cota\ clave\ tanque\ de\ succión = 7.77 + d$$

Cota clave tanque	8.1586
-------------------	--------

15. RUTA DEL AGUA

15.1. CANAL DE DERIVACIÓN

El agua del río Atrato que será captada para su posterior potabilización pasa primeramente por el canal de derivación para que sea disminuida la velocidad de llegada a la bocatoma de fondo.

15.2. CAPTACIÓN

El agua pasa por el sistema de captación que es la bocatoma de fondo

15.3. ADUCCIÓN

Es agua es transportada al desarenador

15.4. DESARENADOR

Con la finalidad de decantar o sedimentar las arenas y partículas sólidas que puede traer el agua del río captada, esta debe pasar estrictamente por el sedimentador. En este proceso las partículas más pesadas caen al fondo debido a la baja velocidad con la que es transportada el agua del río cuando pasa por el sedimentador.

15.5. CONDUCCIÓN

El agua es transportada hasta la planta de tratamiento por medio de un canal de conducción.

15.6. COAGULACIÓN

Al agua se le agregará sulfato de aluminio para crear una atracción entre las partículas en suspensión presentes y luego la mezcla se agitará lentamente para inducir la agrupación de



partículas entre sí formando “flóculos”. El agua entonces se trasladará a un depósito tranquilo de sedimentación para sedimentar los sólidos.

15.7. FLOCULACIÓN

Después se añade un floculante el cual es un agente que genera el mencionado proceso químico. Cuando los coloides presentes en la dispersión después de la coagulación se aglutinan para que así resulte más sencillo lograr su decantación y por lo tanto filtrar el fluido.

15.8. SEDIMENTACIÓN

Después de la floculación, las partículas por su propio peso descienden al fondo de la planta, las partículas que no se sedimentaron, son retenidas en un filtro con agujeros muy finos.

15.9. FILTRACIÓN

El agua para este paso ya no tendrá sedimentos pesados y para eliminar las partículas que no se pudieron eliminar en la sedimentación es trabajo del filtro. La operación de estos se realiza mediante la maniobra de válvulas que permiten operar el filtro dependiendo de la cantidad de agua disponible. Variará dependiendo de la demanda de la caja de almacenamiento que disponga la planta. Los elementos principales del cuerpo del filtro son:

- El tanque (de concreto, con una superficie de 6 a 100 m² en promedio).
- Un falso fondo de concreto o de material plástico, donde se colocan boquillas u orificios de drenaje y de inyección de agua de lavado.
- El lecho filtrante (gravas y arenas).
- Canales de entrada y salida de agua.
- Válvulas y tuberías

15.10. CLORACIÓN

El agua debe entregarse al municipio desinfectada y libre de organismos patógenos, es por eso que para este paso es necesario realizar la desinfección del agua por medio de cloro, las dosis que se emplearán son muy bajas entre 1 mg/L a 2mg/L; de ahí se obtienen los residuales de cloro de orden de 0.5 para prevenir contaminación posterior se deja un tiempo el cloro con el agua de 15 a 20 min. La popularidad del cloro como desinfectante se debe a las siguientes razones:

- Existe disponible como gas, líquido o en forma granular.
- Es relativamente barato.
- Es fácil de aplicar, por cuanto es relativamente de solubilidad alta: cerca de 7000 mg/L a 20°C y presión atmosférica.
- En concentraciones insaboras e inocuas para consumo humano deja un residual en solución, el cual provee protección sanitaria en el sistema de distribución.
- Es un agente oxidante poderoso.



16. PROCEDIMIENTO DE TRATAMIENTO

La PTAP del municipio de Rio Sucio usa un sistema de tratamiento convencional, la principal fuente de abastecimiento es el Rio Atrato del cual se captan 3000m³/s y se le realizará el siguiente procedimiento.

1. Pre- alcalinización: al agua cruda captada del rio se le aplicará solución de cal y carbón activado para que ayude a remover el color y mejore el proceso de coagulación.
2. Aireación: se oxigenará el agua mediante una caída para así eliminar olor, color y sabor.
3. Coagulación: se agregará sulfato de aluminio al agua con el fin de producir un efecto de atracción eléctrica entre partículas disueltas presentes en ella.
4. Floculación: mediante una agitación lenta, las partículas chocarán unas contra otras ganando tamaño y peso.
5. Sedimentación: se disminuye la velocidad del agua lo suficiente para que las partículas pesadas caigan al fondo y se sedimenten.
6. Filtración: las partículas pequeñas que no se sedimentan pasan por un medio poroso compuesto de antracita.
7. Desinfección: una dosis baja de cloro elimina aquellos microorganismos vivos y garantizar que hasta la última vivienda donde se consume agua llegue igualmente desinfectada.
8. Estabilización: Por último, aplicado una dosis baja de cal se ajuste el pH permitido para ampliar el uso de alguna para la industria y el uso domiciliario.



17. CONCLUSIONES

Se realizó el diseño de una planta de tratamiento de agua potable que, según los estudios realizados en el área de implementación y los cálculos realizados para el diseño de esta, podría ser completamente funcional en el municipio.

Mediante el estudio hidrológico realizado se pudo establecer que el río Atrato tiene la capacidad suficiente para abastecer la demanda de agua requerida por el poblado tanto en tiempos de lluvia como en tiempos de sequía.

Se realizó la proyección de una población futura para los próximos 25 años tomados en cuenta a partir del año 2020, por lo tanto, la planta de tratamiento será capaz de abastecer la demanda del municipio durante todo ese periodo de tiempo.

El gran caudal del río Atrato le otorga muy buena capacidad de depuración de carga orgánica ayudándole a mantener valores bajos de DBO y concentraciones medias de oxígeno disuelto. Así mismo, el río permite la dilución de la carga biológica contaminante, llevándola a concentraciones que no exceden los criterios de calidad mínimos establecidos para uso doméstico.

En respuesta a la pregunta problema de ¿Cómo a partir de la implementación de una PTAP se puede mejorar la calidad de vida de los habitantes de río sucio? se puede decir que el tratamiento del agua superficial captada del río Atrato que se realizaría con ayuda de la planta de tratamiento propuesta permitiría reducir y eliminar las concentraciones biológicas, físicas y químicas del agua que sean nocivas para la salud de los pobladores, por lo que conllevaría a una reducción significativa en la aparición de enfermedades gastrointestinales que afectan al sistema digestivo (esófago, estomago e intestinos) brindándoles así no solo una mejora a su calidad de vida, sino que también les otorgaría beneficios laborales y ambientales debido a la generación de nuevos empleos que se lograría con la puesta en marcha del proyecto y al impacto ambiental positivo que causaría.



18. BIBLIOGRAFÍA

[Acodal, \(2017\). Nueva resolución 0330 del 2017- reglamento técnico RAS.](#)

APA 7ma edición, (2020). American Psychological Association. Documentación para la presentación de trabajos de grados y otros trabajos de investigación.

Becerra Lizarazo, (2014). Informe final MIRA Riosucio, pg 1-2

[Ceballos E. Gabriel, \(2007\). Establecimiento de los objetivos de calidad - cuenca del rio Atrato, tomado de: http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf](http://corpouraba.gov.co/sites/default/files/020objetivoscalidadrioatrato.pdf)

Chow, V. T, (1994). Hidrología aplicada. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill.

[Cubillos Luis A, Naranjo Jhordan A, \(2018\). Diseño hidráulico de obras civiles para la captación y tratamiento del agua cruda del sistema de acueducto centro poblado la magdalena en Cundinamarca. Tomado de: https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/16443/1/ACUEDUCTO%20%28Proyecto%20de%20grado%29.pdf](https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/16443/1/ACUEDUCTO%20%28Proyecto%20de%20grado%29.pdf)

[Edison F. Martínez, \(2014\). Modelación hidrológica de la cuenca del rio Atrato mediante HEC-HMS, para la determinación de caudales máximos en convenio con el IDEAM. Tomado de: file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Documentos/tesis/2014edisonmartinez.pdf](file:///C:/Users/lauma/OneDrive/Documentos/tesis/2014edisonmartinez.pdf)

[Gobierno de Colombia, \(2019\). DANE Resultados del censo nacional de población y vivienda, Rio Sucio-Chocó.](#)

[Instituto Nacional de Vías, \(2009\). Manual de Drenaje para Carreteras, tomado de: http://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras/file](http://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas/984-manual-de-drenaje-para-carreteras/file)

Jairo A. Romero, (2004). Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño.

López, R, (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado. Bogotá: Escuela colombiana de ingeniería.

Martinez E, (2014). Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales IDEAM.

[Ministerio de ambiente, vivienda y desarrollo territorial, \(1997\). Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.](#)

Ministerio del desarrollo económico, (2000). Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

Montoya ,Luis J. (2008) Caudales estimados en la desembocadura del Rio Atrato. Fuente: Modelación Hidrodinámica de la pluma del río Atrato en el Golfo de Urabá Universidad Nacional de Colombia Medellín.



Norma Oficial Mexicana NOM 127-SSA1-1994 (SÁNCHEZ DEL CASTILLO 2016)

Romero, J, (2002). Purificación del agua. Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería.

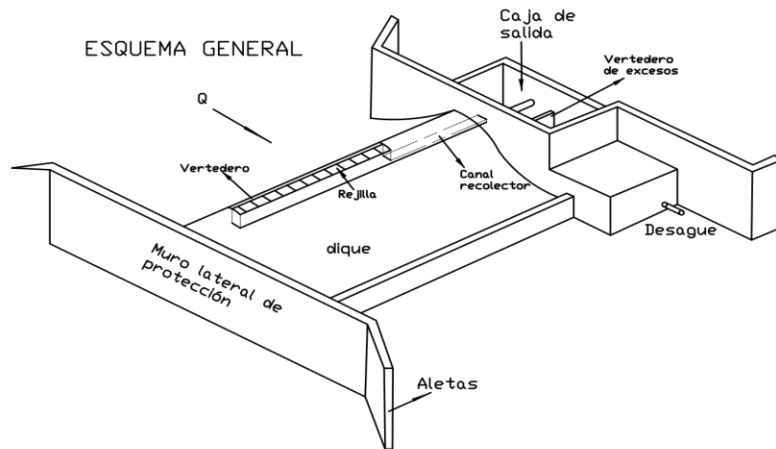
Romero, J, (2004). Tratamiento de aguas residuales: teoría y principios de diseño. Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería.



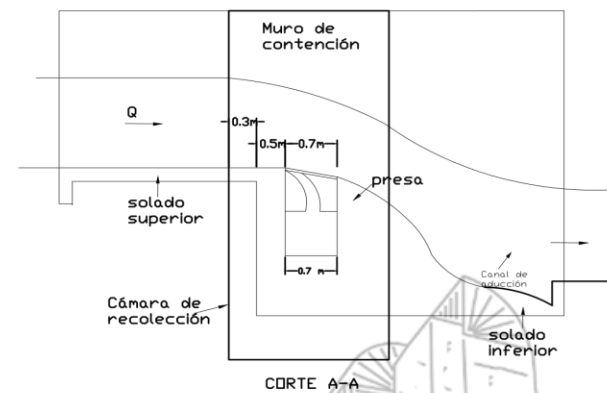
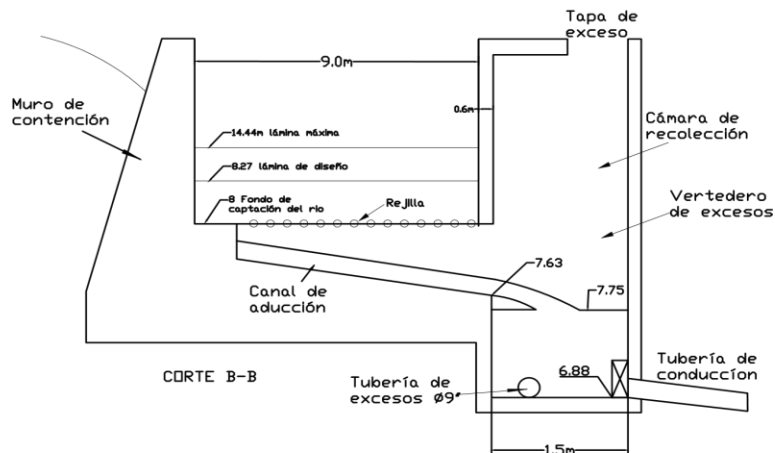
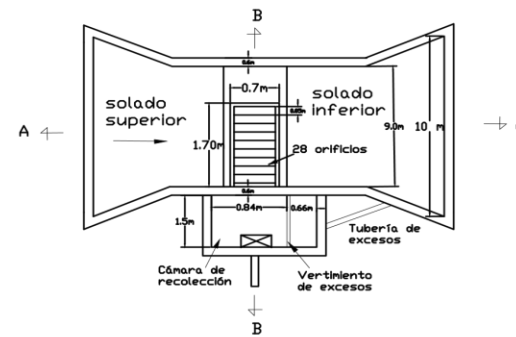
19. PLANOS

19.1. BOCATOMA

ESQUEMA GENERAL



VISTA EN PLANTA



Universidad Piloto de Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de tratamiento en el municipio de Riosucio-chocó

TÍTULO

Bocatoma de fondo

CONTENIDO

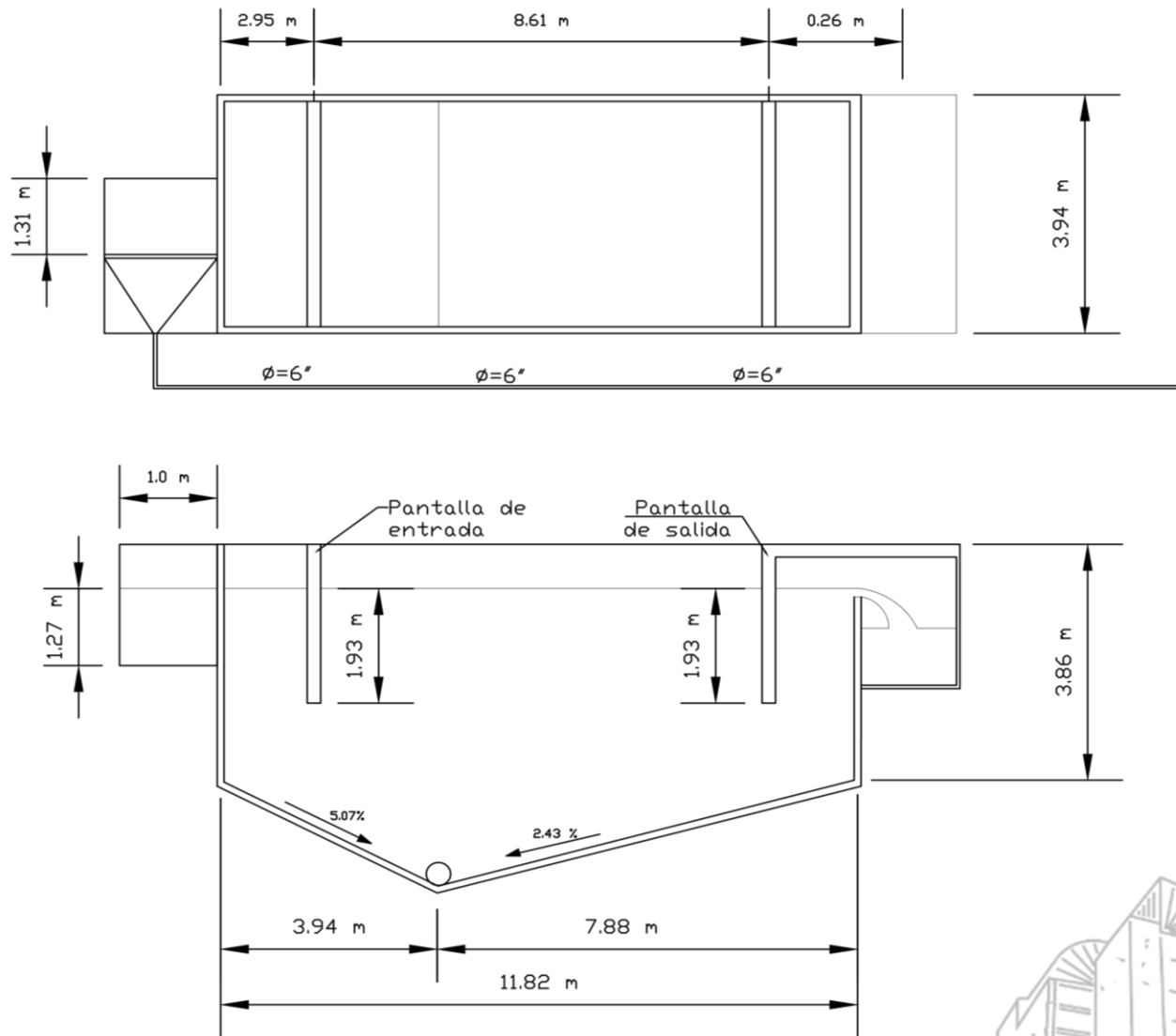
Se muestra el detalle en perfil, en planta y el esquema de la bocatoma de fondo diseñada

Fecha 13 octubre 2020

Plano 1

Escala 1 : 50

19.2. DESARENADOR



Universidad Piloto de
Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de
tratamiento en el municipio
de Riosucio-chocó

TÍTULO

Desarenador

CONTENIDO

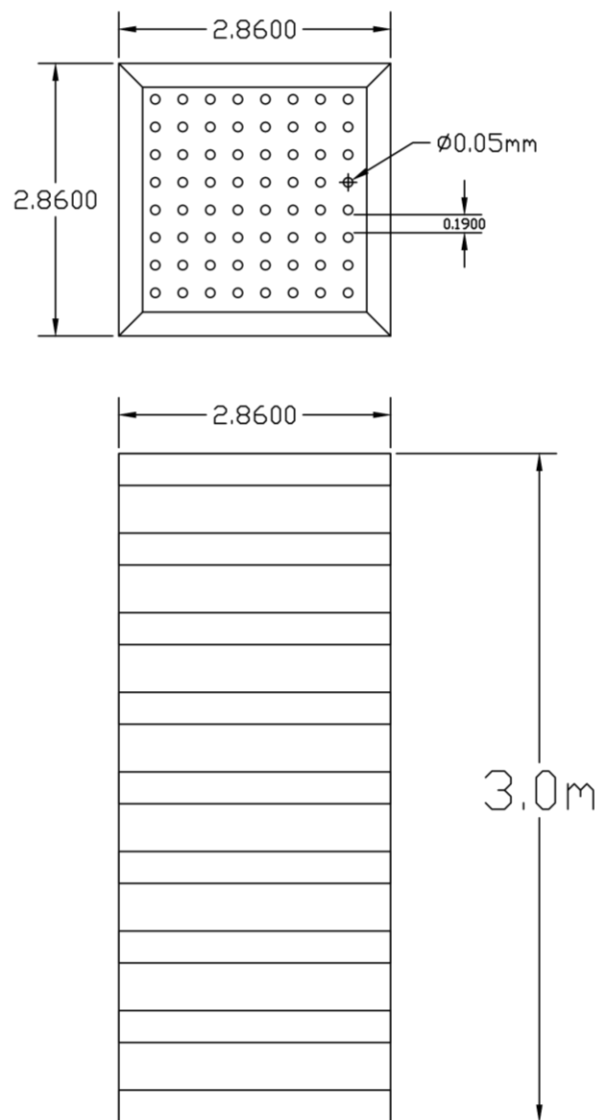
Se muestra el detalle
en perfil, en planta del
desarenador

Fecha 13 octubre 2020

Plano 2

Escala 1 : 50

19.3. AIREADOR



Universidad Piloto de Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de tratamiento en el municipio de Riosucio-chocó

TÍTULO

Aireador

CONTENIDO

Se muestra el detalle en perfil y en planta del aireador

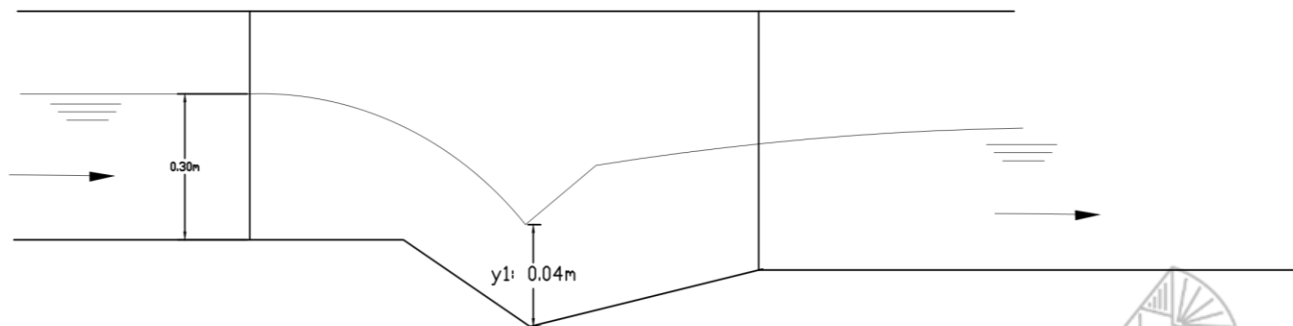
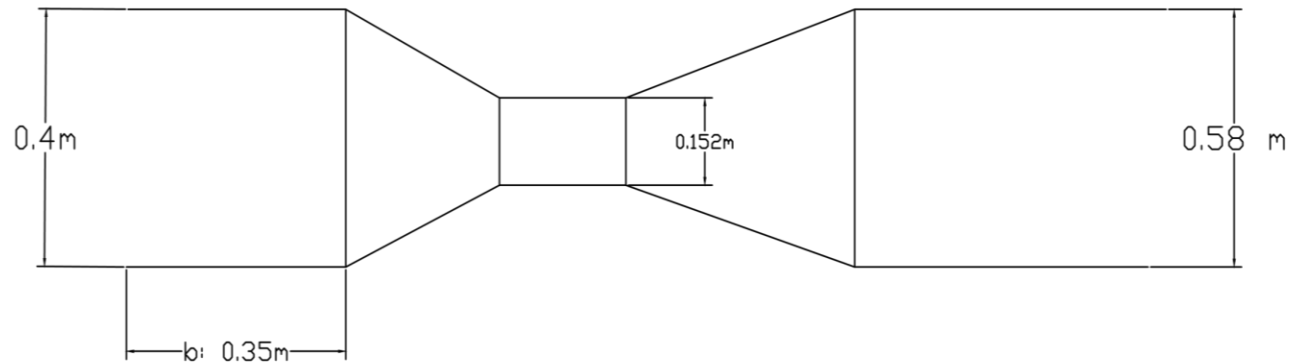
Fecha 13 octubre 2020

Plano 3

Escala 1 : 50

19.4. CANALETA PARSHALL

VISTA EN PLANTA



VISTA EN PERFIL



Universidad Piloto de
Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de
tratamiento en el municipio
de Riosucio-chocó

TÍTULO

Canaleta parshall

CONTENIDO

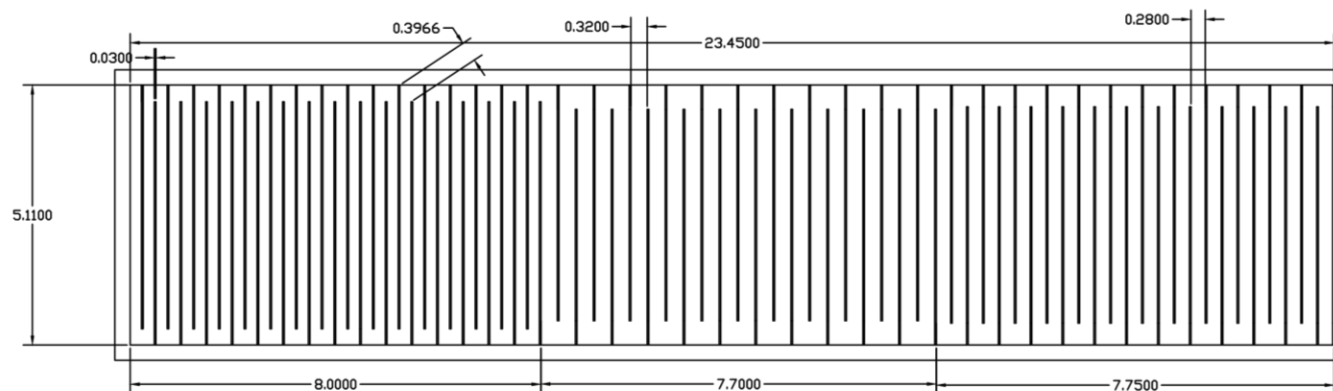
Se muestra el detalle
en perfil y en planta la
canaleta parshall

Fecha 13 octubre 2020

Plano 4

Escala 1 : 50

19.5. FLOCULADOR



Universidad Piloto de
Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de
tratamiento en el municipio
de Riosucio-chocó

TÍTULO

Floculador

CONTENIDO

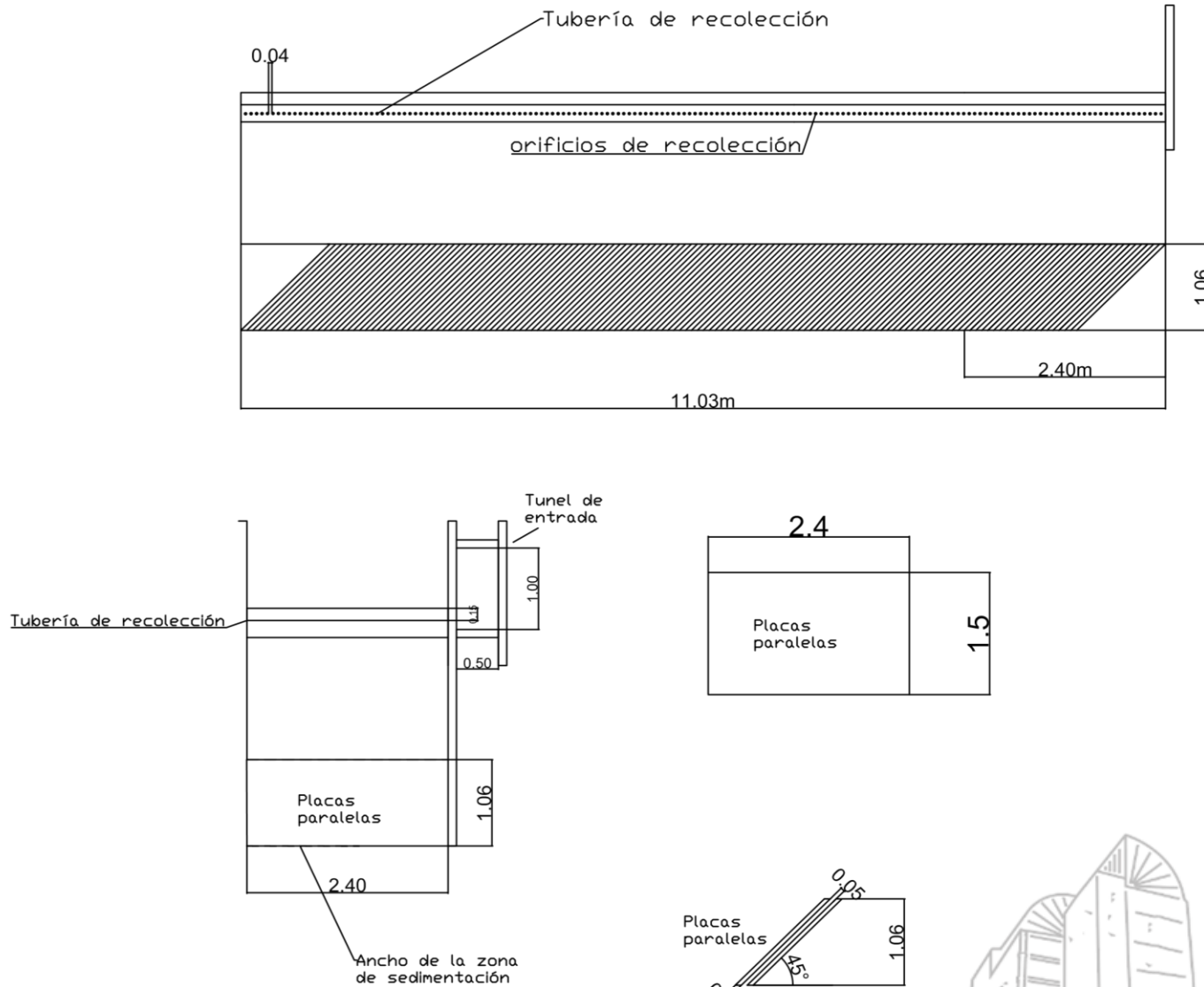
Se muestra el detalle en
planta del floculador

Fecha 13 octubre 2020

Plano 5

Escala 1 : 50

19.6. SEDIMENTADOR



Universidad Piloto de
Colombia

AUTORES

Laura Pinilla Zúñiga
Jorge Andrés Rey Molina

DIRECTOR

Rafael Alberto Fonseca

PROYECTO

Diseño de una planta de
tratamiento en el municipio
de Riosucio-chocó

TÍTULO

Sedimentador

CONTENIDO

Se muestra el detalle del
sedimentador

Fecha 13 octubre 2020

Plano 6

Escala 1 : 50

19.7. FILTRO

