

**EVALUACIÓN Y DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA DE
ACUEDUCTO EN EL MUNICIPIO DE NIMAIMA (CUNDINAMARCA)**

**JONATHAN ALFONSO RAMÍREZ CÁRDENAS
CÓDIGO: 505845**

**JOSÉ NICOLÁS MORALES MARTÍNEZ
CÓDIGO: 505987**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD TRABAJO PRÁCTICA SOCIAL
BOGOTÁ, D.C
2019**

**EVALUACIÓN Y DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL SISTEMA DE
ACUEDUCTO EN EL MUNICIPIO DE NIMAIMA (CUNDINAMARCA)**

**JONATHAN ALFONSO RAMÍREZ CÁRDENAS
CÓDIGO: 505845**

**JOSÉ NICOLÁS MORALES MARTÍNEZ
CÓDIGO: 505987**

**Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil.**

**Asesor
GUILLERMO HERNÁNDEZ TORRES
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
MODALIDAD TRABAJO PRÁCTICA SOCIAL
BOGOTÁ, D.C
2019**



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

Para leer el texto completo de la licencia, visita:

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/co/>

Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



No Comercial — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.



Sin Obras Derivadas — No se puede alterar, transformar o generar una obra derivada a partir de esta obra.

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Bogotá, abril, 2019

DEDICATORIA

Jonathan Alfonso Ramírez Cárdenas:

A Dios.

Por entregarme la voluntad, la fuerza, la paciencia, la responsabilidad y salud para cada una de las actividades, tareas, pruebas y proyectos que me permitieron poder llegar hasta este momento.

A mi madre Pilar, A mi padre Luis.

Por proporcionarme la posibilidad de poder estudiar, por ser ese soporte y apoyo en cada momento, por sus opiniones y observaciones, por creer en mis capacidades, la entrega de sus valores que me han permitido ser alguien mejor cada día, pero sobre todo por su amor.

A mi hermano Johan.

Por colaborarme en momentos en los cuales necesitaba apoyo y colaboración, junto con mi abuelita Cecilia quien me ayudo con consejos y su comprensión y a mi abuelito Alberto quien me apoyo incondicionalmente y siempre encontré fortaleza en el (QEPD).

Por ultimo a todos los compañeros, amigos y profesores que hicieron presencia en cada etapa en mi formación.

José Nicolás Morales Martínez:

A Dios.

Por permitirme poder realizar mis estudios profesionales, por darme la capacidad física para llegar hasta este punto, por guiarme en los caminos del bien y proveer las fuerzas necesarias en los momentos más difíciles.

A mi madre Marlen, A mi padre Ricardo.

Por ayudarme económicamente para realizar mis estudios, por ser las personas que me formaron con valores y me enseñaron hacer una persona responsable, honesto y respetoso, por sus consejos y sus palabras de aliento.

A mi hermano Ricardo.

Por contribuir en la realización de trabajos, por ser un amigo que siempre estuvo a mi lado, por brindarme su cariño en cada momento, así mismo mi prima Carolina quien me brindo su amor y cariño, y por abrirme las puertas de su casa.

Por ultimo a todos los compañeros, amigos y profesores con los que pude compartir momentos inolvidables y que fueron la guía para la realización de esta etapa de formación.

AGRADECIMIENTOS

Deseamos dar agradecimientos a la institución UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA por la oportunidad de estudiar y poder llegar a ser profesionales con las capacidades suficientes para salir al mundo laboral. A nuestro director de trabajo de grado, Ing. MSc. Guillermo Hernández Torres por su esfuerzo, entrega y acompañamiento en cada proceso para desarrollar el presente trabajo de grado, quien, con su experiencia y sus conocimientos, ha logrado que podamos tener la capacidad de concluir el Trabajo de grado. Por otra parte, deseamos agradecer a los profesores durante toda la carrera profesional porque gracias a ellos aprendimos y conocimos diferentes temas.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	17
1. GENERALIDADES	18
1.1 ANTECEDENTES	18
1.2 CONDICIONES ACTUALES	19
1.3 DESCRIPCION DEL PROBLEMA	20
1.4 OBJETIVOS	21
1.4.1 Objetivo general	21
1.4.2 Objetivos específicos.....	21
1.5 JUSTIFICACIÓN	21
1.6 ALCANCE Y LIMITACIONES	22
1.7 MARCO DE REFERENCIA	24
1.7.1 Marco teórico	24
1.7.2 Estado del arte.....	27
1.8 MARCO CONCEPTUAL	34
1.9 MARCO LEGAL	36
1.9 METODOLOGÍA.....	38
2. ANÁLISIS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	41
2.1 LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA DEL MUNICIPIO	41
2.2 HIDROLOGÍA.....	42
2.3 CLIMATOLOGÍA	42
2.4 DEMOGRAFÍA	45
2.5 CLASIFICACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA...47	
2.5.1 Provincias hidrológicas	52
2.6 HIDROLÓGIA.....	55
2.6.1 Delimitación de la cuenca.....	55
2.6.2 Parámetros morfológicos de la cuenca.....	57
2.6.2.1 Parámetros morfológicos Quebrada El Tigre	59

2.6.2.2	Parámetros morfológicos Quebrada Negra	61
2.6.2.3	Parámetros morfológicos Quebrada El Matadero	63
2.7	CURVA IDF	67
2.8	TORMENTAS DE DISEÑO	69
2.9	DATOS DE CAUDALES	76
2.10	MODELACIÓN HIDROLOGICA (HEC-HMS).....	78
2.10.1	Modelo hidrológico	78
2.10.2	Calibración de parámetros	81
2.11	CLIMATOLOGÍA	84
2.11.1	Gráficos de precipitación (estación de Chilagua)	86
2.11.2	Gráficos de temperatura	89
3.	ANALISIS TÉCNICO DE LAS OBRAS	93
3.1	BOCATOMA.....	93
3.2	ADUCCIÓN	94
3.3	DESARENADOR.....	96
3.4	CONDUCCIÓN	98
3.5	TANQUE.....	99
4.	DISEÑO DE LAS OBRAS	101
4.1	ESTUDIO POBLACIONAL.....	101
4.1.1	Métodos lineal o aritmético	102
4.1.2	El método geométrico	103
4.1.3	El método logarítmico	105
4.2	CALCULO DE CAUDALES	108
4.2.1	Dotación neta máxima	108
4.2.2	Dotación bruta	108
4.2.3	Caudal medio diario	109
4.2.4	Caudal máximo diario	109
4.2.5	Caudal máximo horario.....	109
4.3	PARAMETROS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN LA RESOLUCIÓN 330 DE 2017 Y TITULO B RAS.....	110

4.4 DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO	113
4.4.1 Diseño de la bocatoma	113
4.4.2 Diseño línea de aducción	125
4.4.3 Diseño desarenador	138
4.4.4 Diseño línea de conducción	158
4.4.5 Tanque de almacenamiento	166
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	170
6. CONCLUSIONES	176
7. RECOMENDACIONES.....	179
7.1 GENERALES	179
7.2 ESPECIFICAS.....	180
8. BIBLIOGRAFIA	182
9. ANEXOS.....	187

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Métodos de cálculos para la proyección de la población.....	26
Tabla 2. Normatividad sistema de acueducto, municipio de Nimaima.....	36
Tabla 3. Población censada casco urbano.	46
Tabla 4. Clasificación hidrológica para la zona de estudio.....	56
Tabla 5. Clasificación hidrológica para las subcuencas de estudio.	57
Tabla 6. Clasificación hidrológica para la cuenca de estudio.....	66
Tabla 7. Clasificación hidrológica para las subcuencas de estudio.	66
Tabla 8. Ajuste de parámetros ecuación 8 para curvas sintéticas regionalizadas.	67
Tabla 9. Datos para la obtención de la curva IDF.....	68
Tabla 10. Tormenta de diseño para T=2.33 años.....	69
Tabla 11. Tormenta de diseño para T=5 años.....	70
Tabla 12. Tormenta de diseño para T=10 años.....	71
Tabla 13. Tormenta de diseño para T=25 años.....	72
Tabla 14. Tormenta de diseño para T=50 años.....	73
Tabla 15. Tormenta de diseño para T= 100 años.....	74
Tabla 16. Estaciones en la zona de estudio.....	84
Tabla 17. Precipitación promedio multianual en 24 horas.	86
Tabla 18. Precipitación mensual multianual.	87
Tabla 19. Precipitación máxima multianual en 24 horas.	88
Tabla 20. Censos obtenidos del DANE.	101
Tabla 21. Censos seleccionados para realizar la proyección.	101
Tabla 22. Tabla de proyección.	107
Tabla 23. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.	108
Tabla 24. Caudales de diseño.	110
Tabla 25. Datos de entrada (Bocatoma).	113
Tabla 26. Diseño de la presa.	114
Tabla 27. Corrección de longitud de vertimiento.	114
Tabla 28. Velocidad del agua al pasar la rejilla.	115
Tabla 29. Diseño de rejilla y canal de aducción.	116
Tabla 30. Longitud de rejilla y # de orificios.	118
Tabla 31. Niveles en canal de aducción.	119
Tabla 32. Altura de los muros del canal de aducción.	119
Tabla 33. Velocidad del agua al final del canal.....	120
Tabla 34. Diseño de cámara de recolección.	121

Tabla 35. Altura muros de contención.	121
Tabla 36. Caudal de excesos.	122
Tabla 37. Distancia de aguas arriba y aguas abajo.....	123
Tabla 38. Condiciones en vertedero de excesos.	123
Tabla 39. Cotas (Bocatoma).	124
Tabla 40. Datos iniciales.....	125
Tabla 41. Cotas Cámara de recolección y desarenador.	125
Tabla 42. Pendiente de la tubería.	126
Tabla 43. Diámetro de la tubería.	126
Tabla 44. Diámetro de tubería comercial.	126
Tabla 45. Condiciones para tubo lleno.....	128
Tabla 46. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.	128
Tabla 47. Valores de las relaciones hidráulicas para conductos circulares.	129
Tabla 48. Velocidad real, diámetro, radio hidráulico.....	129
Tabla 49. Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m².....	130
Tabla 50. Esfuerzo cortante.	130
Tabla 51. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma.....	131
Tabla 52. Datos iniciales.....	131
Tabla 53. Cotas Cámara de recolección y desarenador.	132
Tabla 54. Pendiente de la tubería.	132
Tabla 55. Diámetro de la tubería.	133
Tabla 56. Diámetro de tubería comercial.	133
Tabla 57. Condiciones para tubo lleno.....	134
Tabla 58. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.	134
Tabla 59. Valores de las relaciones hidráulicas para conductos circulares.	135
Tabla 60. Velocidad real, diámetro, radio hidráulico.....	135
Tabla 61. Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m².....	136
Tabla 62. Esfuerzo cortante.	136
Tabla 63. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma.....	137
Tabla 64. Caudal de excesos.	137
Tabla 65. Verificación de cotas.....	137
Tabla 66. Condiciones iniciales.....	138
Tabla 67. Numero de Hazen.	139
Tabla 68. Parámetros de sedimentación.....	145
Tabla 69. condición de operación de los módulos.	146
Tabla 70. Vertedero de salida.....	147
Tabla 71. Pantalla de salida.....	148
Tabla 72. Pantalla de entrada.....	148
Tabla 73. Almacenamiento de lodos.	150

Tabla 74. Cámara de aquietamiento.....	151
Tabla 75. Rebose de aquietamiento.....	152
Tabla 76. Perfil hidráulico.....	152
Tabla 77. Pérdidas entrada cámara de aquietamiento.....	153
Tabla 78. Pérdidas entradas zona sedimentación.....	154
Tabla 79. Pérdidas por las pantallas inicial y final.....	155
Tabla 80. Diámetros tubería exceso y lavado.....	155
Tabla 81. Cotas (Desarenador).....	157
Tabla 82. Datos de entrada.....	158
Tabla 83. Presión de diseño.....	159
Tabla 84. Datos tubería.....	160
Tabla 85. Calculo de diámetro.....	160
Tabla 86. Alternativa de diseño para tubería de 4".....	160
Tabla 87. Alternativa de diseño para tubería de 6".....	161
Tabla 88. carga hidráulica total.....	161
Tabla 89. Perdidas por codos.....	161
Tabla 90. Perdidas por válvulas de control.....	162
Tabla 91. Perdidas por la tee.....	162
Tabla 92. Perdidas por reducción gradual (de 6" a 4").....	162
Tabla 93. Perdidas por entrada normal al tubo (6").....	162
Tabla 94. Perdidas por salida (4").....	162
Tabla 95. Pérdidas totales.....	162
Tabla 96. Calculo de diámetro.....	163
Tabla 97. Carga hidráulica total.....	163
Tabla 98. Línea piezometrica para tramo en 6" y 4".....	163
Tabla 99. Comprobación del golpe de ariete.....	164
Tabla 100. Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión.....	164
Tabla 101. Condiciones que trabaja la línea de conducción.....	164
Tabla 102. Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión.....	165
Tabla 103. Tiempo de maniobra.....	165
Tabla 104. Análisis de la captación.....	170
Tabla 105. Análisis de la población.....	170
Tabla 106. Análisis diseño de la bocatoma.....	171
Tabla 107. Análisis diseño línea de aducción.....	172
Tabla 108. Análisis diseño desarenador.....	173
Tabla 109. Análisis diseño línea de conducción.....	174
Tabla 110. Análisis diseño tanque de almacenamiento.....	175
Tabla 111. Valores máximos mensuales de caudales.....	187
Tabla 112. Valores mínimos mensuales de caudales.....	187

Tabla 113. Valores promedio de periodos de retorno.	188
Tabla 114. Valores totales mensuales de precipitación.	188
Tabla 115. Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas.....	189
Tabla 116. Datos del perfil de la conducción.....	191

LISTA DE IMAGENES

Imagen 1. Imagen satelital, municipio de Nimaima.....	23
Imagen 2. Marco conceptual para la evaluación y diseño de obras hidráulicas de un acueducto.	34
Imagen 3. Ubicación del municipio Nimaima.	41
Imagen 4. Ríos de Nimaima.....	42
Imagen 5. Climograma Nimaima.....	43
Imagen 6. Diagrama de Temperatura Nimaima.	44
Imagen 7. Tabla Climática Nimaima.	44
Imagen 8. Tabla Promedio de personas por hogar.....	45
Imagen 9. Estructura de la población Nimaima.....	46
Imagen 10. Zonificación hidrográfica de Colombia.	47
Imagen 11. Zonificación hidrográfica nacional, nivel de áreas y zona hidrográficas.	48
Imagen 12. Subzonas por rangos de área (km ²) en área hidrográfica Magdalena-Cauca.	49
Imagen 13. Ubicación Municipio de Nimaima.....	50
Imagen 14. Zonificación hidrográfica Área Magdalena-Cauca.	51
Imagen 15. Zonificación hidrográfica Área Magdalena-Cauca	51
Imagen 16. Provincias hidrogeológicas de Colombia.	53
Imagen 17. Clasificación de provincias hidrogeológicas de Colombia.	54
Imagen 18. Cuenca quebrada El Tigre.	55
Imagen 19. Cuenca quebrada El Tigre.	56
Imagen 20. Modelo hidrológico implementado en HEC-HMS.	78
Imagen 21. Pantalla en HEC-HMS.....	79
Imagen 22. Generación hidrógrama para T:5años.....	80

Imagen 23. Datos obtenidos del hidrograma.....	81
Imagen 24. Hidrograma en la calibración de parámetros.....	82
Imagen 25. Datos obtenidos del hidrograma en la calibración de parámetros.	82
Imagen 26. Hidrograma después de la calibración de parámetros.	83
Imagen 27. Ubicación de las estaciones.....	85
Imagen 28. Temperatura en Colombia (1976-2005).....	89
Imagen 29. Temperatura promedio de la zona de estudio.	90
Imagen 30. Tabla Climática Nimaima.	90
Imagen 31. Abastecimiento, quebrada El Raizal.	93
Imagen 32. Aducción, quebrada El Raizal.	94
Imagen 33. Cámara de quietamiento.....	95
Imagen 34. Cámara de quietamiento.....	95
Imagen 35. Vista longitudinal del desarenador.	96
Imagen 36. Desarenador.....	97
Imagen 37. Desarenador.....	97
Imagen 38. Evidencia de un soporte existente en la conducción.	98
Imagen 39. Agujeros en la conducción.....	98
Imagen 40. Tanque con sus respectivos bastones de ventilación.....	99
Imagen 41. Humedad en las paredes del tanque.	100
Imagen 42. Evidencia de agrietamiento en las paredes del tanque.	100
Imagen 43. Trazado de conducción	158
Imagen 44. Tanque programa AYA.....	166
Imagen 45. Datos en el tanque programa AYA.....	167
Imagen 46. Curva integral del tanque programa AYA.....	168
Imagen 47. Datos entregados del tanque programa AYA.	169
Imagen 48. Referencia tubería utilizada en aducción.	190
Imagen 49. Referencia tubería de conducción.	190
Imagen 50. Perfil de conducción de la tubería	191
Imagen 51. Detalles de la rejilla.	192
Imagen 52. Bocatoma vista en planta.	193
Imagen 53. Bocatoma en vista transversal.....	194
Imagen 54. Línea de aducción.	195
Imagen 55. Desarenador vista en planta.....	196
Imagen 56. Desarenador vista longitudinal.	197
Imagen 57. Desarenador vista transversal.	198

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Curva Hipsométrica quebrada El Tigre.	60
Gráfico 2. Perfil quebrada El Tigre.	60
Gráfico 3. Curva Hipsométrica quebrada Negra.	62
Gráfico 4. Perfil quebrada Negra.	62
Gráfico 5. Curva Hipsométrica quebrada Matadero.....	64
Gráfico 6. Perfil quebrada Matadero.....	64
Gráfico 7. Curva IDF – Con parámetros de la región andina.....	68
Gráfico 8. Tormenta de diseño para T=2.33 años.	70
Gráfico 9. Tormenta de diseño para T=5 años.	71
Gráfico 10. Tormenta de diseño para T=10 años.	72
Gráfico 11. Tormenta de diseño para T=25 años.	73
Gráfico 12. Tormenta de diseño para T=50 años.	74
Gráfico 13. Tormenta de diseño para T=100 años.	75
Gráfico 14. Promedio valores máximos mensuales de caudales	76
Gráfico 15. Valores mínimos mensuales de caudales.....	77
Gráfico 16. Precipitación promedio multianual en 24 Horas.....	86
Gráfico 17. Precipitación mensual multianual.....	87
Gráfico 18. Precipitación máxima multianual en 24 horas.....	88
Gráfico 19. Temperatura media.	91
Gráfico 20. Temperatura mínima.	91
Gráfico 21. Temperatura máxima.	92
Gráfico 22. Perfil de conducción desarenador- tanque de almacenamiento.	159

INTRODUCCIÓN

El agua es un recurso de total importancia para la vida humana, por esta razón tanto comunidades como poblaciones deben tener acceso a este servicio, en Colombia existe un déficit en cuanto a este recurso, ya que tanto abastecimiento como calidad del agua son pocos o no existen, es por esta razón que se necesita dar importancia a cada una de las deficiencias o defectos que pueda presentar un sistema de acueducto y de esta forma poder generar soluciones de evaluación, optimización y diseño a cada componente y por consiguiente satisfacer las necesidades de una comunidad.

El presente trabajo busca rediseñar las obras hidráulicas del sistema de acueducto de Nimaima en el departamento de Cundinamarca para que de esta manera el municipio pueda tener un beneficio como lo es el agua de calidad y de forma eficiente garantizar el servicio, generando así buenas condiciones para sus usuarios en cada una de sus actividades diarias (industria, agricultura, vivienda y recreación).

Actualmente el municipio vive un problema con el sistema de acueducto puesto que cada componente presenta un gran deterioro por múltiples razones, tanto por funcionamiento como por exposición a factores ambientales, además en épocas de verano la población sufre por déficit en el abastecimiento ya que el almacenamiento del lugar es poco o nulo, todo lo anterior genera una dificultad lo que conlleva a una mala entrega del servicio.

Para la ejecución del proyecto se buscó la recolección y acumulación de la mayor información posible para de esta forma tener mejor entendimiento de la situación con lo que se obtuvo unas respectivas soluciones, luego de poder precisar la mejor fuente de abastecimiento por medio de valores y datos de estaciones hidro-climáticas que certifiquen la cantidad suficiente de caudal para la población, teniendo en cuenta un estudio hidrológico, gracias a la valoración (tanto estructural e hidráulica) que se llevó a cabo se logró determinar el diseño de las obras hidráulicas (Bocatoma, Aducción, Desarenador, conducción y tanque de almacenamiento) que componen el sistema de acueducto del municipio, además de tener en cuenta toda la normatividad vigente en la cual se basó el desarrollo.

Con el desarrollo del proyecto se busca contribuir a la transformación de una comunidad debido que se mejoraran las condiciones del abastecimiento del agua en general, ya que se tendrá en cuenta la cantidad del suministro para la población, adicionalmente es un compromiso como ingenieros civiles ayudar a grupos de personas que necesiten satisfacción en la prioridad de un servicio fundamental corrigiendo el transporte, tratamiento y abastecimiento del agua.

1. GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

En el año 2015 en la Universidad Católica de Colombia realizaron un trabajo de grado enfocado a el análisis de la situación actual de la infraestructura existente para la potabilización del agua (PTAP) en los municipios de Albán, Nimaima y Nocaima de la provincia del Gualiva del departamento de Cundinamarca, realizado por Angie Stephanie Martínez Pérez, principalmente era la verificación de las plantas de tratamiento de agua potable, en el municipio de Nimaima (sitio de estudio para nuestro proyecto) donde se logró observar que:

En el municipio de Nimaima existen dos Plantas de Tratamiento de Agua Potable PTAP, una de las plantas es de tipo compacta con una antigüedad de 20 años y la otra es convencional construida en el año 2009. Actualmente, el sistema de tratamiento compacto no se encuentra en funcionamiento. La operación de la PTAP se encuentra a cargo del único fontanero con el que cuenta el sistema de acueducto del casco urbano. Las instalaciones cuentan con espacios destinados a la dosificación de coagulantes y laboratorio de calidad de agua y almacén o bodega de insumos químicos¹.

Las instalaciones y componentes de la planta de tratamiento presentan señales de ausencia de actividades de mantenimiento efectivas, la mayoría de la estructuras presentan infiltración y sus paredes externas requieren ser pintadas, las estructuras metálicas tales como pasamanos y barandas de protección presentan oxidación por exposición a la intemperie requiriendo pintura anticorrosiva, las válvulas de control de flujo y las de retro lavado de filtros presentan fuga de agua en su cierre, las tuberías de conexión también presentan deterioro y cumplimiento de su vida útil; adicionalmente, la estructura de entrada y coagulación presenta condiciones de deterioro avanzado, pues la exposición al agua y a los químicos que son dosificados han causado corrosión de esta estructura metálica².

La Oficina de Servicios públicos del sistema de acueducto municipal carece de la formulación y adopción de un manual de operación y mantenimiento, no cuenta con programas de capacitación en sistemas de potabilización de agua para el personal,

^{1,2,3} Martínez Pérez A. S. (2015). ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA (PTAP) EN LOS MUNICIPIOS DE ALBAN, NIMAIMA Y NOCAIMA DE LA PROVINCIA DEL GUALIVA DEL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA TENIENDO EN CUENTA EL ASEGURAMIENTO DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.

ni en las buenas practicas sanitarias³.

En cuanto al personal Requiere de la disposición de personal dedicado exclusivamente a la operación de la PTAP, con turnos y funciones establecidas, y en cuanto al IRCA (índice de riesgo de calidad del agua para el consumo humano) En el año 2014 se han presentado inconvenientes con la calidad del agua indicando valores de riesgo medio en dos meses, lo que indica que el agua no es apta para el consumo humano y debe haber una gestión directa de la persona prestadora⁴.

En el año 2016 las Empresas Públicas de Cundinamarca S.A. ESP realizaron un concurso de méritos para obtener un contrato para los estudios y diseños para la optimización del acueducto del municipio de Nimaima, lo anterior para garantizar la calidad, ampliación permanente, atención prioritaria de las necesidades básicas insatisfechas en materia de agua potable y saneamiento básico.

1.2 CONDICIONES ACTUALES

El abastecimiento para el municipio de Nimaima se da por tres quebradas: la quebrada El palmar catalogada como la fuente más importante de abastecimiento por su volumen y caudal de agua, ubicada dentro de la jurisdicción del municipio de Vergara. En esta quebrada existe un sistema de captación que consiste en una criba que elimina todas las partículas gruesas que esta arrastra en tiempo de invierno y esporádicamente en tiempo de verano. De esta bocatoma es transportada a la planta de tratamiento: un kilómetro en tubería de 4 pulgadas (4”), cuatro kilómetros en tubería de tres pulgadas (3”) y dos kilómetros en tubería de dos pulgadas y media (2 1/2”) de diámetro cuya longitud hasta la planta de tratamiento es de siete kilómetros de distancia en tubería de PVC⁵.

Además de esta fuente se abastece de dos quebradas más ubicadas en la vereda de Pinzaima del municipio de Nimaima cuyos nombres son El Gallinazo y El Raizal, en donde existe una estructura compuesta por una tubería la cual no remueve los gruesos en época de invierno y por consiguiente no presenta una correcta conservación y seguridad. Esta tubería es de dos pulgadas y media (2 1/2”) de diámetro en PVC y tiene una longitud de 80 metros de distancia hasta el desarenador y una conducción de siete kilómetros de cuatro (4”) y tres (3”)

⁴ Martínez Pérez A. S. (2015). ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA (PTAP) EN LOS MUNICIPIOS DE ALBAN, NIMAIMA Y NOCAIMA DE LA PROVINCIA DEL GUALIVA DEL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA TENIENDO EN CUENTA EL ASEGURAMIENTO DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.

⁵ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2008-2011)

pulgadas, la cual conduce el agua a la planta de tratamiento⁶.

El caudal total de llegada a la planta de tratamiento es de aproximadamente 7 litros por segundo, de los cuales solamente se tratan 5 litros ya que la capacidad nominal de la planta es de 5 litros segundo. Este caudal llega a la planta de tratamiento a una cámara de aquietamiento para ser medido por un vertedero triangular el cual da la lectura en litros segundo⁷.

1.3 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Nimaima es un municipio de Cundinamarca, ubicado en la provincia del Gualivá, se encuentra a 82 km de Bogotá. El municipio limita por el Norte: con el municipio de La Peña. Al Sur: con el municipio de Nocaima. Al Oriente: con el municipio de Vergara. Al Occidente: con los municipios de Utica y Quebrada Negra.

El problema que se evidencio en el Municipio de Nimaima es que presenta dentro de su zona urbana un déficit en épocas de verano (las fuentes no son lo suficientemente capaces de producir el caudal apropiado para la comunidad) lo que conlleva a que en su sistema de captación no se logre el caudal que se requiere, las condiciones a las cuales han estado expuestas las obras del acueducto han generado un gran deterioro produciendo de esta forma mala operatividad además el aumento de la población a través de los años ha desarrollado un mayor consumo lo que ocasiona que el sistema no abastezca lo suficiente para las actividades diarias de la población. La reducción de caudales se presenta ya que la tubería no presenta un mantenimiento (es decir que por el tiempo de trabajo de la tubería de PVC su rugosidad sea mayor, en consecuencia la estructura no transportara el adecuado caudal) por lo cual en su extensión se encuentra en múltiples puntos perforaciones y grietas que generan pérdidas lo suficiente para que el caudal no llegue hasta la planta. Adicionalmente se debe considerar el correcto tratamiento del agua para garantizar una protección a la población y una calidad al agua.

Por otra parte, se puede evidenciar (como se mencionó en las condiciones actuales) que de las tres fuentes de abastecimiento solo una tiene una criba, las otras dos están compuestas por una tubería para captar el agua. Así mismo se muestra que se necesitan tres fuentes de diferente lugar (de jurisdicción de otros municipios) para generar el caudal necesario para el abastecimiento de la comunidad, por lo cual sería más rentable tener una sola fuente que garantice la proporción y cantidad de agua que se requiere, de esta forma las autoridades encargadas del acueducto podrían enfocarse en el mantenimiento y mejoramiento de una sola fuente de

⁶ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2008-2011)

⁷ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2008-2011)

provisión y captación.

El proyecto es necesario porque de esta forma se ayudará a una problemática social desarrollando e identificando las posibles fuentes de abastecimiento, como también el diseño del sistema de captación, tratamiento y almacenamiento del acueducto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

- Generar una solución técnica para las obras civiles que conforma el sistema de acueducto del Municipio de Nimaima.

1.4.2 Objetivos específicos

- Identificar y evaluar las fuentes hídricas disponibles para el abastecimiento del acueducto del municipio de Nimaima.
- Realizar una valoración técnica del estado actual de las obras hidráulicas que fundamentan el sistema de captación, tratamiento y abastecimiento que componen el sistema de acueducto del municipio de Nimaima.
- Elaborar diseños detallados de las obras hidráulicas que requiere el sistema en función de la valoración técnica realizada.

1.5 JUSTIFICACIÓN

El agua a través del tiempo se ha convertido en un componente de total importancia para el desarrollo de la vida, por consiguiente, este recurso se ha vuelto más escaso debido a diferentes parámetros y factores como sequias o la contaminación, es por estos motivos que tanto cantidad como calidad son deficientes por tal motivo es necesario el buen abastecimiento y tratamiento del agua.

En muy pocos municipios de Colombia se presenta la situación de que posean un sistema de acueducto aceptable es decir que cuenten con una cantidad suficiente (caudal) y un tratamiento óptimo y de calidad del agua, además en algunos casos la infraestructura del sistema presenta gran deterioro en su estado físico debido al tiempo y las condiciones a las cuales se encuentran expuestas, por tal motivo se exhibe un desgasto en el servicio, por lo cual no satisface el abastecimiento a la

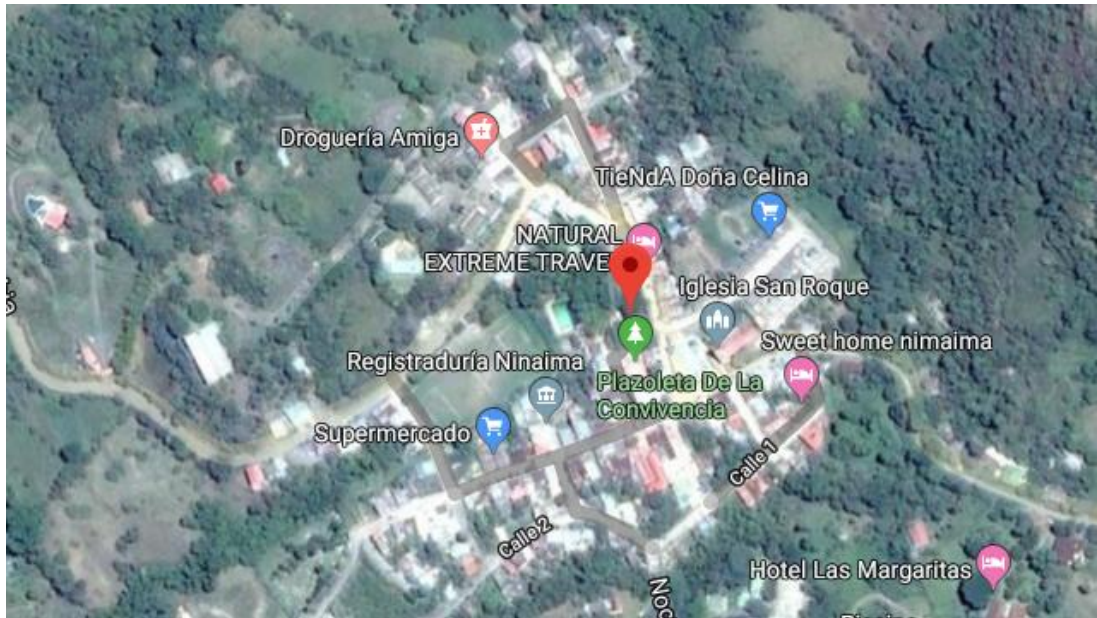
comunidad siendo de esta forma insuficiente. Sin embargo, esto puede ser a causa de falta de acompañamiento y cuidado pertinente a cada uno de los elementos del acueducto.

Aunque sea necesaria un avance del sistema se debe tener en cuenta un re-diseño apropiado, si se requiere una ampliación, y de la misma forma poder contar con las competentes de operación y de cuidado, mantenimiento y funcionamiento logrando de esta forma una calidad en la prestación del servicio. Considerando la información anterior se determinó el requerimiento de un nuevo diseño de obras hidráulicas del acueducto debido a las malas condiciones que presenta y a la deficiencia de su funcionamiento para que de esta forma la comunidad de Nimaima pueda tener un positivo suministro de agua potable para cada una de sus actividades.

1.6 ALCANCE Y LIMITACIONES

Este proyecto tiene como alcance buscar el funcionamiento óptimo y condiciones necesarias para el acueducto de la población urbana del municipio de Nimaima (Imagen 1) , teniendo en cuenta los requisitos técnicos de la Resolución 330 de 2017 y la RAS título A (aspectos generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico), título B (requisitos técnicos de los acueductos) y título G (aspectos complementarios) , considerando la planeación de un fuente de abastecimiento (que logre cumplir y suministrar con la demanda requerida), el diseño y dimensionamiento de bocatoma, línea de aducción , desarenador , preliminares de planta de tratamiento y tanque de almacenamiento, es decir el diseño hidráulico , con el propósito del favorecimiento de la comunidad. Teniendo en cuenta la Resolución 330 de 2017 y la RAS título C (estudio y diseño de sistemas de potabilización de agua) y el decreto 1575 de 2017 (sistemas para la protección y control de calidad del agua para consumo humano).

Imagen 1. Imagen satelital, municipio de Nimaima.



Fuente: (Google Maps, 2018)

En cuanto a limitaciones se encontró la frontera de poca información ya que el municipio no cuenta con una serie de datos como lo son hidrológicos, meteorológicos y climáticos, la alcaldía por su parte no alberga con planos detallados de las obras del acueducto, la zona de estudio (municipio de Nimaima) es lejana ya que nos encontramos en Bogotá y el traslado al municipio es restringido y temporal, los costos correrán por cuenta de los autores es decir que no se tendrá en cuenta auxilios o patrocinios para la ejecución del proyecto, por último para la elaboración del proyecto los resultados de este serán únicamente un análisis hidráulico lo que demuestra que haría falta un análisis topográfico, geotécnico, estructural, costos y presupuesto.

1.7 MARCO DE REFERENCIA

1.7.1 Marco teórico

Un sistema de acueducto comprende una variedad de conceptos los cuales nos describen las diferentes obras que componen un acueducto y sus diferentes parámetros de diseño.

Agua cruda: Es el agua natural que no ha sido sometida a proceso de tratamiento para su potabilización.⁸

Agua potable: Es aquella que, por cumplir las características físicas, químicas y microbiológicas, en las condiciones señaladas en las diferentes normas que certifican si son aptas para el consumo humano.⁹

Calidad del agua: Conjunto de características organolépticas, físicas, químicas y microbiológicas propias del agua.¹⁰

Índice de riesgo de la calidad del agua para consumo humano (IRCA): Es el grado de riesgo de ocurrencia de enfermedades relacionadas con el no cumplimiento de las características físicas, químicas y microbiológicas del agua para consumo humano.¹¹

Fuente de abastecimiento: Deposito o curso de agua superficial o subterránea, utilizada en un sistema de suministro a la población, bien sea de aguas atmosféricas, superficiales, subterráneas o marinas.¹²

⁸ MINAMBIENTE. (mayo 9 de 2007). Decreto 1575-Sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.

Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>

⁹ MINAMBIENTE. (mayo 9 de 2007). Decreto 1575-Sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.

Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>

¹⁰ MINVIVIENDA. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO A.

Obtenido de http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/010710_ras_titulo_a_.pdf

¹¹ MINAMBIENTE. (mayo 9 de 2007). Decreto 1575-Sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.

Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>

¹² MINAMBIENTE. (mayo 9 de 2007). Decreto 1575-Sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano.

Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>

Sistemas de acueductos: Es el conjunto de instalaciones que conducen el agua desde su captación en la fuente de abastecimiento hasta la acometida domiciliaria en el punto de empate con la instalación interna del predio a servir.¹³

Componentes de un sistema de acueductos: Fuente de abastecimiento, captación del agua superficial o subterránea, aducción y conducción, desarenador, red de distribución, estaciones de bombeo, planta de tratamiento y los tanques de compensación.¹⁴

Bocatoma de fondo: El agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de una presa, que a su vez se dirige en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o menor que el ancho del río.¹⁵

Aducción: Es el transporte de agua cruda (sin tratamiento y por consiguiente una mayor cantidad de los sólidos suspendidos), es decir, todo transporte previo a la planta de purificación o tubería de exceso y lavado.¹⁶

Conducción: Es el transporte de agua puede ser a flujo libre o a presión. Igualmente, puede transportarse agua cruda o agua tratada entre el desarenador y la planta de tratamiento.¹⁷

Desarenador: Es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. El material de suspensión transportado por el agua es básicamente arcillas, arena o grava.¹⁸

Red de distribución: Es un conjunto de tuberías cuya función es suministrar el agua potable a los consumidores de la localidad en condiciones de cantidad y calidad aceptables.¹⁹

¹³ MINAMBIENTE. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO B Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULO B%20030714.pdf>

¹⁴ MINAMBIENTE. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO B.

Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULO B%20030714.pdf>

¹⁵López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería

¹⁶López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

¹⁷López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería

¹⁸López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

¹⁹López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería

Tanques de almacenamiento: Es un dispositivo que almacena agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro, de tal manera que en los periodos en los que la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente.²⁰

Parámetros de diseño: Son aquellos conceptos que se deben de tener en cuenta antes de comenzar a diseñar el sistema de acueducto.²¹

Periodo de diseño: Debe fijar tanto las condiciones básicas del proyecto, como la capacidad de la obra para atender la demanda futura. El periodo de diseño también depende de la curva de demanda y de la programación de las inversiones, así como de la factibilidad de ampliación, de la tasa de crecimiento de la población y de la tasa de crecimiento del comercio y la industria.²²

Métodos de cálculo (Población Proyectada): Para llevar a cabo la proyección de la población objeto del diseño, se deben tener en cuenta las proyecciones del DANE hasta el año en que éstas se encuentren disponibles. El último dato de población disponible en el DANE se debe tomar como un último censo en el proceso de proyección de la población.

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema. Se calculará la población utilizando uno cualquiera de los siguientes modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población.²³

Tabla 1. Métodos de cálculos para la proyección de la población.

Método por emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Aritmético, geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético, geométrico, exponencial, otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
Método gráfico	X	X		

Fuente: (RAS 2010, TITULO B Sistema de Acueducto).

²⁰López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

²¹MINAMBIENTE. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO B Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULOB%20030714.pdf>

²²MINAMBIENTE. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO B Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULOB%20030714.pdf>

²³MINAMBIENTE. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – TITULO B Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULOB%20030714.pdf>

Población de diseño: Es el número de habitantes para los cuales ha de diseñarse el acueducto. Es un parámetro básico en el cálculo del caudal de diseño para la comunidad.²⁴

Consumo neto: Es la cantidad de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en una comunidad. Tradicionalmente, se ha clasificado el consumo como 1) doméstico; 2) industrial y comercial; 3) público e institucional.²⁵

1.7.2 Estado del arte

En los últimos años se han realizado una gran cantidad de estudios centrados en el desarrollo de un análisis de cada uno de los componentes de un sistema de acueducto en varios municipios y ciudades de Colombia, tanto en la Universidad Católica de Colombia como otras universidades e instituciones han llevado a cabo proyectos con el enfoque de satisfacer las necesidades de la población.

A continuación, se agrupará una serie de propuestas que se ejecutaron de algún componente del sistema de acueducto de diferentes municipios y ciudades colombianas realizadas en los últimos años.

1. 2005

Villada Ríos M. (2005). Colombian Rural Aqueducts: How a Grassroots Referendum Declaring Water a Commons and Human Right Strengthened a System of Local Water Administration. Artículo realizado a: Corporación Ecológica y Cultural Penca de Sábila. Colombia.

Este proyecto demuestra la forma en la cual algunos municipios decidieron oponerse a legislación de privatización del agua por lo tanto se declaraba que el agua es un derecho humano y un bien común. Esto generó grandes actividades y tareas exitosas que se desarrollaron en una red de proveedores de agua comunitaria, gracias a esto existen y se desarrollan sistemas de acueductos que han crecido algunos con el apoyo del estado y otros sin el apoyo.²⁶

2. Julio – 2010

²⁴López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

²⁵López Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

²⁶ Villada Ríos M. (2005). Colombian Rural Aqueducts: How a Grassroots Referendum Declaring Water a Commons and Human Right Strengthened a System of Local Water Administration. Artículo realizado a: Corporación Ecológica y Cultural Penca de Sábila. Colombia. Obtenido de: <http://www.ourwatercommons.org/sites/default/files/Colombia-rural-aqueducts-and-a-grassroots-referendum.pdf>

Ospina Zúñiga O. & Ramírez Arcila H. (2010). Valuation methology for sanitary systems of aqueduct and sewage. Trabajo universitario. Universidad Cooperativa de Colombia. Programa de Ingeniería Civil Seccional Ibagué, Colombia.

Este proyecto muestra como el sector de agua potable y saneamiento básico en Colombia no dispone de metodología que permita medir cualitativa y cuantitativamente la situación actual y futura de la infraestructura física existente y en uso de los sistemas de acueducto y alcantarillado, lo cual dificulta al estado realizar controles, seguimientos y ejecuciones eficientes y seguras, respecto a las acciones, priorizaciones, inversiones técnicas, financieras y de gestión. Surge la necesidad de realizar una metodología para la evaluación de la infraestructura física existente que evalúe y califique la calidad, la cantidad, la cobertura, la continuidad, la vida útil y el comportamiento hidráulico y estructural de cada sistema.²⁷

3. 2015

Martínez Pérez A. S. Análisis de la situación actual de la infraestructura existente para potabilización del agua (PTAP) en los municipios de Alban, Nimaima y Nocaima de la provincia del Gualiva del departamento de Cundinamarca teniendo en cuenta el aseguramiento de la prestación del servicio. Trabajo de grado para obtener el título de Especialista en Recursos Hídricos. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de especialización en recursos hídricos. Bogotá, Colombia.

Director: Gonzales Mauricio.

En este trabajo se realiza el análisis de la situación actual de la infraestructura instalada para la potabilización del agua (PTAP) en los Municipios de Alban, Nimaima y Nocaima teniendo en cuenta el aseguramiento de la prestación del servicio, en donde se describen todas las características físicas de los sistemas de potabilización, adicionalmente se analizan los resultados del Instituto Nacional de Salud en los referente al Índice de Calidad del Agua y las Buenas Practicas Sanitarias, relacionándolo con la formación y capacitación del personal encargado de la operación y mantenimiento del sistema, identificando que es fundamental contar con programas de capacitación y formación del personal y seguimiento continuo por parte del prestador.²⁸

²⁷ Ospina Zúñiga O. & Ramírez Arcila H. (2010). Valuation methology for sanitary systems of aqueduct and sewage. Trabajo universitario. Universidad Cooperativa de Colombia. Programa de Ingeniería Civil Seccional Ibagué, Colombia, Obtenido de www.redalyc.org/service/redalyc/downloadPdf/496/49622358020/1

²⁸ Martínez Pérez A. S. (2015). ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA (PTAP) EN LOS MUNICIPIOS DE ALBAN, NIMAIMA Y NOCAIMA DE LA PROVINCIA DEL GUALIVA DEL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA TENIENDO EN CUENTA EL ASEGURAMIENTO DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.

4. 2015

Pinzón Burgos, H. & Vargas Galindo, W. J. (2015). Estudio de la viabilidad técnico-económico para la captación de agua potable superficial. Caso acueducto de Puerto Boyacá, Boyacá. Trabajo de grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Valero Fandiño, Jorge Alberto.

Este proyecto presenta las implicaciones que tendría el municipio de Puerto Boyacá, departamento de Boyacá, si llegare a construir un acueducto para que opere por gravedad, comparándolo con las experiencias que han tenido empresas de servicio público con acueductos similares características al caso mencionado.²⁹

5. 2015

Llano Arias V. (2015). Community knowledge sharing and co-production of water services: Two cases of community aqueduct associations in Colombia. Water Alternatives. Trabajo universitario. Artículo realizado a: University College Dublin.

El estudio realizado en este artículo presenta dos casos de acueductos comunitarios en Colombia, el cual se basa en datos de trabajo de campo realizado en Colombia durante cinco meses tales como entrevistas, notas de campo y análisis de fuentes secundarias, el cual tiene como objetivo las transformaciones sociales y destaca el papel central de las comunidades en los procesos de planificación y desarrollo de diferentes actividades de los acueductos que podrían ayudar para entregar servicios de abastecimientos de agua a los diferentes acueductos comunitarios.³⁰

6. Junio – 2016

Jiménez Aldana M. & Santana López F. (2016). Water Distribution System of Bogotá city and its surrounding area, Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá – EAB E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Colombia.

En este estudio se explica cómo el sistema de distribución de Bogotá abastece a una gran cantidad de habitantes, además analiza el resultado a través de los años

²⁹Pinzón Burgos, H. & Vargas Galindo, W. J. (2015). ESTUDIO DE LA VIABILIDAD TÉCNICO- ECONÓMICO PARA LA CAPTACIÓN DE AGUA POTABLE SUPERFICIAL. CASO ACUEDUCTO DE PUERTO BOYACÁ, BOYACÁ. Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

³⁰ Llano Arias V. (2015). Community knowledge sharing and co-production of water services: Two cases of community aqueduct associations in Colombia. Water Alternatives. Trabajo universitario. Artículo realizado a: University College Dublin. Obtenido de: <http://www.water-alternatives.org/index.php/all-abs/282-a8-2-5/file>

y la importancia de la ingeniería ya que destacan los procesos que se han implementado y realizado que se han convertido en un punto de referencia nacional e internacional de buenas prácticas operativas en los sistemas de distribución de agua potable.³¹

7. Junio-2016

Jiménez Aldana M. (2016). Integral Network Management: A Case Study of Bogotá and the Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá, EAB ESP. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Colombia.

En este artículo se muestra y explica como la vida útil de un sistema de acueducto no depende exclusivamente de la calidad de sus componentes, ya que una gestión y mantenimiento adecuados son un requerimiento también. Este documento describe la articulación de acciones técnicas y operativas que se han aplicado a la Red Matriz de Bogotá con la esperanza de generar herramientas de control que faciliten la administración y operación del sistema maximizando el uso de los componentes del sistema y optimiza el agua disponible.³²

8. 2016

Bermúdez Jiménez D. E. & Martínez Raga A. (2016). Evaluación hidrológica e hidráulica de la quebrada la Chorrera para la verificación de los niveles máximos y mínimos en la captación del centro poblado la Magdalena, municipio de Quebradanegra-Cundinamarca. Trabajo de grado para obtener el título de Especialista en Recursos Hídricos. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de especialización en recursos hídricos. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Torres Quintero, Jesús Ernesto.

En este trabajo se presenta la propuesta teórica para la captación de agua cruda en el municipio de Quebradanegra centro poblado la Magdalena, Departamento de Cundinamarca, que se adapte mejor a la zona (tipo y ubicación), basados en una evaluación hidrológica que nos permitió la determinación de los parámetros principales de la cuenca, los niveles mínimos de la lámina de agua en el cauce de

³¹Jiménez Aldana M. & Santana López F. (2016). Water Distribution System of Bogotá city and its surrounding area, Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá – EAB E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Obtenido de <https://www-sciencedirect-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/search?q=acueductos&show=25&sortBy=relevance>

³² Jiménez Aldana M. (2016). Integral Network Management: A Case Study of Bogotá and the Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá, EAB ESP. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Obtenido de <https://www-sciencedirect-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/search?q=acueductos&show=25&sortBy=relevance>

la quebrada la Chorrera, así como la evaluación hidráulica, para verificar la altura máxima de la lámina de agua en el cauce mencionado, por medio de una topografía base de un proyecto en el centro poblado, con el fin de proponer el mejor tipo de captación.³³

9. 2016

Garcés Ricardo, J. I. & Caicedo Escamilla D. A. (2016). Diagnostico técnico del acueducto urbano del municipio de Quipile Cundinamarca. Trabajo de grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Torres Quintero, Jesús Ernesto.

Este estudio realizo el diagnosticó técnico del acueducto urbano del municipio de Quipile Cundinamarca donde presenta inconvenientes, en cuanto a calidad y continuidad en el sistema, el sistema de tratamiento existente no cumple en algunas estructuras con los parámetros establecidos por la norma RAS-2000. Para encontrar cada uno de los problemas que conllevan a que el acueducto no funcione correctamente y por ende que la calidad del agua no sea óptima para el consumo humano.³⁴

10. 2017

Arboleda Triviño, A. F. & Ruiz Corredor, B. A. (2017). Diagnóstico y mejoramiento del sistema de acueducto del municipio de Mesitas del Colegio (Cundinamarca). Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Hernández Torres, Guillermo.

Este proyecto surge como una manera de poder brindar a la comunidad del municipio una mejor calidad de vida, este se hizo modelando el sistema del acueducto actual para su posterior optimización, tomando las recomendaciones de la norma RAS para acueductos y lo aprendido en la universidad, además se tuvo un apoyo en el programa AYA para realizar la correcta optimización de cada uno de las

³³ Bermúdez Jiménez D. E. & Martínez Raga A. (2016). EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LA QUEBRADA LA CHORRERA PARA LA VERIFICACIÓN DE LOS NIVELES MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN LA CAPTACIÓN DEL CENTRO POBLADO LA MAGDALENA, MUNICIPIO DE QUEBRADANEGRA-CUNDINAMARCA. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.

³⁴ Garcés Ricardo, J. I & Caicedo Escamilla D. A. (2016). DIAGNOSTICO TÉCNICO DEL ACUEDUCTO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE CUNDINAMARCA. Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

estructuras que componen en acueducto para ofrecer a la comunidad un sistema de acueducto óptimo.³⁵

11. 2017

Salazar Giraldo, M. P. (2017). Water Distribution and Drainage Systems of Aburrá Valley, Colombia – Empresas Públicas de Medellín E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Colombia.

Este artículo es para presentar los sistemas de distribución de agua y alcantarillado de la región metropolitana del Valle de Aburra de Colombia, que atiende alrededor de tres millones de habitantes en los siguientes municipios: Caldas, La Estrella, Sabaneta, Envigado, Itagüí, Medellín, Bello, Copacabana, Girardota y Barbosa. Primero describimos el sistema de distribución y sus respectivos subsistemas, así como su infraestructura asociada y sus principales variables operativas.³⁶

12. 2017

Londoño L., Segrera J. & Jaramillo M. (2017). Water Distribution System of Santa Marta city, Colombia. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Colombia.

Este artículo fue realizado en la costa caribeña de Colombia, el sistema de distribución de agua es operado por Metroagua S. A. y tiene una cobertura del 91.4% representada por 95.420 usuarios. Las fuentes naturales de suministro de agua son Piedras, Los ríos Manzanares y Gaira y el acuífero de Santa Marta, el agua se transporta a las dos plantas de tratamiento de agua: Mamatoco y El Roble. Tiene un índice de agua no facturada del 46.8% debido principalmente a conexiones fraudulentas.³⁷

³⁵ Arboleda Triviño, A. F. & Ruiz Corredor, B. A. (2017). IAGNÓSTICO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE MESITAS DEL COLEGIO (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

³⁶ Salazar Giraldo, M. P. (2017). Water Distribution and Drainage Systems of Aburrá Valley, Colombia- Empresas Públicas de Medellín E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817313383>

³⁷ Londoño L., Segrera J. & Jaramillo M. (2017). Water Distribution System of Santa Marta city, Colombia. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817313401>

13. 2018

Guerrón Rosero, J. A. & Pantoja Pipicano, J. M. (2018). Propuesta de mejoramiento para la óptima operación del sistema de acueducto del municipio La Palma (Cundinamarca). Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Hernández Torres, Guillermo.

El proyecto de investigación muestra una propuesta de mejoramiento para la óptima operación del sistema de acueducto del municipio de La Palma Cundinamarca, se utilizó el programa Bentley WaterCAD, es un software comercial de análisis, modelación y gestión de redes a presión (sistemas de distribución o de riego), para poder así saber el comportamiento y operación, y los problemas que se presentan en la Red del sistema de acueducto.³⁸

14. 2018

Varela Pineda, I. C. (2018). Diagnóstico, evaluación y propuesta de mejora del sistema de acueducto del municipio de Apulo (Cundinamarca). Trabajo de grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.

Director: Ingeniero Hernández Torres, Guillermo.

En este trabajo determino el diagnóstico y evaluación del sistema de acueducto del municipio de Apulo (Cundinamarca), para posteriormente realizar el diseño técnico apropiado con la normatividad y procedimiento adecuado con el fin de dar una optimización en dicho sistema que genere buen funcionamiento y calidad.³⁹

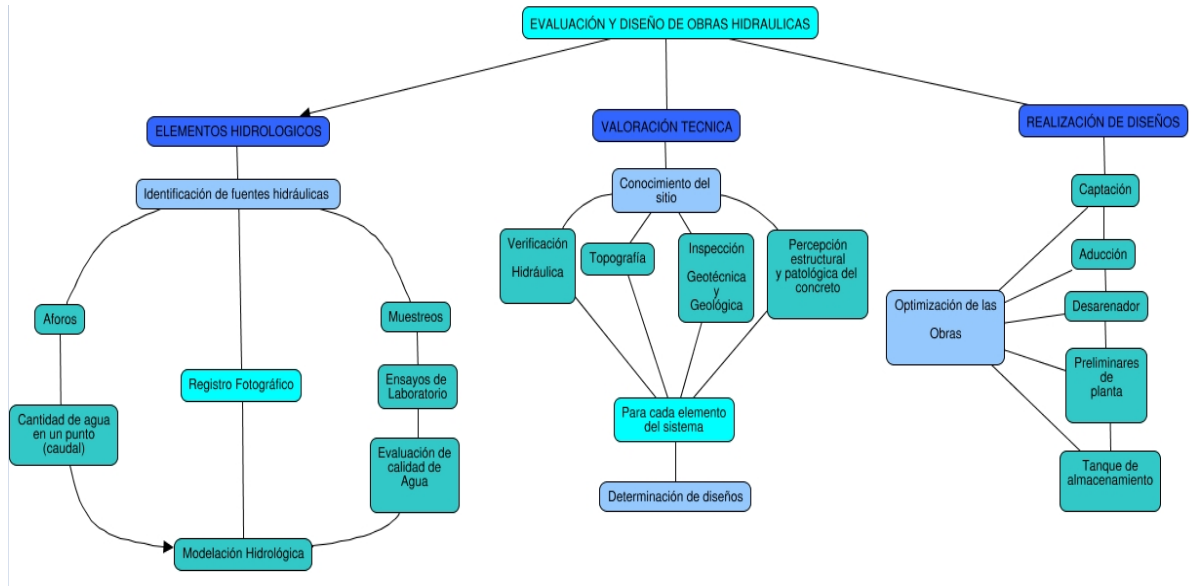
³⁸ Guerrón Rosero, J. A. & Pantoja Pipicano, J. M. (2018). PROPUESTA DE MEJORAMIENTO PARA LA ÓPTIMA OPERACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO LA PALMA (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

³⁹ Varela Pineda, I. C. (2018). DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE APULO (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

1.8 MARCO CONCEPTUAL

Se plantea el mejoramiento del sistema de acueducto de la siguiente manera:

Imagen 2. Marco conceptual para la evaluación y diseño de obras hidráulicas de un acueducto.



Fuente: Propia

En la Imagen 2, se puede percibir un esquema general de la forma como se realizará la determinación de los elementos hidrológicos, de igual forma la valoración técnica y por último la realización del diseño, además de tener en cuenta cada uno de los aspectos para la ejecución de la evaluación y diseño de las obras hidráulicas.

Hidrología: ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente.⁴⁰

Cuenca: es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.⁴¹

⁴⁰ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁴¹ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

Modelación hidrológica: es una representación simplificada de un sistema real complejo llamado prototipo, bajo forma física o matemática. De manera matemática, el sistema real está representado por una expresión analítica.⁴²

Aforo: medir el caudal que fluye por una sección determinada a través de medidas realizadas en el cauce.⁴³

Limnómetro: es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie cada dos horas en época de avenidas y cada 24 horas en época de estiaje.⁴⁴

Evaluación de calidad: sistema compuesto por un sin número de actividades cuyo propósito es medir y controlar un producto o servicio que reúna las necesidades de los usuarios, el objetivo es proveer la calidad que sea satisfactoria y adecuada.⁴⁵

Caudal: es la cantidad de agua que fluye a través de una sección transversal, se expresa en volumen por unidad de tiempo.⁴⁶

Muestra: toma puntual de agua en los puntos de muestreo concertados, que refleja la composición física, química y microbiológica representativa del momento.⁴⁷

Muestreo: proceso de toma de muestras que son analizadas en laboratorios para obtener información sobre la calidad del agua del sitio concertado en que fueron tomadas.⁴⁸

⁴² MINAMBIENTE. IDEAM. (2018). GLOSARIO. Obtenido de <http://www.ideam.gov.co/web/atencion-y-participacion-ciudadana/glosario>

⁴³ Bateman A. (2007). Hidrología Básica y Aplicada. Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos. Obtenido de <https://www.upct.es/~minaees/hidrologia.pdf>

⁴⁴ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁴⁵ MINAMBIENTE. IDEAM. (2018). GLOSARIO. Obtenido de <http://www.ideam.gov.co/web/atencion-y-participacion-ciudadana/glosario>

⁴⁶ MINAMBIENTE. IDEAM. (2018). GLOSARIO. Obtenido de <http://www.ideam.gov.co/web/atencion-y-participacion-ciudadana/glosario>

⁴⁷ Instituto Nacional de la Salud. (2011). Manual de Instrucciones para la Toma, Preservación y Transporte de Muestras de Agua de Consumo Humano para Análisis de Laboratorio. Bogotá. Obtenido de <https://www.ins.gov.co/sivicap/Documentacin%20SIVICAP/2011%20Manual%20toma%20de%20muestras%20agua.pdf>

⁴⁸ Instituto Nacional de la Salud. (2011). Manual de Instrucciones para la Toma, Preservación y Transporte de Muestras de Agua de Consumo Humano para Análisis de Laboratorio. Bogotá. Obtenido de <https://www.ins.gov.co/sivicap/Documentacin%20SIVICAP/2011%20Manual%20toma%20de%20muestras%20agua.pdf>

Ensayos de laboratorio de análisis del agua para consumo humano: es el establecimiento público o privado, donde se realizan los procedimientos de análisis de las características físicas, químicas y microbiológicas del agua para consumo humano.⁴⁹

Topografía: estudio técnico y descriptivo de un terreno, examinando la superficie terrestre en la cual se tienen en cuenta las características físicas, geográficas y geológicas del terreno, pero también sus variaciones y alteraciones.⁵⁰

Patología del concreto: como el estudio sistemático de los procesos y características de los daños que puede sufrir el concreto, sus causas, consecuencias y soluciones.⁵¹

Obras hidráulicas: obras de interés general que ayudan a una comunidad con el objetivo de controlar el agua.⁵²

1.9 MARCO LEGAL

A continuación, se muestra de forma sintetizada todos los instrumentos legales aplicables en el proyecto, normativa que se rige en Colombia.

Tabla 2. Normatividad sistema de acueducto, municipio de Nimaima.

NORMA	TITULO	OBJETO
RAS 2016 Resolución 330 de 2017	Reglamento técnico para	Se tienen en cuenta los requisitos que se deben cumplir, las etapas de planeación, diseño, construcción, puesta en marcha, operación,

⁴⁹ Instituto Nacional de la Salud. (2011). Manual de Instrucciones para la Toma, Preservación y Transporte de Muestras de Agua de Consumo Humano para Análisis de Laboratorio. Bogotá. Obtenido de <https://www.ins.gov.co/sivicap/Documentacin%20SIVICAP/2011%20Manual%20toma%20de%20muestras%20agua.pdf>

⁵⁰ IGAC – Geoportal. (2018). MUNICIPIO DE NIMAIMA. Obtenido de <http://sigot.igac.gov.co>

⁵¹ BH concretos. (2018). ¿Qué es la patología del concreto? Obtenido de <https://medium.com/@bhconcretos/qu%C3%A9-es-la-patolog%C3%ADa-del-concreto-2ad73130d336>

⁵² Embid Irujo A. (1995). Las Obras hidráulicas de interés general. Centro de estudios políticos y constitucionales.

Continuación Tabla 2.

	el sector de agua potable y saneamiento básico	mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura. Así como requisitos técnicos del acueducto, estudio y diseño de sistemas de potabilización de agua y aspectos generales
Decreto 1575 de 2007	Sistema para la protección de y control de la calidad del agua para consumo humano.	Capítulo III. Responsables del control y vigilancia para garantizar la calidad del agua para consumo humano. Art. 12. IRCA. Art. 26. El informe nacional de la calidad del agua se elabora y publica anualmente.
ENA 2014	Estudio Nacional del Agua	Es un estudio técnico-científico, que permite reconocer el estado y la dinámica del agua en Colombia. Éste logra identificar subzonas hidrográficas y cuencas que se deben priorizar,

Continuación Tabla 2.

		para mejorar la gestión sobre el recurso hídrico por sus vulnerabilidades, presiones por uso y afectaciones a la calidad.
--	--	---

Fuente: propia

1.9 METODOLOGÍA

La metodología de trabajo se definió en torno al desarrollo y cumplimiento de los objetivos específicos de la siguiente manera:

Objetivo 1:

1. Identificar y evaluar las fuentes hídricas disponibles: Se reunirá la información cartográfica que facilite la búsqueda y ubicación de cuencas y los ríos relativamente cercanos al municipio. Esta cartografía se manejará en escala 1:25000 para obtener una mayor visualización de la información que se necesita, la cual se obtendrá del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC).
2. Recolección de información: Para la realización de los estudios básicos requeridos, tal como información hidroclimatológica, por medio de entidades que vigilan el comportamiento climatológico en la zona, se realizará un análisis de los registros de precipitación, caudales máximos y mínimos hallados en las estaciones limnimétricas cercanas a las fuentes de estudio, además de obtener información topográfica, censos de población, indicadores demográficos, aspectos geográficos, situación del ordenamiento territorial y urbano.
3. Realizar un registro fotográfico del sitio de estudio especialmente cada una de las estructuras hidráulicas de las que se compone el sistema de acueducto.
4. Modelación Hidrológica: se realizará con la ayuda de una herramienta (software procesamiento de información geográfica), que nos permita verificar el comportamiento de los caudales.

Objetivo 2:

Valoración técnica del estado actual de las obras hidráulica: La valoración técnica es una investigación que se realiza para determinar el estado en que se encuentra cada obra que compone el sistema de acueducto, teniendo en cuenta los diferentes aspectos como los siguientes:

- Identificar la localización de cada una de las obras hidráulicas del sistema de acueducto del municipio de Nimaima.
- Percibir la situación estructural y el estado del concreto de las diferentes obras hidráulicas que componen el acueducto.
- Reconocer el tipo de captación del agua.
- De acuerdo con las dimensiones de las obras determinar su capacidad hidráulica.

Objetivo 3:

Diseño de obras hidráulicas: partiendo de la evaluación y la recolección de la información necesaria se procede a realizar el diseño y posteriormente su presentación en el municipio:

1. Obra de captación. Considerando los caudales reales (Q_{\min} real, Q_{med} real, Q_{Max} real) y los caudales de diseño (Q_{promedio} , Q_{MH} , Q_{MD}) se diseñará la bocatoma contando con especificaciones como las siguientes: velocidad del agua en la rejilla ($0,3 \frac{m}{s} < v_r < 3 \frac{m}{s}$), el ancho del canal de aducción (mínimo 40 cm), los diámetros de las varillas de la rejilla ($\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, 1"), espaciamiento entre varillas (mínimo 5 cm y máximo 10 cm), la velocidad adoptada pasa barrotes ($v_b < 0,2 \frac{m}{s}$), espesor de los muros (recomendado 0.3 m), pendiente del fondo del canal (entre 1 y 14 %), borde libre del canal de aducción (0,15 cm), velocidad del agua al final del canal ($0,3 \frac{m}{s} < v_e < 3 \frac{m}{s}$).
2. Para la línea de aducción se considera las cotas de la bocatoma y el desarenador (de acuerdo al plano topográfico), posterior con las cotas se procederá a calcular la pendiente y el diámetro de la tubería a utilizar. La velocidad real ($0,6 \frac{m}{s} < v_r < 5 \frac{m}{s}$) y el cálculo de los esfuerzos cortantes son de acuerdo al material de arrastre que contenga el río.

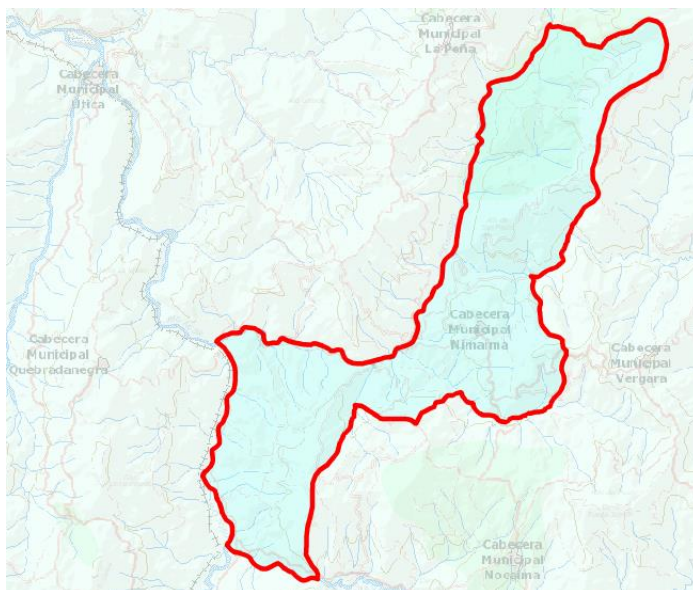
3. En el desarenador para su funcionamiento de sedimentar las partículas se debe tener en cuenta la relación longitud a ancho (3:1 a 5:1), las profundidades máximas y mínimas (mínima 1,5 m y máxima 4,5 m), profundidad almacenamiento de lodos (la relación de longitud a profundidad de almacenamiento de lodos 10/1), pendiente de fondo entre 8 % y 5%, periodo de retención hidráulica (entre 30 min y 4 horas) , carga hidráulica superficial ($15 < q < 80 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia}$) .
4. La línea de conducción (desarenador- planta de tratamiento) se tendrá en cuenta la colocación de la tubería ya que el terreno puede presentar zona montañosa y con el tiempo puede sufrir desplazamiento, la profundidad de excavación (mínima 0,60 m y máxima 1 m), lo ideal es que la línea de conducción se encuentre por debajo de la línea piezometrica por lo menos 2 m, la presión de trabajo de la tubería sea mayor a la presión de diseño, la utilización de válvulas de purga en los puntos bajos de la tubería, la utilización de válvulas ventosas para la expulsión de aire en los puntos altos y válvulas de control como mínimo al comienzo y final de la tubería.
5. La calidad del agua es esencial para el mantenimiento de todos los procesos biológicos además de la calidad de vida de una sociedad por lo tanto en la planta de tratamiento se deben realizar ensayos físico-químico para garantizar la calidad del agua. Estos ensayos son los siguientes: pH, conductividad eléctrica, alcalinidad, dureza total, turbiedad, sulfatos, fosforo y fosfatos, nitrógeno, nitritos y nitratos, coliformes totales y fecales, efecto de materia orgánica disuelta.
6. El tanque de almacenamiento se puede construir sobre terrenos superficiales, semienterrados o enterrados, si se dispone de un nivel topográfico que permita el funcionamiento de la red distribución, con las normas adecuadas de presión. Por lo contrario, si la topografía no dispone condiciones adecuadas se deberá realizar un tanque elevado.
7. Realizar una socialización del proyecto con las autoridades municipales y partes interesadas, compilación de la información y documentación existente que se relacione con el sistema de acueducto.

2. ANÁLISIS DE LA ZONA DE ESTUDIO

2.1 LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA DEL MUNICIPIO

El municipio de Nimaima se encuentra ubicado en el departamento de Cundinamarca, en la Provincia de Gualivá. (La cual está integrada por doce municipios), Nimaima tiene una superficie de 64,1 Km, se encuentra a 5° 08' de latitud Norte, 74° 23' de longitud del Meridiano de Greenwich, con una altura sobre el nivel del mar de 1100 metros.⁵³

Imagen 3. Ubicación del municipio Nimaima.



Fuente: (IGAC – Geoportal, 2018).

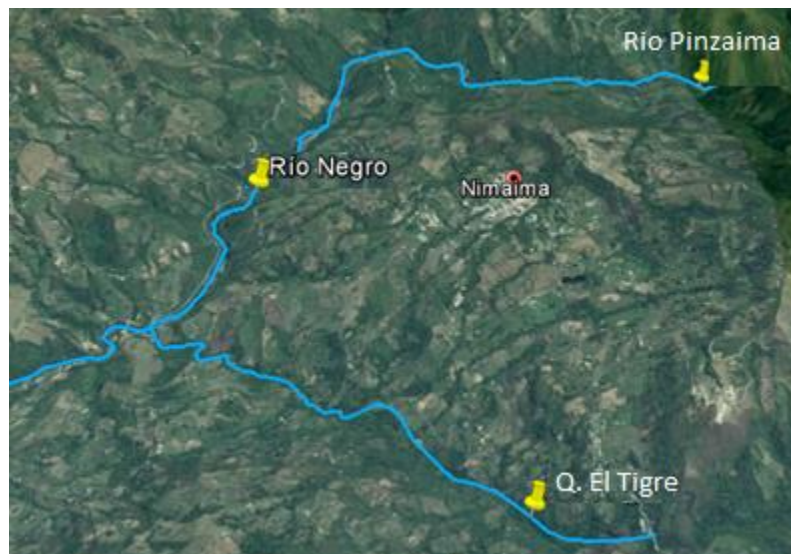
En materia de geomorfología el municipio se encuentra integrado por suelos estratificados como Lutitas, en donde predomina la calcárea y sectores areniscos, tiene un relieve quebrado con suelos arcillosos, su topografía es plana a ondulada con pendientes entre 0 y 15%; el municipio se encuentra ubicado en suelos de planicie aluvial.

⁵³ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2012-2015)

2.2 HIDROLOGÍA

Su situación geográfica es privilegiada, ya que tiene una excelente ventaja en el recurso hídrico, integrado por quebradas, ríos, cascadas, entre ellos los ríos Negro, Pinzaima, Tobia; en material de quebradas La Tarjada, El Tigre, La Hoya y cascadas como Barandillas (con altura aproximada de 70 metros). El de mayor importancia es el río Negro, que nace en el norte de Cundinamarca, en el páramo de Guerrero y desemboca en el río Magdalena, en los límites con el departamento de Boyacá, que por su corriente y por su conformación rocosa se convierte en una fuente hídrica de gran importancia, su nombre se debe al color negro de los sedimentos que lo conforman.⁵⁴

Imagen 4. Ríos de Nimaima.



Fuente: (Google Earth,2018)

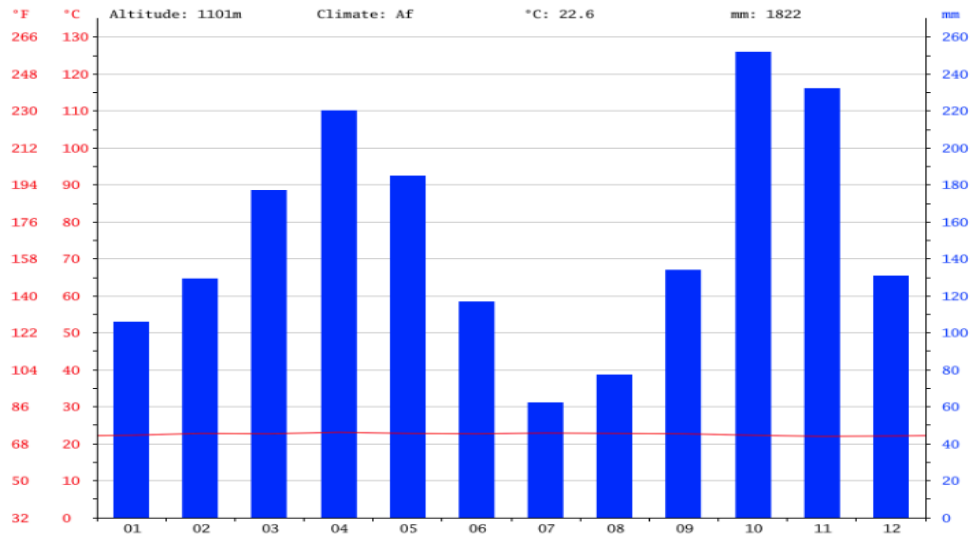
2.3 CLIMATOLOGÍA

El municipio presenta una precipitación de 1.800 y 2.000 mm/año, presentándose un clima semi-húmedo tropical, Su temperatura promedio es de 23° C y sus pisos térmicos van desde los 600 a los 1,800 m.⁵⁵

⁵⁴ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2012-2015)

⁵⁵ Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2012-2015)

Imagen 5. Climograma Nimaima.

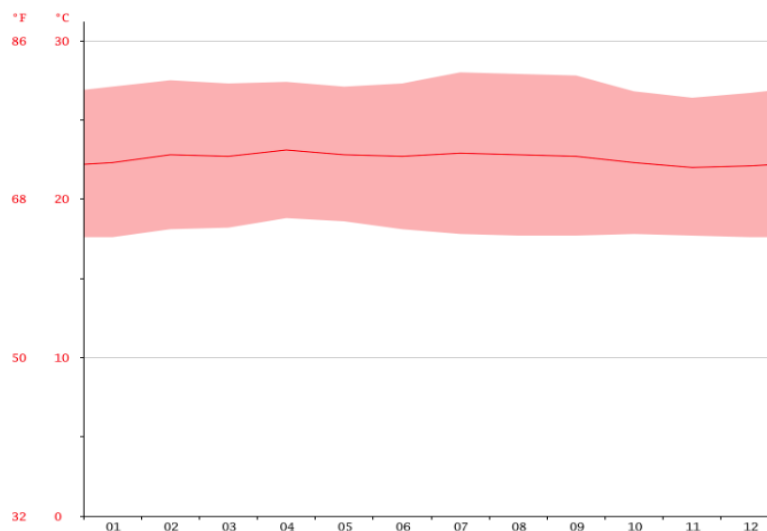


Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

Teniendo en cuenta la Imagen 5, se presenta una gran cantidad de lluvia en Nimaima, incluso en el mes más seco. La precipitación anual promedio es de 1822 mm, siendo la más baja en julio con un promedio de 62 mm, y con un promedio mensual de 252 mm, la mayor precipitación ocurre en el mes de octubre, con un porcentaje promedio de humedad relativa del 45%.⁵⁶

⁵⁶ CLIMATE-DATA.ORG. (2018). CLIMA: COLOMBIA. Obtenido de CLIMA: NIMAIMA: <https://es.climate-data.org/location/49892/>

Imagen 6. Diagrama de Temperatura Nimaima.



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

Considerando la Imagen 6, se analiza que la temperatura media en el municipio es de 23.1 ° C, abril es el mes más caluroso del año, Las temperaturas medias más bajas del año se producen en noviembre, cuando está alrededor de 22.0 ° C.⁵⁷

Imagen 7. Tabla Climática Nimaima.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	22.3	22.8	22.7	23.1	22.8	22.7	22.9	22.8	22.7	22.3	22	22.1
Temperatura mín. (°C)	17.6	18.1	18.2	18.8	18.6	18.1	17.8	17.7	17.7	17.8	17.7	17.6
Temperatura máx. (°C)	27.1	27.5	27.3	27.4	27.1	27.3	28	27.9	27.8	26.8	26.4	26.7
Temperatura media (°F)	72.1	73.0	72.9	73.6	73.0	72.9	73.2	73.0	72.9	72.1	71.6	71.8
Temperatura mín. (°F)	63.7	64.6	64.8	65.8	65.5	64.6	64.0	63.9	63.9	64.0	63.9	63.7
Temperatura máx. (°F)	80.8	81.5	81.1	81.3	80.8	81.1	82.4	82.2	82.0	80.2	79.5	80.1
Precipitación (mm)	106	129	177	220	185	117	62	77	134	252	232	131

Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

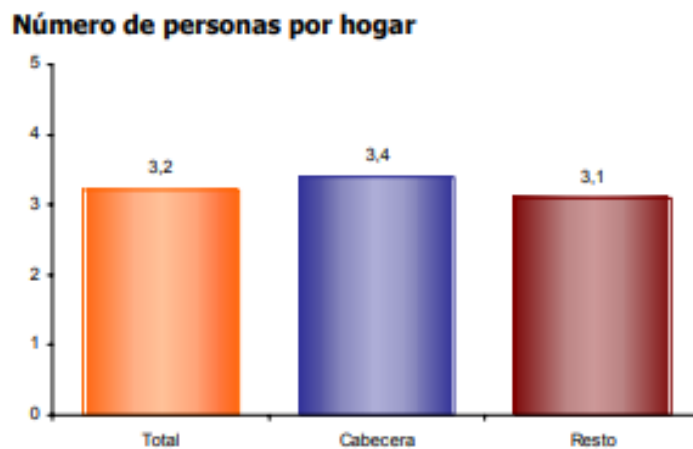
⁵⁷ CLIMATE-DATA.ORG. (2018). CLIMA: COLOMBIA. Obtenido de CLIMA: NIMAIMA: <https://es.climate-data.org/location/49892/>

Se encuentra una diferencia de 190 mm de precipitación entre los meses más secos y los más húmedos. La variación en las temperaturas durante todo el año es 1.1° C.⁵⁸

2.4 DEMOGRAFÍA

Según el censo poblacional realizado por el DANE en el año 2005 para el municipio de Nimaima, el promedio de personas por hogar es de 3.2 habitantes del total de la población (teniendo en cuenta únicamente la cabecera el promedio es de 3.4 habitantes por hogar), la Imagen 8 muestra el promedio de personas por hogar.⁵⁹

Imagen 8. Tabla Promedio de personas por hogar.



Fuente: (DANE).

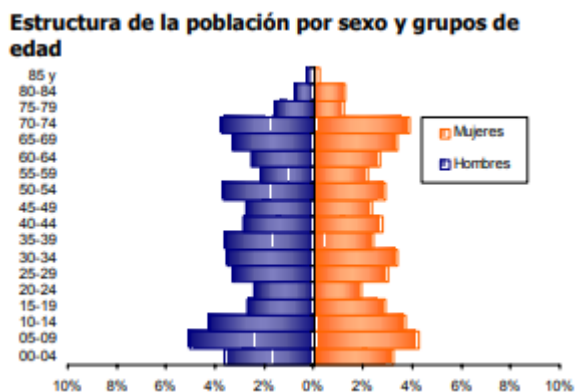
El DANE presenta para el año 2005 la población por sexo y edad, según la Imagen 9, se nota que la población es de 5523 habitantes, donde 2651 personas son de población femenina, que representa el 48% y 2872 personas son hombres que representa el 52%.⁶⁰

⁵⁸ CLIMATE-DATA.ORG. (2018). CLIMA: COLOMBIA. Obtenido de CLIMA: NIMAIMA: <https://es.climate-data.org/location/49892/>

⁵⁹ DANE, D. (2018). DANE. Obtenido de <https://censo2018.dane.gov.co/sobre-censo>

⁶⁰ DANE, D. (2018). DANE. Obtenido de <https://censo2018.dane.gov.co/sobre-censo>

Imagen 9. Estructura de la población Nimaima.



Fuente: (DANE).

Considerando los censos proporcionados por el DANE, la población del municipio de Nimaima para los años 1985, 1995 y 2005 son:

Tabla 3. Población censada casco urbano.

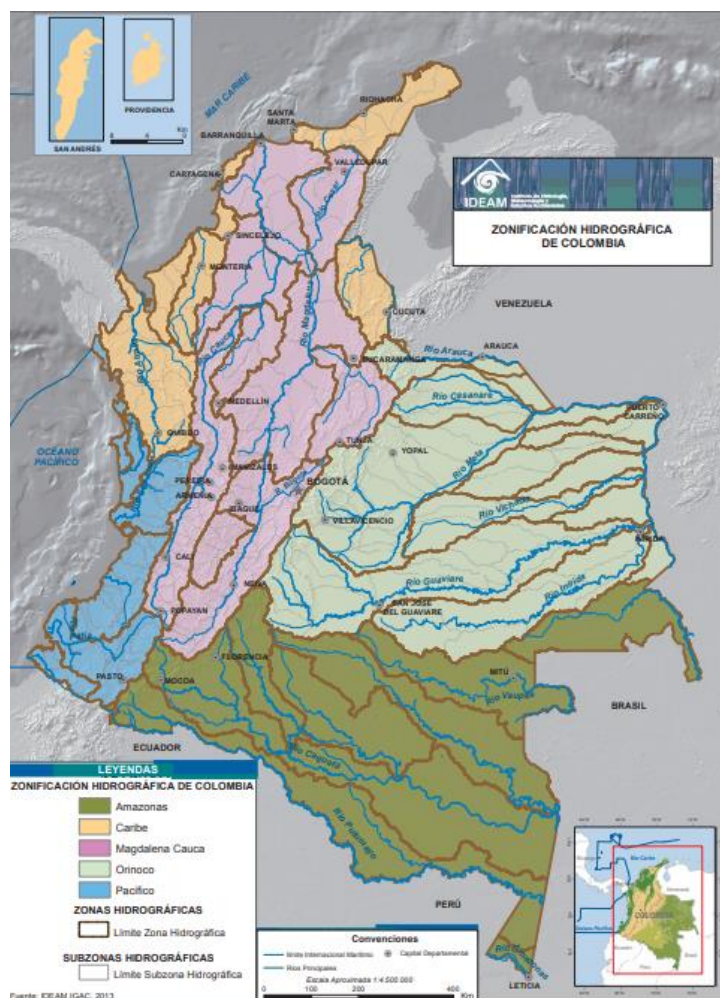
AÑO	CABECERA	RURAL	TOTAL
1985	673	3961	4634
1993	479	2961	3440
2005	2207	3316	5523

Fuente: (DANE).

2.5 CLASIFICACIÓN Y ZONIFICACIÓN DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

Para comprender mejor la ubicación del municipio respecto a hidrografía, se necesita evaluar su zonificación y clasificación en Colombia. La zonificación de Colombia se subdivide en 5 áreas hidrográficas, las cuales contienen 40 zonas hidrográficas y estas a su vez identifican 311 subzonas hidrográficas.⁶¹

Imagen 10. Zonificación hidrográfica de Colombia.



Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

⁶¹ IDEAM (2013). ZONIFICACIÓN Y CODIFICACIÓN DE UNIDADES HIDROGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DE COLOMBIA. Obtenido de: <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIASMAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf>

Debido a la localización que presenta el municipio de Nimaima en el departamento de Cundinamarca se puede notar en la Imagen 10, que el área hidrográfica en el cual se encuentra el municipio es la numero 2 con el nombre de Magdalena-Cauca, zona hidrográfica número 23 y recibe el nombre de Medio magdalena como se puede verificar en la Imagen 11.⁶²

Imagen 11. Zonificación hidrográfica nacional, nivel de áreas y zona hidrográficas.

AH	NOMBRE AH	ZH	NOMBRE ZH
1	Caribe	11	Atrato-Darién
		12	Caribe-Litoral
		13	Sinú
		15	Caribe-La Guajira
		16	Catatumbo
		17	Islas del Caribe
2	Magdalena-Cauca	21	Alto Magdalena
		22	Saldaña
		23	Medio Magdalena
		24	Sogamoso
		25	Bajo Magdalena-Cauca-San Jorge
		26	Cauca
		27	Nechí
		28	Cesar
		29	Bajo Magdalena
		31	Inirida
3	Orinoco	32	Guaviare
		33	Vichada
		34	Tomo
		35	Meta
		36	Casanare
		37	Arauca
		38	Orinoco Directos
		39	Apure
		41	Guainía
4	Amazonas	42	Vaupés
		43	Apaporis
		44	Caquetá
		45	Yarí
		46	Caguán
		47	Putumayo
		48	Amazonas - Directos
		49	Napo
5	Pacífico	51	Mira
		52	Patía
		53	Tapaje-Dagua-Directos
		54	San Juan
		55	Baudó-Directos Pacífico
		56	Pacífico-Directos
		57	Islas del Pacífico

Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

⁶² IDEAM (2013). ZONIFICACIÓN Y CODIFICACIÓN DE UNIDADES HIDROGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DE COLOMBIA. Obtenido de: <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIASMAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf>

A partir de los rangos de área hidrográfica para cada zona se encuentra una distribución específica de las subzonas, para el área hidrográfica de Magdalena-Cauca la disposición es la siguiente:

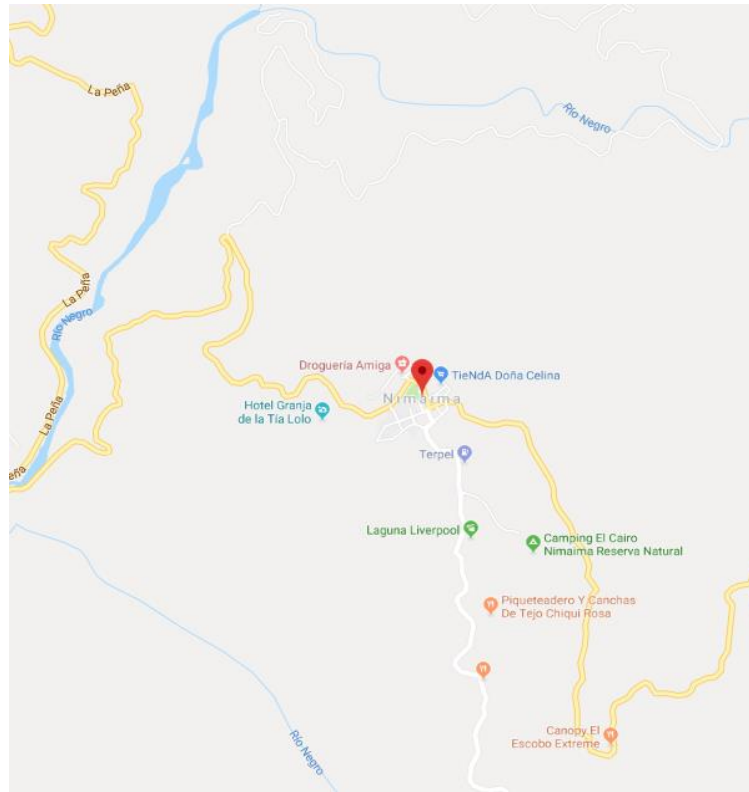
Imagen 12. Subzonas por rangos de área (km²) en área hidrográfica Magdalena-Cauca.

Área hidrográfica Magdalena-Cauca	
Área (km ²)	Número de subzonas
1-300	1
300-700	14
700-900	7
900-1.100	10
1.100-1.300	7
1.300-1.500	9
1.500-2.000	10
2.000-2.500	7
2.500-3.500	14
3.500-5.000	9
5.000-10.000	14
10.000-20.000	1
Total	103

Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

En la Imagen 12, se percibe el número de subzonas existentes de acuerdo a los rangos específicos de área que se localizan en el área hidrográfica Magdalena-Cauca. Teniendo en cuenta la cercanía del municipio con el Río Negro se obtuvo una clasificación más acertada de la cuenca.

Imagen 13. Ubicación Municipio de Nimaima.



Fuente: (Google Maps, 2019).

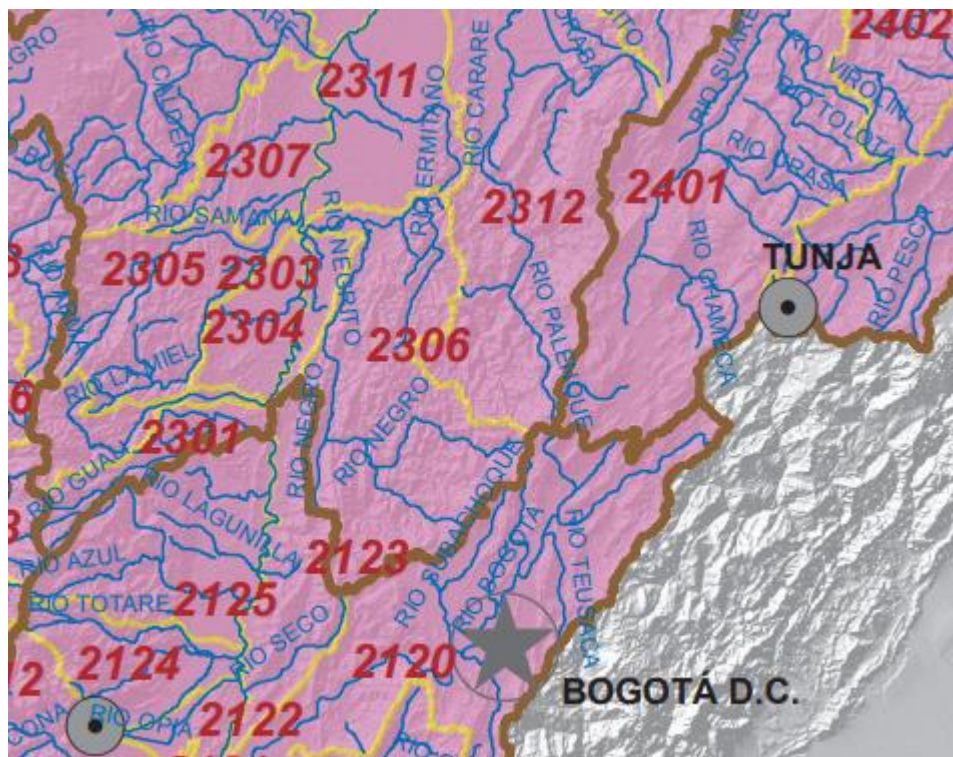
Teniendo en cuenta la localización geográfica del municipio se logró conocer acertadamente el nombre de la subzona hidrográfica ya que se identificó que el río que se encuentra aledaño al municipio es el Río Negro, la cual comprende un área aproximada de 4572 km². El número que identifica la subzona es el 2306 con el nombre de Río Negro.

Imagen 14. Zonificación hidrográfica Área Magdalena-Cauca.

ZH	NOMBRE ZONA HIDROGRÁFICA	SZH	NOMBRE SUBZONA HIDROGRÁFICA	AREA (Km ²)
23	Medio Magdalena	2301	Río Gualí	876
		2302	Río Guarínó	844
		2303	Directos al Magdalena entre Ríos Seco y Negro (md)	435
		2304	Directos Magdalena entre Ríos Guarínó y La Miel (mi)	966
		2305	Río La Miel (Samaná)	2400
		2306	Río Negro	4572
		2307	Directos Magdalena Medio entre ríos La Miel y Nare (mi)	1484
		2308	Río Nare	5600
		2310	Riós San Bartolo y otros directos al Magdalena Medio	3596
		2311	Directos al Magdalena Medio entre ríos Negro y Carare (md)	2685
		2312	Río Carare (Minero)	7283
		2314	Río Opón	4318
		2317	Río Cimitarra y otros directos al Magdalena	4972
		2319	Río Lebrija y otros directos al Magdalena	9642
		2320	Directos al Magdalena (Brazo Morales)	7101
		2321	Quebrada El Carmen y Otros Directos al Magdalena Medio	2923

Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

Imagen 15. Zonificación hidrográfica Área Magdalena-Cauca



Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

2.5.1 Provincias hidrológicas

Considerando las zonas hidrográficas, estas presentan una división de provincias hidrogeológicas que a su vez pueden agruparse y codificarse en tres grupos de acuerdo con su posición geográfica.⁶³

La letra P corresponde a la provincia y las letras C, M y P corresponden a las provincias hidrogeológicas costeras, montanas e intramontanas y pericrátonicas, respectivamente.

– Provincias hidrogeológicas costeras e insulares (PC). Corresponden a ocho provincias que comparten ambientes costeros y litorales. De estas, cinco corresponden a la costa Caribe, dos al Pacífico y San Andrés Islas se clasifica como provincia litoral.

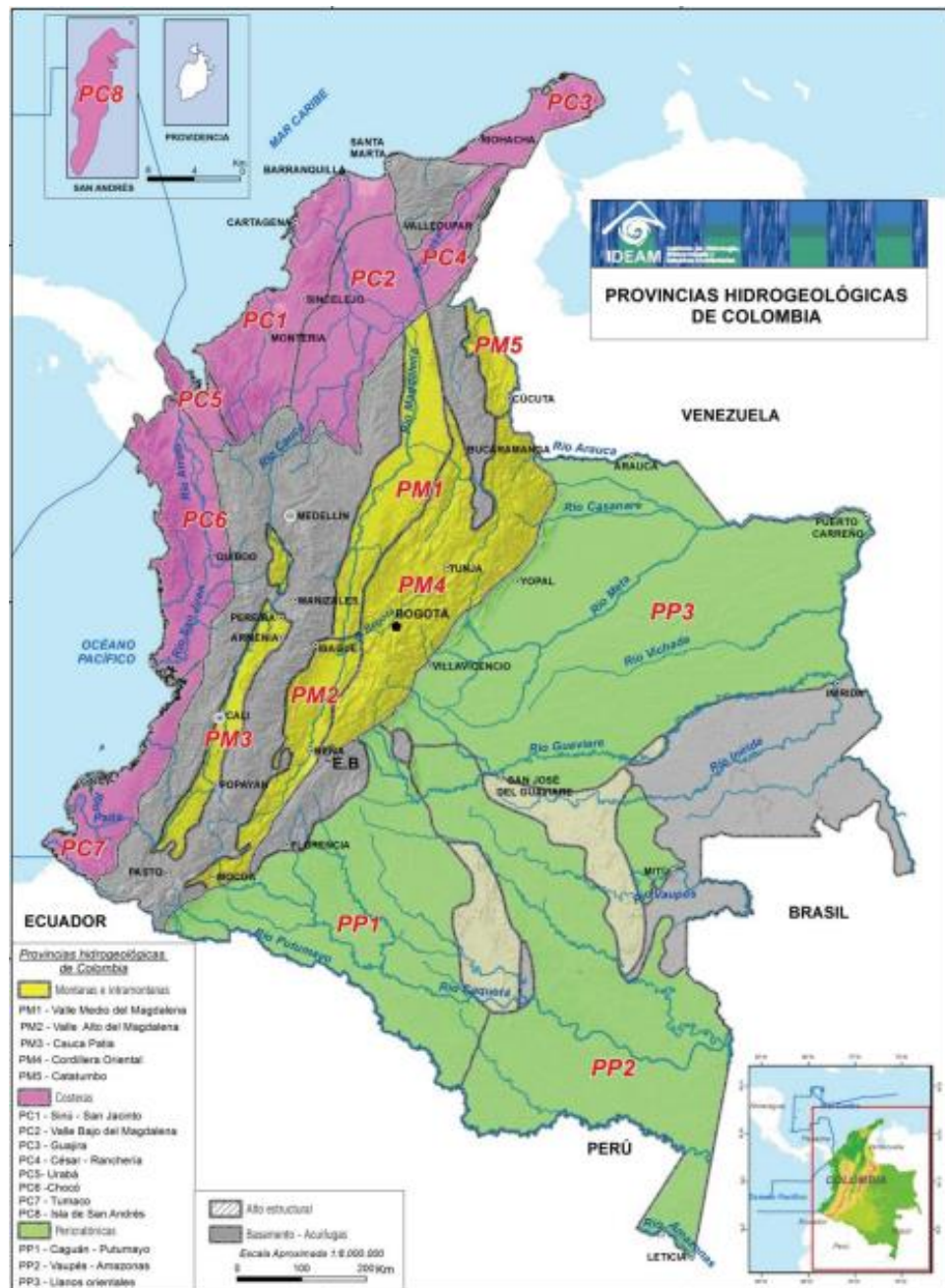
– Provincias hidrogeológicas montanas e intramontanas (PM). En esta categoría se encuentran cinco provincias que se localizan en la zona Andina y sus valles intramontanos.

– Provincias hidrogeológicas pericratónicas (PP). Agrupan tres provincias que se localizan entre el piedemonte de la cordillera Oriental y el escudo de la Guyana, localizado en la parte más oriental del territorio colombiano y que corresponde a una zona estable, peniplanizada, donde se alojan las rocas más antiguas del país. En términos generales, estas provincias abarcan la Orinoquía y Amazonía colombiana y constituyen el sistema acuífero transfronterizo del Amazonas.

⁶³ IDEAM (2013). ZONIFICACIÓN Y CODIFICACIÓN DE UNIDADES HIDROGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DE COLOMBIA. Obtenido de:
<http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIASMAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf>

Colombia se divide en 3 provincias hidrológicas las cuales se pueden identificar en la Imagen 16, dependiendo su localización cada uno recibe su nombre respectivo.

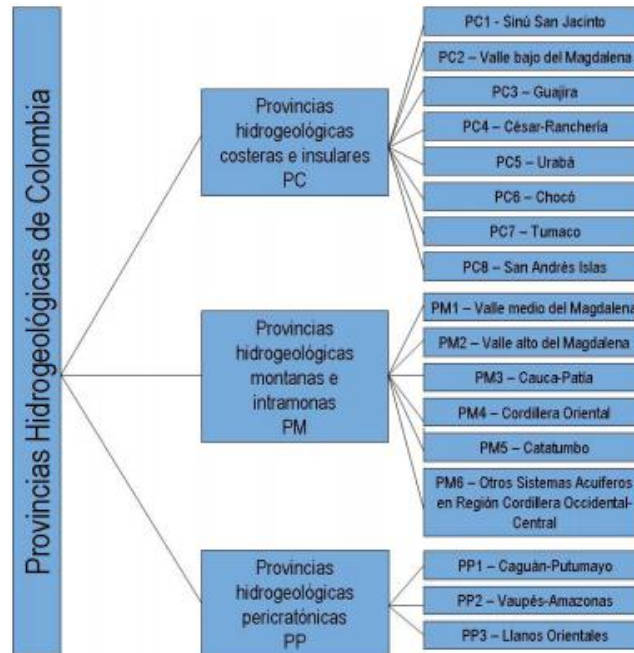
Imagen 16. Provincias hidrogeológicas de Colombia.



Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

El municipio de Nimaima se localiza sobre el centro del país lo cual conlleva a que se clasifique como una provincia hidrogeológica montana e intramontana (PM). Por otra parte, el municipio está más cercano a la cordillera oriental lo que la agruparía como provincia hidrogeológica oriental cordillera oriental (PM4)⁶⁴.

Imagen 17. Clasificación de provincias hidrogeológicas de Colombia.



Fuente: (IDEAM- Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas, 2013).

⁶⁴ IDEAM (2013). ZONIFICACIÓN Y CODIFICACIÓN DE UNIDADES HIDROGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DE COLOMBIA. Obtenido de: <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIASMAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf>

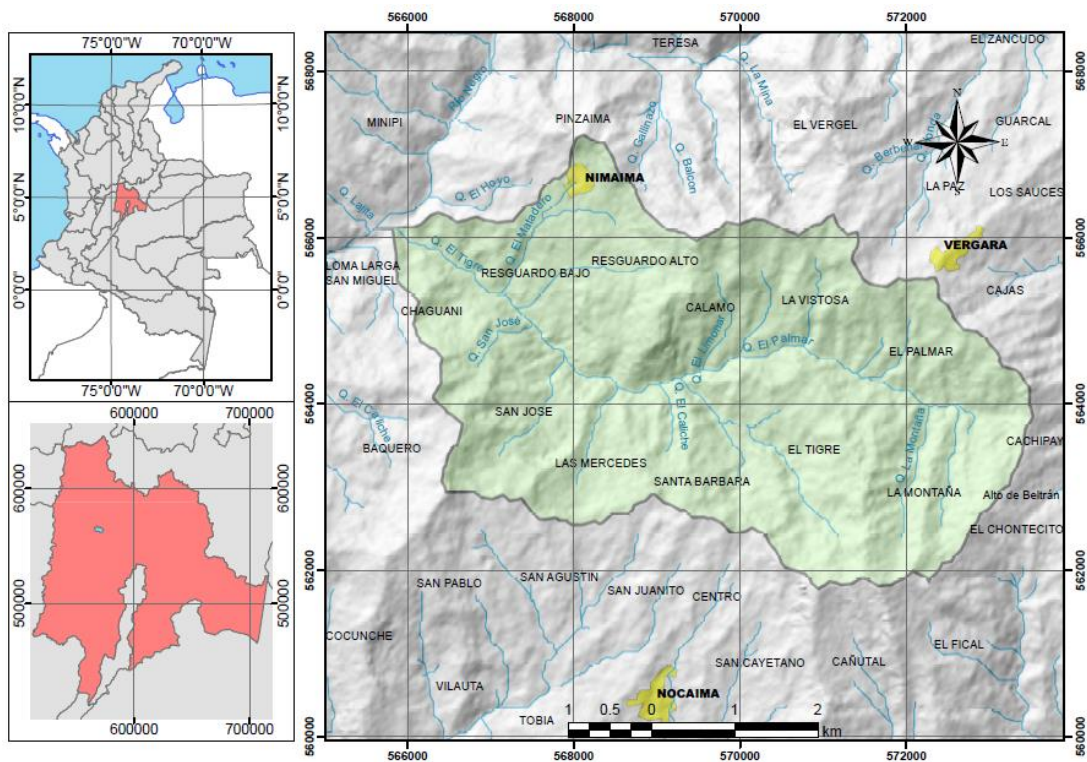
2.6 HIDROLÓGIA

Teniendo presente las condiciones actuales, la clasificación de la cuenca hidrográfica, la problemática que presenta el acueducto y la comunidad, se propone una nueva fuente de abastecimiento la cual se considerara su respectivo análisis para garantizar los caudales necesarios, a partir de la zona de estudio se cuenta con cartografía del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) en escala 1:25000, la cual ayudara a tener un análisis más determinado y específico de la localización del municipio.

2.6.1 Delimitación de la cuenca

Para la delimitación de la cuenca hidrográfica se tuvo en cuenta un afluente cercano al municipio y que además su corriente o flujo sea en dirección al municipio, por tal razón y verificando los planos del IGAC se eligió la quebrada El Tigre, por otra parte se tuvo en cuenta las sub-cuencas de quebrada Del Matadero y quebrada Negra ya que son las fuentes donde se podrá realizar la captación debido a que presentan cercanía al municipio y por consiguiente no necesitaría de mayor desplazamiento para el suministro. El proceso se realizó a través del software ArcGIS obteniendo los siguientes resultados:

Imagen 18. Cuenca quebrada El Tigre.



Fuente: Propia.

La Imagen 18, presenta la ubicación general de la cuenca, como se puede observar el municipio de Nimaima se localiza en el departamento de Cundinamarca, en la zona centro-oriental del país, sobre la cordillera oriental y en la zona hidrográfica de Medio-Magdalena.

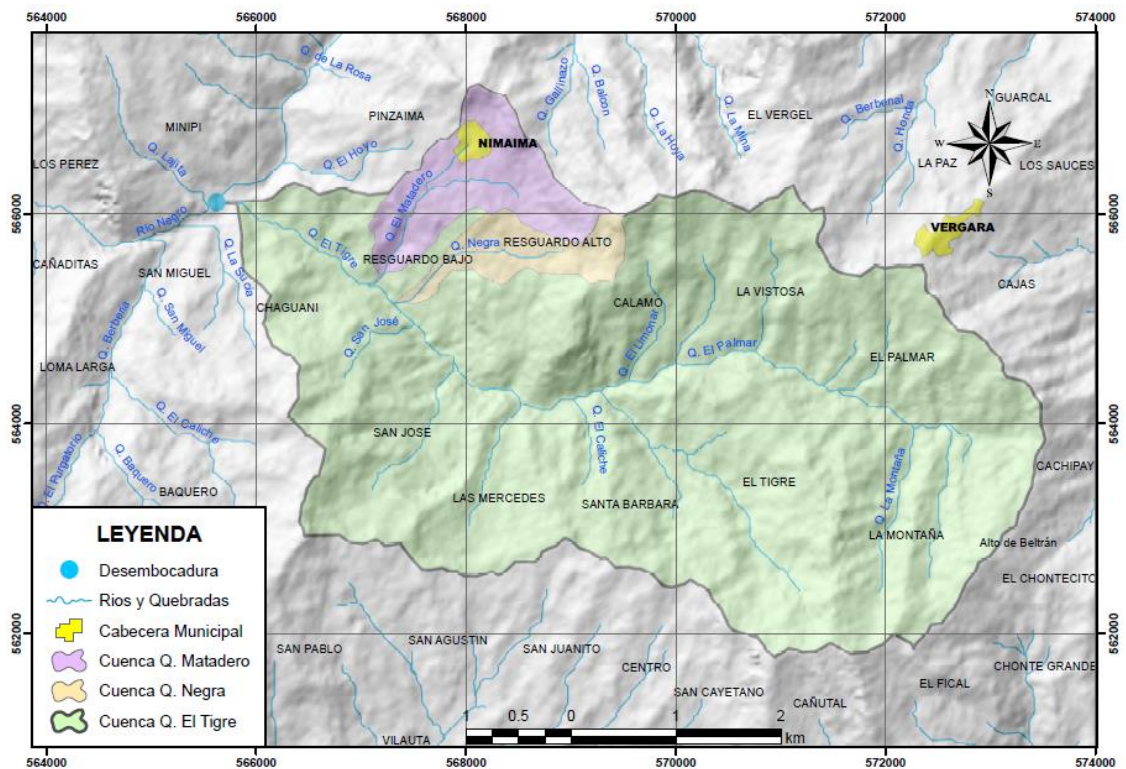
Tabla 4. Clasificación hidrológica para la zona de estudio.

Zona Hidrográfica	Subzona Hidrográfica	Cuenca
Medio Magdalena	Río Negro	Quebrada El Tigre

Fuente: Propia.

En la Imagen 19, se logra identificar unas sub-cuencas de la cuenca Quebrada El Tigre, las cuales se les realizara su respectivo análisis hidrológico para conocer sus características en caso de necesitarlas como posibles puntos de captación.

Imagen 19. Cuenca quebrada El Tigre.



Fuente: Propia.

La Tabla 5, muestra la respectiva ubicación de las subcuentas Quebrada Del Matadero y Quebrada Negra.

Tabla 5. Clasificación hidrológica para las subcuencas de estudio.

Zona Hidrográfica	Subzona Hidrográfica	Cuenca	Subcuenca
Medio Magdalena	Río Negro	Quebrada El Tigre	Quebrada Del Matadero
Medio Magdalena	Río Negro	Quebrada El Tigre	Quebrada Negra

Fuente: Propia.

2.6.2 Parámetros morfológicos de la cuenca

Para este análisis se tuvo en cuenta una serie de información obtenida de:

- Cartografía del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) en escala 1:25000.
- Modelación de la cuenca en ArcGIS.

Examinado algunos parámetros tanto de forma como de la red hidrográfica se logrará realizar una caracterización de la cuenca (Quebrada El Tigre) y las subcuencas (Quebrada Del Matadero y Quebrada Negra).

- **Área de la cuenca:** Se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por la divisoria⁶⁵.
- **Perímetro:** Es la longitud sobre un plano horizontal, que recorre la divisoria de aguas.⁶⁶
- **Longitud de la cuenca:** Se define como la distancia horizontal desde la desembocadura de la cuenca hasta otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.⁶⁷

⁶⁵ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁶⁶ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁶⁷ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

- **Ancho de la cuenca:** longitud transversal de una sección longitudinal de una cuenca.⁶⁸
- **Factor de Forma de Horton:** Es la relación entre el área y el cuadrado de la longitud de la cuenca.⁶⁹
- **Coefficiente de compacidad:** Compara la forma de la cuenca con la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma área de la cuenca en estudio. Se define como la razón entre el perímetro de la cuenca que es la misma longitud del parteaguas o divisoria que la encierra y el perímetro de la circunferencia.⁷⁰
- **La pendiente media de la cuenca:** Es igual al desnivel entre los extremos del corriente dividido entre su longitud medida en planta.⁷¹

⁶⁸ UNESCO (2012). UNESDOC Biblioteca Digital. GLOSARIO HIDROLÓGICO INTERNACIONAL. Obtenido de: <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000221862>

⁶⁹ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁷⁰ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

⁷¹ Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.

2.6.2.1 Parámetros morfológicos Quebrada El Tigre

Gracias a la información suministrada por ArcGIS se logró calcular los siguientes datos:

Área (A): 24.306 km^2

Perímetro (P): 24.53 km

Longitud de la cuenca (L): 8.208 km

Ancho de la cuenca (B):

$$B = \frac{24.306 \text{ km}^2}{8.208 \text{ km}} = 2.961 \text{ km}$$

Factor de forma de Horton (kf):

$$kf = \frac{24.306 \text{ km}^2}{(2.398 \text{ km})^2} = 0.361$$

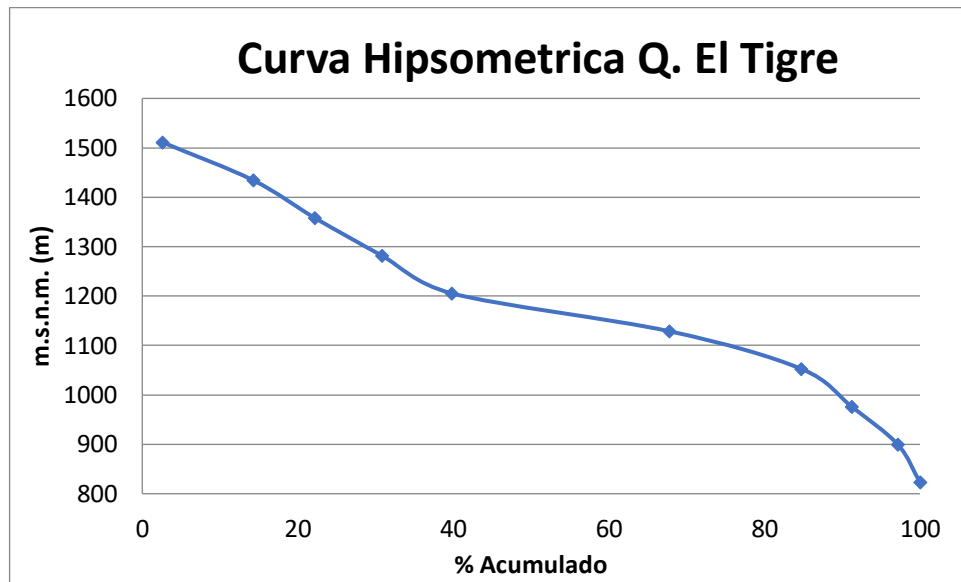
Coefficiente de Compacidad (k_c):

$$A = \pi * R^2 \rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \rightarrow R = \sqrt{\frac{24.306 \text{ km}^2}{\pi}} = 2.782 \text{ km}$$

$$k_c = \frac{24.53 \text{ km}}{2 * \pi * 2.782 \text{ km}} = 1.404$$

Curva hipsométrica: Utilizando los SIG, se determinó la siguiente curva hipsométrica, correspondiente a la cuenca:

Gráfico 1. Curva Hipsométrica quebrada El Tigre.

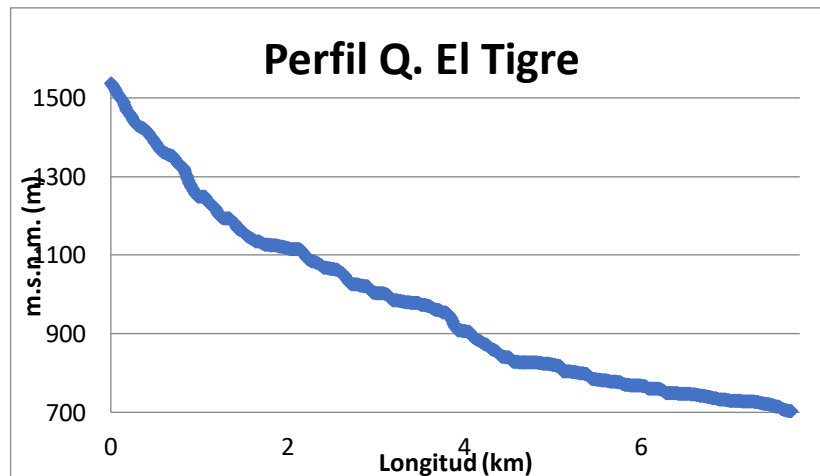


Fuente: Propia.

Pendiente media del cauce: 10.7922 %

Longitud del cauce: 1.88558 Km

Gráfico 2. Perfil quebrada El Tigre.



Fuente: Propia.

2.6.2.2 Parámetros morfológicos Quebrada Negra

Gracias a la información suministrada por ArcGIS se logró calcular los siguientes datos:

Área (A): 0.892 km^2

Perímetro (P): 5.969 km

Longitud de la cuenca (L): 2.357 km

Ancho de la cuenca (B):

$$B = \frac{0.892 \text{ km}^2}{2.369 \text{ km}} = 0.378 \text{ km}$$

Factor de forma de Horton (kf):

$$kf = \frac{0.89 \text{ km}^2}{(2.369 \text{ km})^2} = 0.161$$

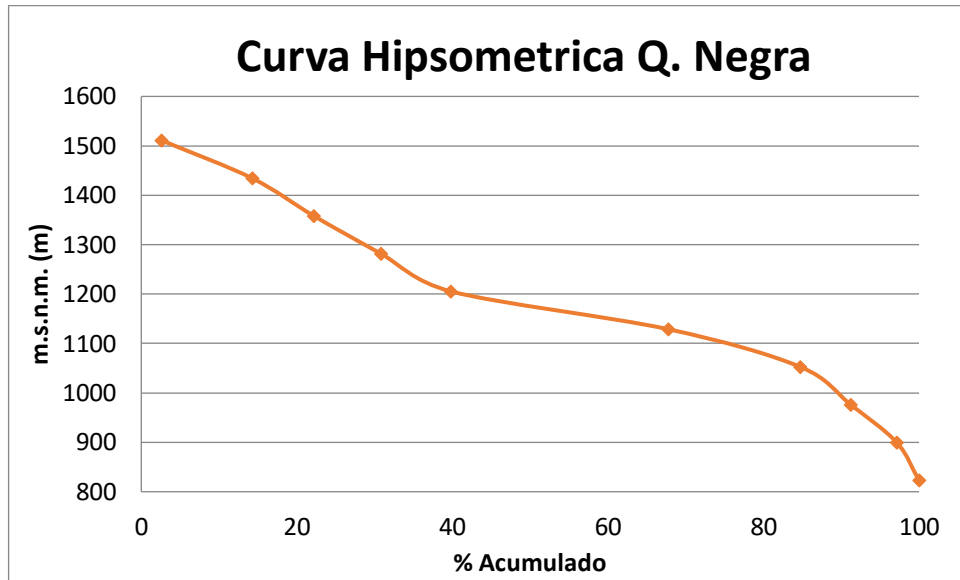
Coefficiente de Compacidad (k_c):

$$A = \pi * R^2 \rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \rightarrow R = \sqrt{\frac{0.892 \text{ km}^2}{\pi}} = 0.533 \text{ km}$$

$$k_c = \frac{5.969 \text{ km}}{2 * \pi * 0.533 \text{ km}} = 1.783$$

Curva hipsométrica: Utilizando los SIG, se determinó la siguiente curva hipsométrica, correspondiente a la cuenca:

Gráfico 3. Curva Hipsométrica quebrada Negra.

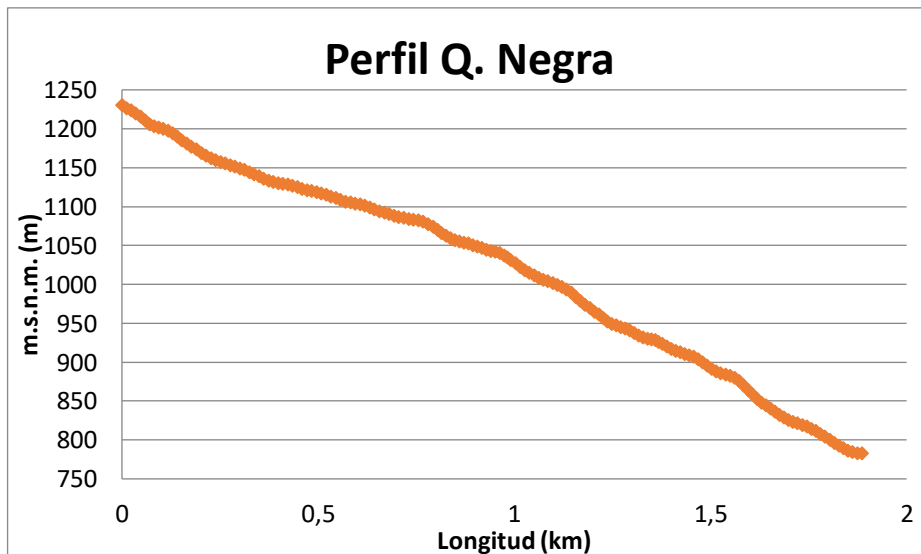


Fuente: Propia.

Pendiente media del cauce: 23.70613 %

Longitud del cauce: 1.88558 Km

Gráfico 4. Perfil quebrada Negra.



Fuente: Propia.

2.6.2.3 Parámetros morfológicos Quebrada El Matadero

Gracias a la información suministrada por ArcGIS se logró calcular los siguientes datos:

Área (A): 1.73 km^2

Perímetro (P): 7.272 km

Longitud de la cuenca (L): 2.398 km

Ancho de la cuenca (B):

$$B = \frac{1.73 \text{ km}^2}{2.398 \text{ km}} = 0.721 \text{ km}$$

Factor de forma de Horton (k_f):

$$k_f = \frac{1.73 \text{ km}^2}{(2.398 \text{ km})^2} = 0.301$$

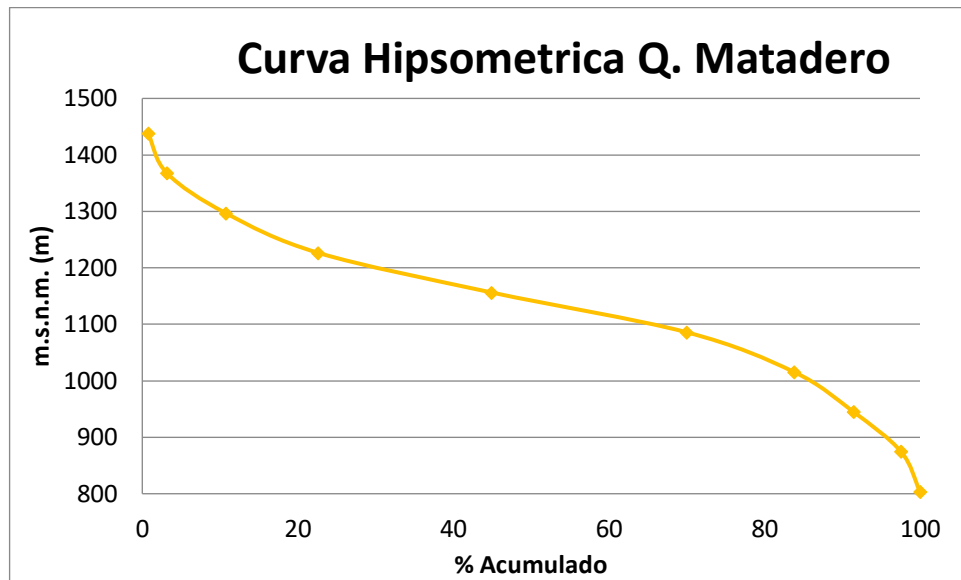
Coefficiente de Compacidad (k_c):

$$A = \pi * R^2 \rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \rightarrow R = \sqrt{\frac{1.73 \text{ km}^2}{\pi}} = 0.742 \text{ km}$$

$$k_c = \frac{7.272 \text{ km}}{2 * \pi * 0.742 \text{ km}} = 1.56$$

Curva hipsométrica: Utilizando los SIG, se determinó la siguiente curva hipsométrica, correspondiente a la cuenca:

Gráfico 5. Curva Hipsométrica quebrada Matadero.

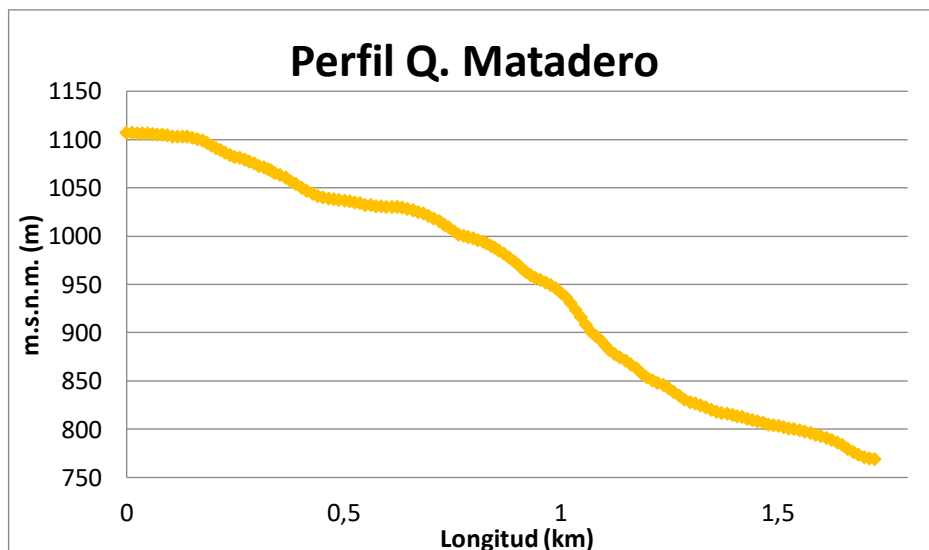


Fuente: Propia.

Pendiente media del cauce: 19.60413 %

Longitud del cauce: 1.72386 Km

Gráfico 6. Perfil quebrada Matadero.



Fuente: Propia.

Se tiene en cuenta otro parámetro como lo es el tiempo de concentración (T_c) el cual está definido como: el tiempo necesario para que la escorrentía de tormenta llegue hasta la desembocadura desde el punto de la cuenca son mayor tiempo de recorrido.⁷²

Utilizando la fórmula de Kirpich:

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,77}$$

T_c =Tiempo de concentración (min)

L = Longitud del cauce desde aguas arriba hasta salida (km).

S = Pendiente promedio del cauce.

Se logró obtener los siguientes tiempos de concentración tanto para la cuenca como cada una de las subcuencas:

Tiempo de concentración Quebrada El Tigre

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{7,69 \text{ km}}{\sqrt{0,1079}} \right)^{0,77} = 0,748 \text{ hora} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 45 \text{ min}$$

Tiempo de concentración Quebrada Negra

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{1,88 \text{ km}}{\sqrt{0,2370}} \right)^{0,77} = 0,186 \text{ hora} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 11,20 \text{ min}$$

Tiempo de concentración Quebrada del Matadero

$$T_c = 0,066 * \left(\frac{1,72 \text{ km}}{\sqrt{0,1960}} \right)^{0,77} = 0,187 \text{ hora} * \frac{60 \text{ min}}{1 \text{ hora}} = 11,22 \text{ min}$$

⁷² UNESCO (2012). UNESDOC Biblioteca Digital. GLOSARIO HIDROLÓGICO INTERNACIONAL. Obtenido de: <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000221862>

Las principales características morfométricas que presenta tanto la cuenca (Quebrada El Tigre) y las subcuencas (Quebrada Del Matadero y Quebrada Negra) con los índices que la caracterizan se presentan en la Tabla 6 y 7.

Tabla 6. Clasificación hidrológica para la cuenca de estudio.

Cuenca	Área (km ²)	Longitud cauce (km)	Longitud de la cuenca (km)	Perímetro (km)	K_c	K_f	S_m	T_c (min)
Quebrada El Tigre	24,306	7,69	8,208	24,53	1,404	0,361	0,107	45

Fuente: Propia.

Tabla 7. Clasificación hidrológica para las subcuencas de estudio.

Subcuenca	Área (km ²)	Longitud cauce (km)	Longitud de la cuenca (km)	Perímetro (km)	K_c	K_f	S_m	T_c (min)
Quebrada Del Matadero	1,73	1,723	2,398	7,272	1,56	0,301	0,196	11,22
Quebrada Negra	0,892	1,885	2,357	5,969	1,78	0,161	0,237	11,23

Fuente: Propia.

Fijando los resultados que se presentan en la Tabla 6, el coeficiente de compacidad (K_c) presenta un valor entre 1,26 y 1,50 lo que clasifica a la cuenca como una cuenca oval – redonda a oval – oblonga en la cual se manifiesta susceptibilidad a la torrencialidad ya que se desarrolla atenuación de crecientes, por su parte el coeficiente de forma de Horton (K_f) entrega un valor entre 0.30 y 0.37 lo que clasifica como ligeramente alargada esto quiere decir que al ser de esta forma el tiempo de viaje del agua es mucho más largo, contribuyendo a que los picos de crecidas sean menos súbitos en caso de lluvias concentradas o tormentas.

Por otra parte los resultados de la Tabla 7, muestran como el coeficiente de compacidad (K_c) presenta un valor entre 1,51 y 2 (tanto Quebrada Del Matadero como Quebrada Negra) lo que la clasifica como unas subcuencas oval – oblonga a rectangular – oblonga por lo cual se presenta baja susceptibilidad a la torrencialidad, por su parte el coeficiente de forma de Horton muestra un valor entre 0.30 y 0.37 (para Quebrada Del Matadero) lo que la clasifica como ligeramente alargada, y < 0.22 (para Quebrada Negra) lo que la clasifica como muy alargada, por consiguiente las dos subcuencas presentara que el tiempo de viaje del agua va a ser mucho más largo, contribuyendo a que los picos de crecidas sean menos súbitos en caso de lluvias concentradas o tormentas.

2.7 CURVA IDF

A partir de las metodologías regionales utilizadas y mencionadas en Curvas sintéticas regionalizadas de intensidad-duración-frecuencia para Colombia por Díaz Granados para la región andina (de acuerdo a la ubicación del municipio- Nimaima), se definió la curva IDF para utilizarla en el desarrollo de tormentas de diseño utilizadas para el estudio.⁷³

Se empleó la ecuación numero 8 la cual es:

$$I = a * \frac{T^b}{t^c} * M^d$$

I = Intensidad media (mm/h)

T = Tiempo de retorno (años)

t = Duración (horas)

M= Promedio del valor máximo anual de precipitación diaria

Para la ecuación presentada y de acuerdo al estudio realizado por Díaz Granados en 165 estaciones, se produjo los valores de ajuste de parámetros para obtener la intensidad de acuerdo a su periodo de retorno respectivo.

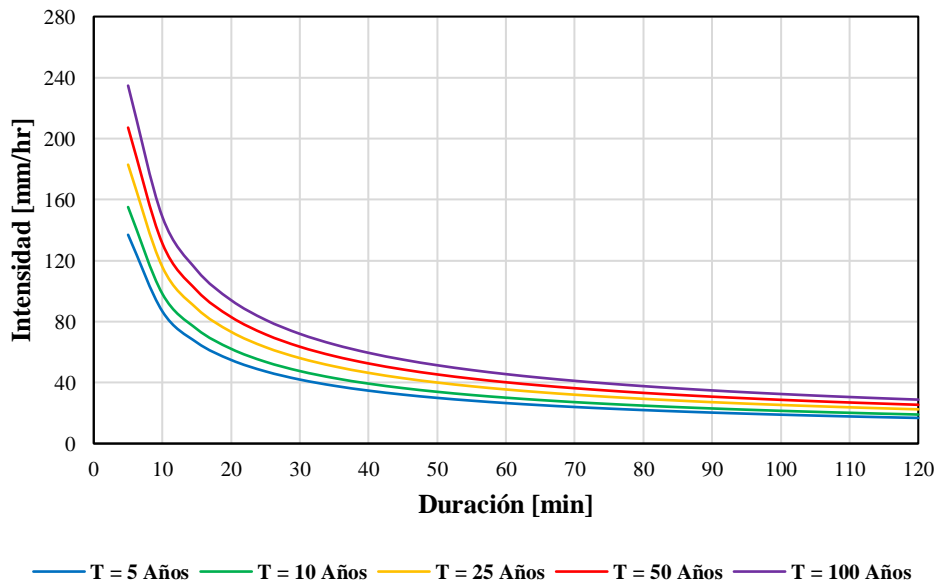
Tabla 8. Ajuste de parámetros ecuación 8 para curvas sintéticas regionalizadas.

		a	b	c	d	M
Región andina	ec. 8	0,94	0,18	0,66	0,83	39,5

Fuente: Propia.

⁷³ Vargas M. Rodrigo, Díaz Granados M. O. CURVAS SINTÉTICAS REGIONALIZADAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA. Obtenido de: Universidad de los Andes Bogotá D.C.

Gráfico 7. Curva IDF – Con parámetros de la región andina.



Fuente: Propia.

Tabla 9. Datos para la obtención de la curva IDF.

Duración		2,33	5	10	25	50	100
t(min)	t(hr)	I(mm/hr)	I(mm/hr)	I(mm/hr)	I(mm/hr)	I(mm/hr)	I(mm/hr)
5	0,08	119,31	136,89	155,08	182,89	207,19	234,73
10	0,17	75,51	86,64	98,15	115,75	131,13	148,55
15	0,25	57,78	66,29	75,10	88,57	100,34	113,67
20	0,33	47,79	54,83	62,12	73,25	82,99	94,02
25	0,42	41,24	47,32	53,61	63,22	71,62	81,14
30	0,50	36,57	41,96	47,53	56,05	63,50	71,94
35	0,58	33,03	37,90	42,93	50,63	57,36	64,98
40	0,67	30,24	34,70	39,31	46,36	52,52	59,50
45	0,75	27,98	32,11	36,37	42,89	48,59	55,05
50	0,83	26,10	29,95	33,93	40,01	45,33	51,35
55	0,92	24,51	28,12	31,86	37,57	42,57	48,22
60	1,00	23,14	26,55	30,08	35,48	40,19	45,53
65	1,08	21,95	25,19	28,53	33,65	38,12	43,19
70	1,17	20,90	23,98	27,17	32,04	36,30	41,13
75	1,25	19,97	22,92	25,96	30,62	34,69	39,30
80	1,33	19,14	21,96	24,88	29,34	33,24	37,66
85	1,42	18,39	21,10	23,90	28,19	31,94	36,18
90	1,50	17,71	20,32	23,02	27,15	30,75	34,84
95	1,58	17,09	19,61	22,21	26,19	29,68	33,62
100	1,67	16,52	18,95	21,47	25,32	28,69	32,50
105	1,75	16,00	18,35	20,79	24,52	27,78	31,47
110	1,83	15,51	17,80	20,16	23,78	26,94	30,52
115	1,92	15,06	17,28	19,58	23,09	26,16	29,64
120	2,00	14,65	16,80	19,04	22,45	25,44	28,82

Fuente: Propia.

2.8 TORMENTAS DE DISEÑO

Para producir las tormentas de diseño que permiten obtener el cálculo de los caudales máximos probables para un determinado periodo de retorno es necesario, a partir de los registros de precipitación máxima en 24 horas y de la curva IDF, generar estadísticamente la precipitación máxima dado el periodo de retorno determinado (2.33, 5, 10, 25, 50, 100 años).

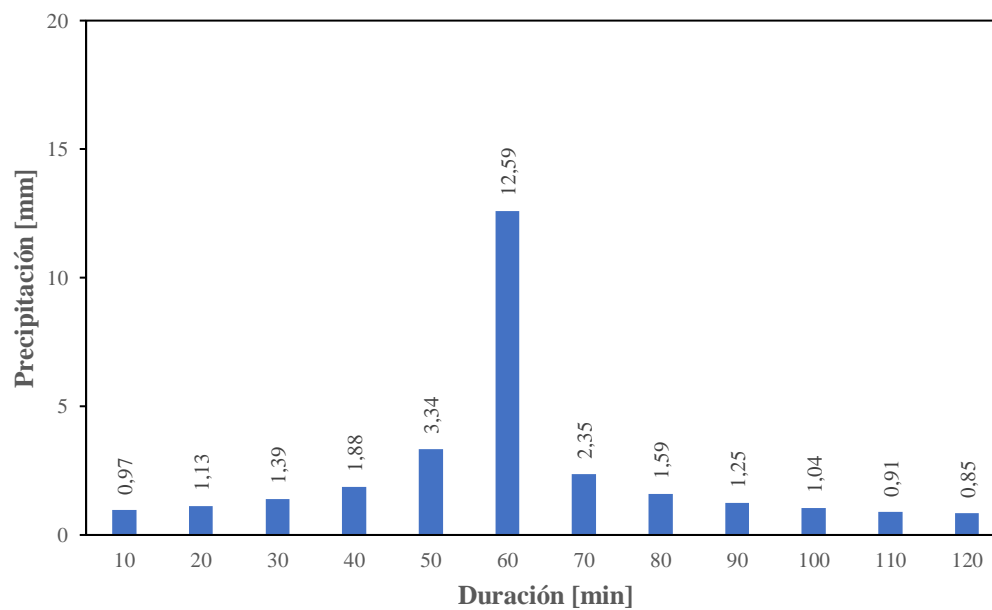
Para la realización de las tormentas de diseño a partir de la curva IDF se utilizó periodos de retorno de hasta 100 años y se utilizó una duración típica de la tormenta de 2 horas (120 minutos).

Tabla 10. Tormenta de diseño para T=2.33 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	75,51	12,59	12,59	0,97
20	0,333	47,79	15,93	3,34	1,13
30	0,500	36,57	18,28	2,35	1,39
40	0,667	30,24	20,16	1,88	1,88
50	0,833	26,10	21,75	1,59	3,34
60	1,000	23,14	23,14	1,39	12,59
70	1,167	20,90	24,39	1,25	2,35
80	1,333	19,14	25,52	1,13	1,59
90	1,500	17,71	26,56	1,04	1,25
100	1,667	16,52	27,53	0,97	1,04
110	1,833	15,51	28,44	0,91	0,91
120	2,000	14,65	29,29	0,85	0,85

Fuente: Propia.

Gráfico 8. Tormenta de diseño para T=2.33 años.



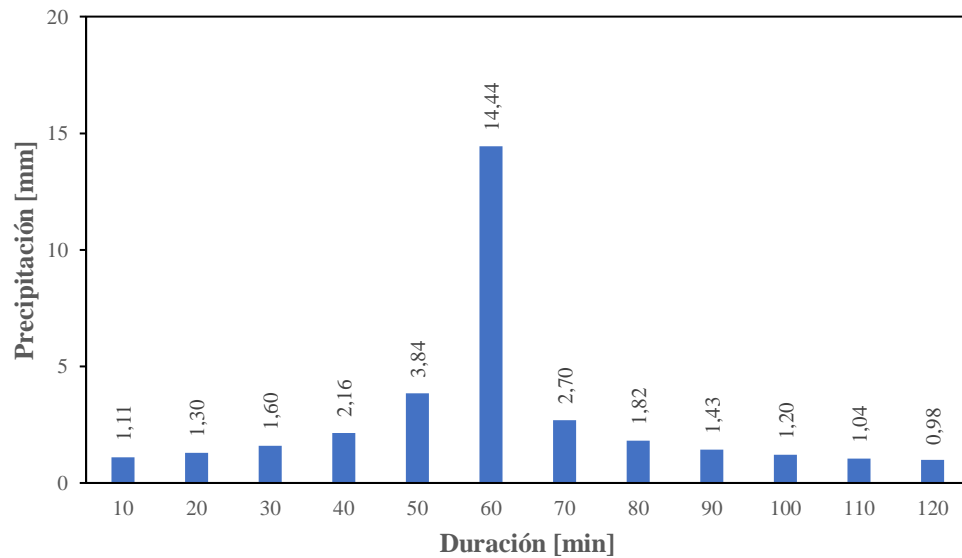
Fuente: Propia.

Tabla 11. Tormenta de diseño para T=5 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	86,64	14,44	14,44	1,11
20	0,333	54,83	18,28	3,84	1,30
30	0,500	41,96	20,98	2,70	1,60
40	0,667	34,70	23,13	2,16	2,16
50	0,833	29,95	24,96	1,82	3,84
60	1,000	26,55	26,55	1,60	14,44
70	1,167	23,98	27,98	1,43	2,70
80	1,333	21,96	29,28	1,30	1,82
90	1,500	20,32	30,48	1,20	1,43
100	1,667	18,95	31,59	1,11	1,20
110	1,833	17,80	32,63	1,04	1,04
120	2,000	16,80	33,61	0,98	0,98

Fuente: Propia.

Gráfico 9. Tormenta de diseño para T=5 años.



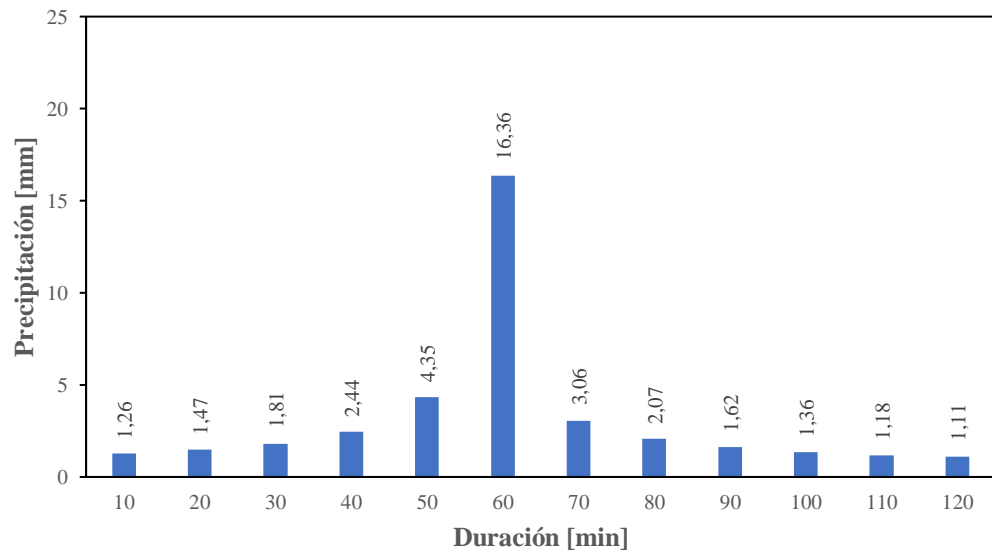
Fuente: Propia.

Tabla 12. Tormenta de diseño para T=10 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	98,15	16,36	16,36	1,26
20	0,333	62,12	20,71	4,35	1,47
30	0,500	47,53	23,77	3,06	1,81
40	0,667	39,31	26,21	2,44	2,44
50	0,833	33,93	28,27	2,07	4,35
60	1,000	30,08	30,08	1,81	16,36
70	1,167	27,17	31,70	1,62	3,06
80	1,333	24,88	33,17	1,47	2,07
90	1,500	23,02	34,53	1,36	1,62
100	1,667	21,47	35,79	1,26	1,36
110	1,833	20,16	36,97	1,18	1,18
120	2,000	19,04	38,08	1,11	1,11

Fuente: Propia.

Gráfico 10. Tormenta de diseño para T=10 años.



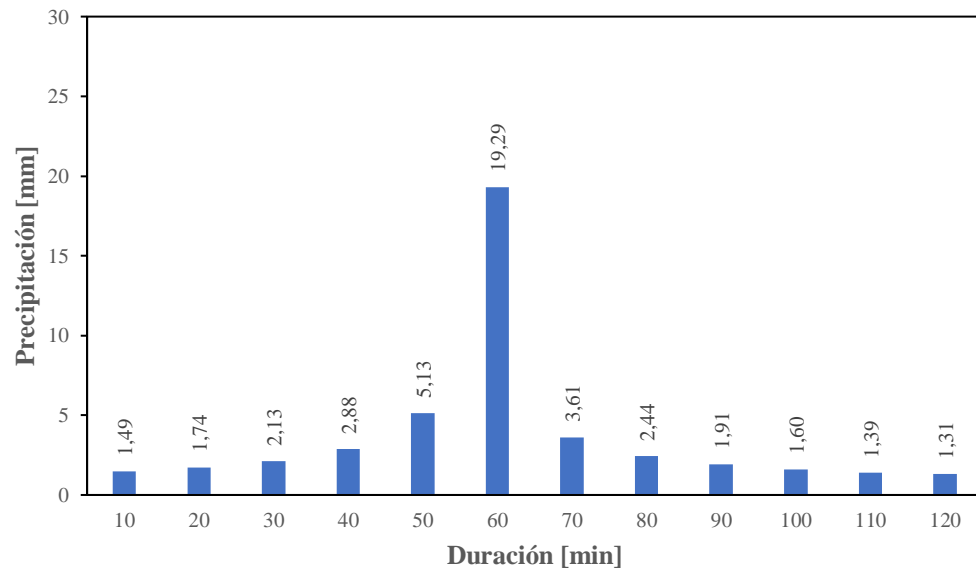
Fuente: Propia.

Tabla 13. Tormenta de diseño para T=25 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	115,75	19,29	19,29	1,49
20	0,333	73,25	24,42	5,13	1,74
30	0,500	56,05	28,03	3,61	2,13
40	0,667	46,36	30,91	2,88	2,88
50	0,833	40,01	33,34	2,44	5,13
60	1,000	35,48	35,48	2,13	19,29
70	1,167	32,04	37,38	1,91	3,61
80	1,333	29,34	39,12	1,74	2,44
90	1,500	27,15	40,72	1,60	1,91
100	1,667	25,32	42,20	1,49	1,60
110	1,833	23,78	43,59	1,39	1,39
120	2,000	22,45	44,90	1,31	1,31

Fuente: Propia.

Gráfico 11. Tormenta de diseño para T=25 años.



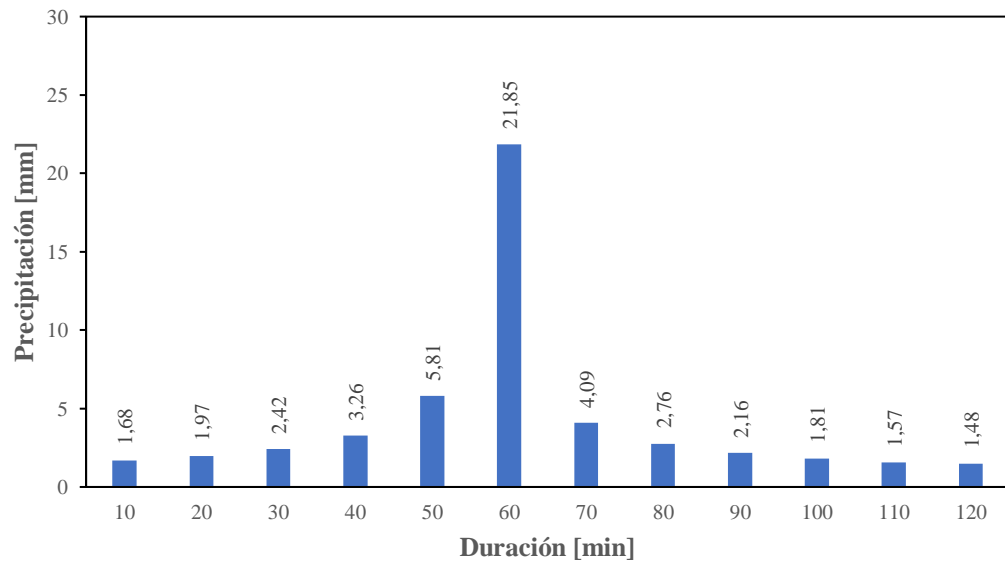
Fuente: Propia.

Tabla 14. Tormenta de diseño para T=50 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	131,13	21,85	21,85	1,68
20	0,333	82,99	27,66	5,81	1,97
30	0,500	63,50	31,75	4,09	2,42
40	0,667	52,52	35,01	3,26	3,26
50	0,833	45,33	37,77	2,76	5,81
60	1,000	40,19	40,19	2,42	21,85
70	1,167	36,30	42,35	2,16	4,09
80	1,333	33,24	44,32	1,97	2,76
90	1,500	30,75	46,13	1,81	2,16
100	1,667	28,69	47,81	1,68	1,81
110	1,833	26,94	49,39	1,57	1,57
120	2,000	25,44	50,87	1,48	1,48

Fuente: Propia.

Gráfico 12. Tormenta de diseño para T=50 años.



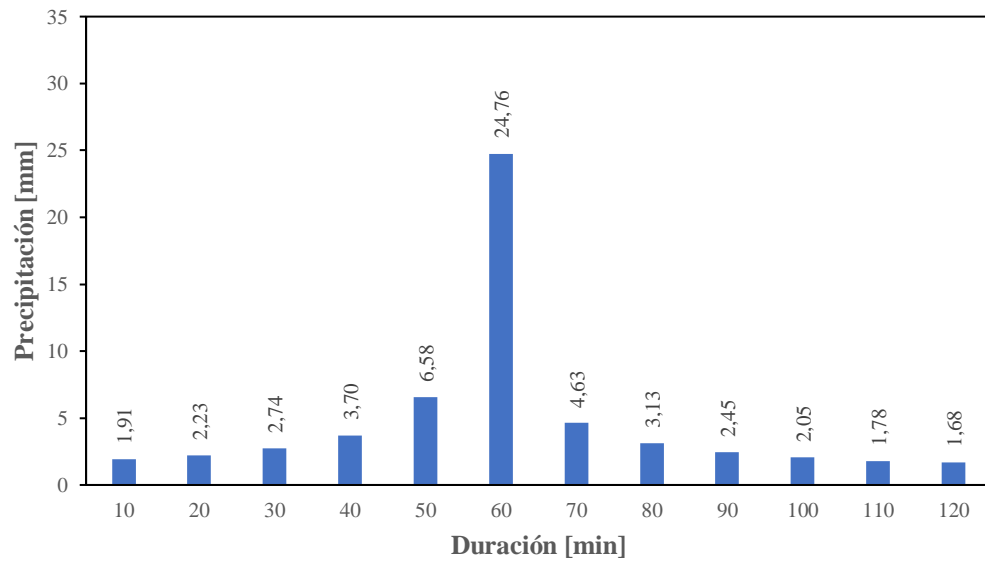
Fuente: Propia.

Tabla 15. Tormenta de diseño para T= 100 años.

Duración (min)	Duración (hr)	Intensidad (mm/hr)	Precipitación Acumulada (mm)	Precipitación (mm)	Tormenta Diseño (mm)
10	0,167	148,55	24,76	24,76	1,91
20	0,333	94,02	31,34	6,58	2,23
30	0,500	71,94	35,97	4,63	2,74
40	0,667	59,50	39,67	3,70	3,70
50	0,833	51,35	42,79	3,13	6,58
60	1,000	45,53	45,53	2,74	24,76
70	1,167	41,13	47,98	2,45	4,63
80	1,333	37,66	50,21	2,23	3,13
90	1,500	34,84	52,26	2,05	2,45
100	1,667	32,50	54,17	1,91	2,05
110	1,833	30,52	55,95	1,78	1,78
120	2,000	28,82	57,63	1,68	1,68

Fuente: Propia.

Gráfico 13. Tormenta de diseño para T=100 años.



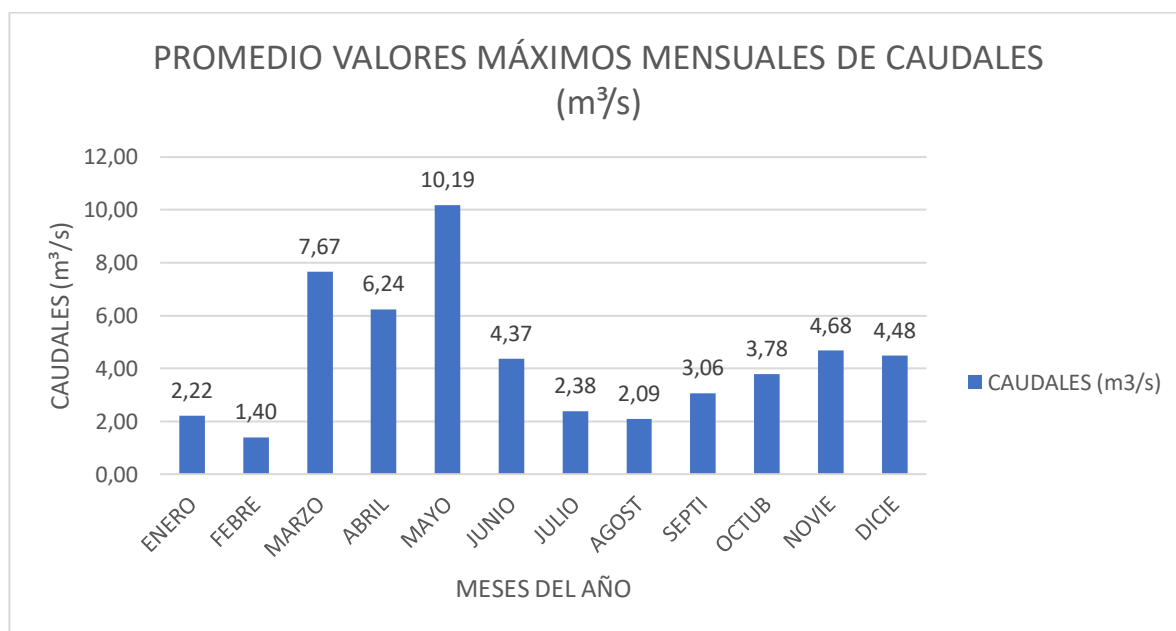
Fuente: Propia

2.9 DATOS DE CAUDALES

Gracias a la información que entrego la estación Paso del Rejo se pudo confirmar los caudales que transportaba la fuente hídrica propuesta, la información se encuentra entre el lapso de tiempo del 2007 a 2018, algunos valores no se encuentran debido a que tal vez la estación estaba en mantenimiento o suspensión.

Con los datos de la estación se realizó un diagrama donde se relacionan los caudales para valores máximos mensuales y valores mínimos mensuales con su respectivo promedio (se puede observar los valores de las tablas de la estación Paso del Rejo en los anexos como Tabla 104 valores máximos de caudales).⁷⁴

Gráfico 14. Promedio valores máximos mensuales de caudales

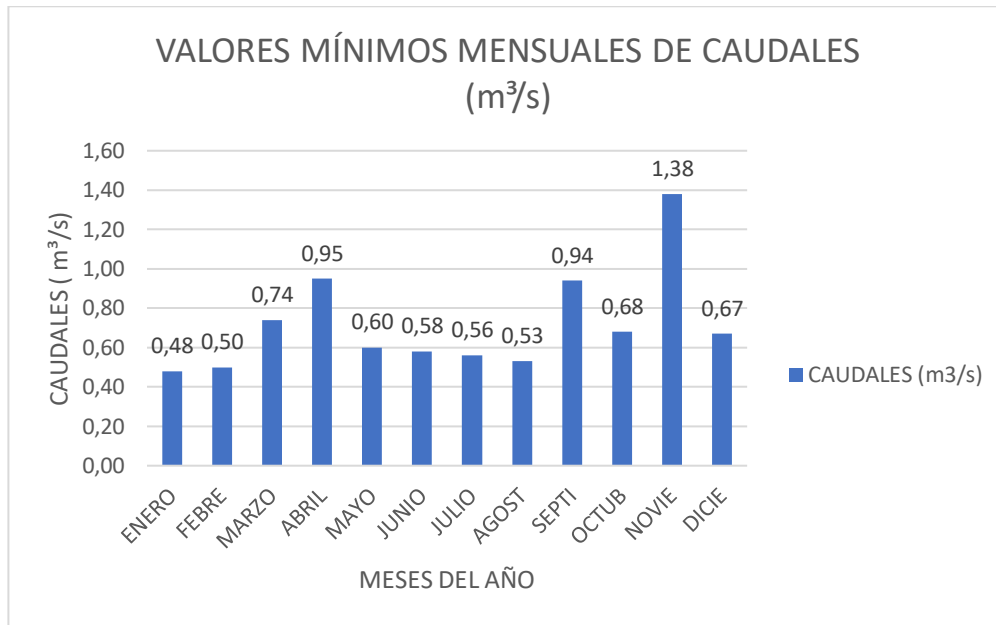


Fuente: Propia.

Estos valores representan el promedio máximo de caudales de cada mes desde el 2007 hasta el 2018, gracias a estos datos se analiza la oferta de caudal que proporciona la fuente propuesta para el municipio, debido que por la ubicación de la estación se encuentra en la desembocadura de la quebrada.

⁷⁴ CAR (CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA). Histórico de series hidrometeorológicas. Obtenido de: <https://www.car.gov.co/vercontenido/2524>

Gráfico 15. Valores mínimos mensuales de caudales.



Fuente: Propia.

En el Grafico 15, se identifica que el mes que es el menor en valores mínimos de caudales es el mes de enero con un caudal de 0,48 m³/s y en la Grafica 14, se identifica mayor valor máximo mensual de caudal de 10,19 m³/s en el mes de mayo.

Por otra parte, gracias a estos valores se confirmó los supuestos valores (realizados por promedios de cada año), que pueda llegar a presentarse para un determinado periodo de retorno entre 1, 2 y 5 años (se puede apreciar los respectivos datos mencionados en los anexos en la Tabla 106 valores promedios de periodos de retorno), solamente se logró hasta 5 años de periodo de retorno debido a que la información es limitada (datos entre 2007 y 2018).

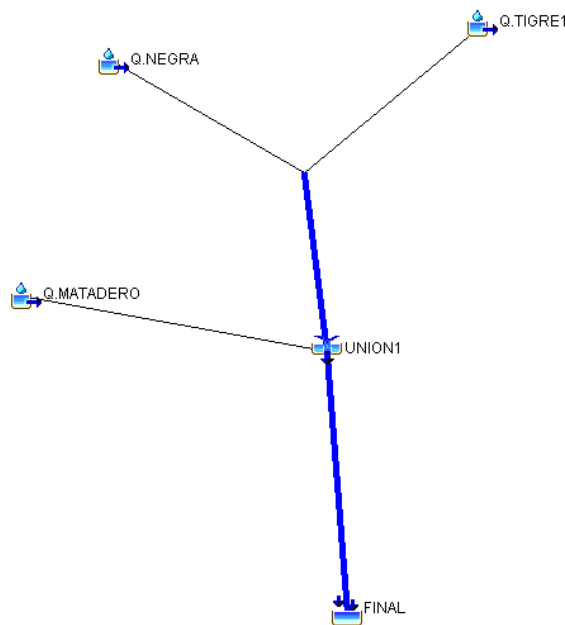
2.10 MODELACIÓN HIDROLOGICA (HEC-HMS)

En el diseño de obras civiles es indispensable conocer el comportamiento hidrológico del área a intervenir. En estos modelos es adecuado determinar la precipitación máxima que se espera tener con un determinado periodo de recurrencia (periodo de retorno). Al analizar esta información se puede obtener el volumen máximo de agua que debe ser evacuado en cierto lapso de tiempo.

2.10.1 Modelo hidrológico

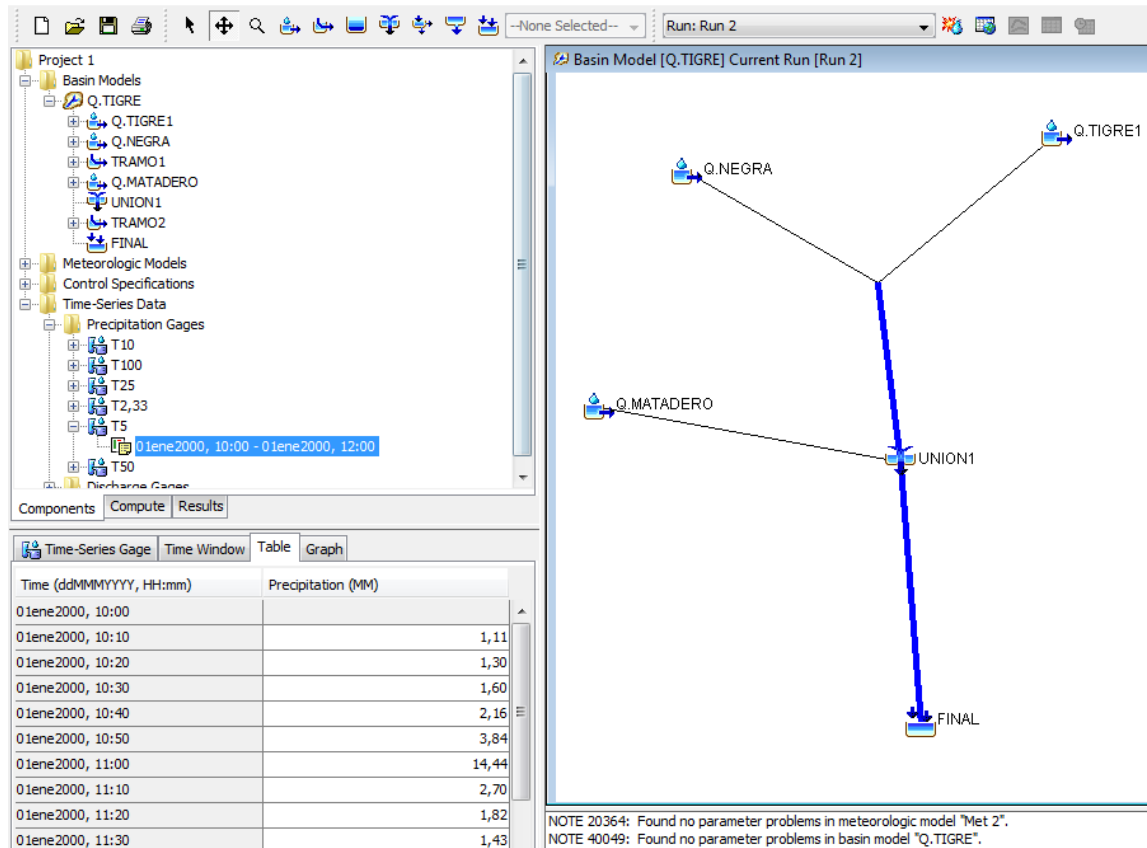
La cuenca de la Quebrada El Tigre es una cuenca que cuenta con registros de caudal obtenidos de la CAR de Cundinamarca (estación Paso del Rejo). Por tal motivo se hace necesario la implementación de un modelo lluvia-escorrentía donde de acuerdo a las características de la cuenca se logrará conocer si a determinado un tiempo (periodo de retorno) la cuenca proporcionara el caudal necesario para abastecer o suministrar a la comunidad.

Imagen 20. Modelo hidrológico implementado en HEC-HMS.



Fuente: Propia.

Imagen 21. Pantalla en HEC-HMS.



Fuente: Propia.

En la Imagen 21, se muestra la estructura del modelo que también se puede diferenciar en la Imagen 20, la identificación de la cuenca propuesta de estudio, para cada quebrada se determinaron sus características físicas hasta su punto de unión, luego se desarrolla un tramo en la unión entre Quebrada El Tigre y Quebrada Negra para luego en la unión de Quebrada del Matadero plantear otro tramo (Tramo final), la estructura del modelo también concuerda con la Imagen 19 donde se diferencia la Quebrada El Tigre con sus respectivas subcuencas.

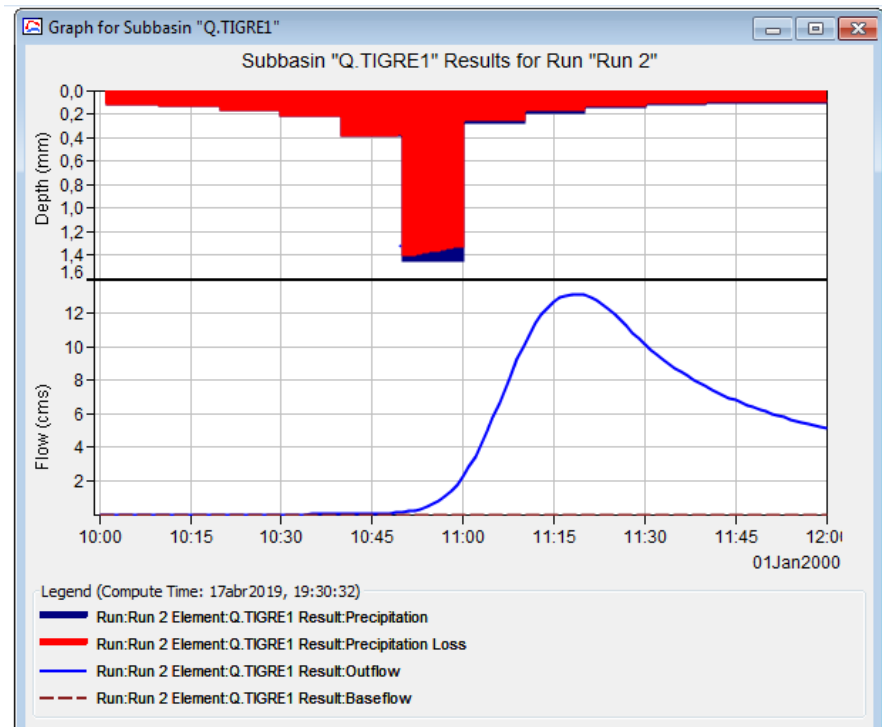
Con ayuda del manual de utilización realizado por Fernando Javier Sánchez San Román del Departamento de Geología de la Universidad de Salamanca (España) se realiza la modelación en el programa HEC-HMS para hallar finalmente los valores caudales y realizar el respectivo análisis comparativo con el caudal que entregan la CAR.⁷⁵

⁷⁵ Sánchez San Román F. J. HEC – HMS Manual elemental. Obtenido de: <http://hidrologia.usal.es/Complementos/Hec-hms-4.pdf>

Para que el programa se ejecute se necesita datos como el número de curva (dato que se tendrá que ajustar y corregir debido a que depende del tipo de suelo con el que se cuente en el sitio), tiempo de concentración, características físicas de la cuenca y subcuencas (áreas, pendientes y longitudes previamente calculadas dentro del numeral anterior de hidrología) y la información de precipitación obtenida anteriormente en los diferentes periodos de retorno (2,33, 5,10,25,50 Y 100 años).

Al ejecutar el programa se obtiene:

Imagen 22. Generación hidrógrama para T:5años.



Fuente: Propia.

Para cada uno de los periodos de retorno se genera su respectivo hidrograma, pero para nuestro caso de estudio se desea conocer el de periodo de retorno de 5 años ya que con los datos de caudales de la CAR (anexo Tabla 106 valores promedio de periodos de retorno), se puede conocer si para ese tiempo la cuenca sigue generando la oferta media de caudal como se muestra en la tabla (5.78 m³/s).

Imagen 23. Datos obtenidos del hidrograma.

Project: Project 1 Simulation Run: Run 2

Start of Run: 01ene2000, 10:00 Basin Model: Q.TIGRE
 End of Run: 01ene2000, 12:00 Meteorologic Model: Met 2
 Compute Time: 17abr2019, 19:34:28 Control Specifications: Control 2

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

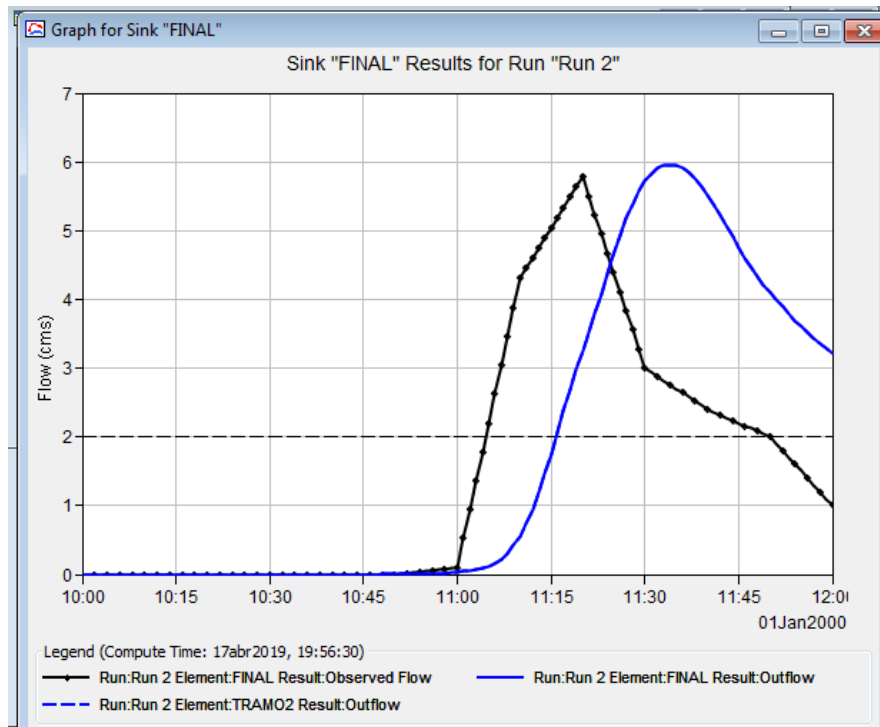
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Q.TIGRE 1	20,674	13,1	01ene2000, 11:19	1,51
Q.NEGRA	0,900	1,1	01ene2000, 11:04	1,74
TRAMO1	21,574	13,5	01ene2000, 11:21	1,47
Q.MATADERO	1,730	2,0	01ene2000, 11:04	1,74
UNION1	23,304	14,1	01ene2000, 11:21	1,49
TRAMO2	23,304	14,1	01ene2000, 11:34	1,27
FINAL	23,304	14,1	01ene2000, 11:33	1,27

Fuente: Propia.

2.10.2 Calibración de parámetros

El modelo hidrológico implementado se fundamenta en las tormentas de diseño, el modelo lluvia-escorrentía HEC-HMS se desarrolló para producir un modelo sencillo global el cual ayude a identificar parámetros de acuerdo a los diferentes valores de variables que se necesitan para su ejecución (número de curva de acuerdo a los tipos dominantes de suelo y uso de tierras), HEC-HMS permite encontrar un balance adecuado entre el funcionamiento del modelo y la identificación de parámetros.

Imagen 24. Hidrograma en la calibración de parámetros.



Fuente: Propia.

Imagen 25. Datos obtenidos del hidrograma en la calibración de parámetros.

Optimized Parameter Results for Trial "Optimization 1"

Project:Project 1 Optimization Trial:Optimization 1

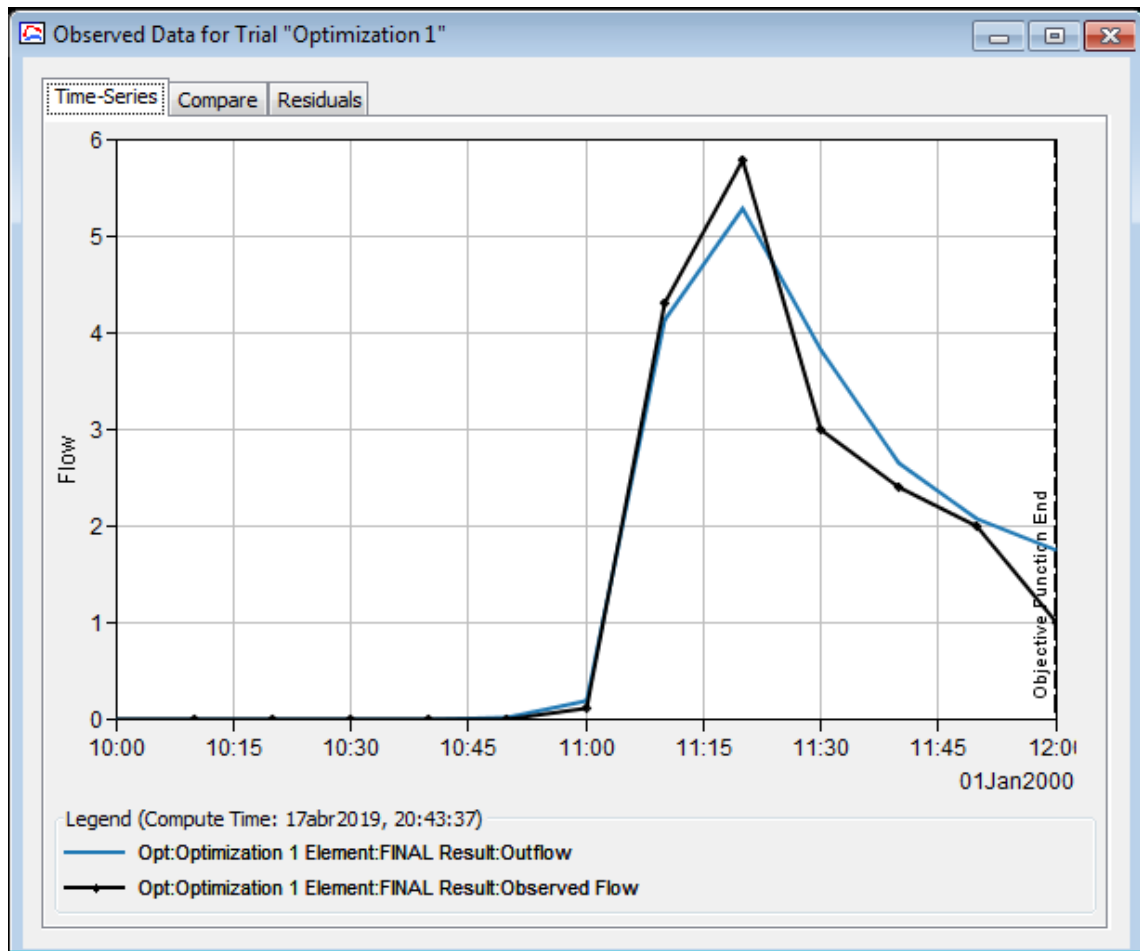
Start of Trial: 01ene2000, 10:00 Basin Model: Q.TIGRE
 End of Trial: 01ene2000, 12:00 Meteorologic Model:Met 2
 Compute Time:17abr2019, 20:43:37

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Q.TIGRE1	20,674	9,5	01ene2000, 11:19	1,09
Q.NEGRA	0,900	0,8	01ene2000, 11:04	1,26
TRAMO1	21,574	9,7	01ene2000, 11:22	1,07
Q.MATADERO	1,730	1,5	01ene2000, 11:04	1,26
UNION1	23,304	10,2	01ene2000, 11:21	1,08
TRAMO2	23,304	10,2	01ene2000, 11:34	0,92
FINAL	23,304	10,2	01ene2000, 11:33	0,92

Fuente: Propia.

De acuerdo al caudal de la oferta media (5.78 m³/s en 5 años) que se mencionó anteriormente el software nos entrega los números de curva y abstracción corregidos que se deben implementar en el modelo para conocer realmente el valor del caudal que se obtendrá de la cuenca para ese tiempo de retorno, por lo cual se obtuvo:

Imagen 26. Hidrograma después de la calibración de parámetros.



Fuente: Propia.

Analizando el resultado obtenido de la Imagen 26, se logra evidenciar que realmente la cuenca proporcionara la oferta media que se presenta en los datos de caudales máximos de la CAR, lo cual también funciona para el abastecimiento de 25 años que presenta la población proyectada.

2.11 CLIMATOLOGÍA

En la tabla 16, se presenta las estaciones cercanas a la zona de estudio de acuerdo a la información suministra por el instituto de Hidrología, Meteorología, y Estudios Ambiental (IDEAM) para la estación de Chilagua y la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR) para la estación de Paso del Rejo.

Tabla 16. Estaciones en la zona de estudio.

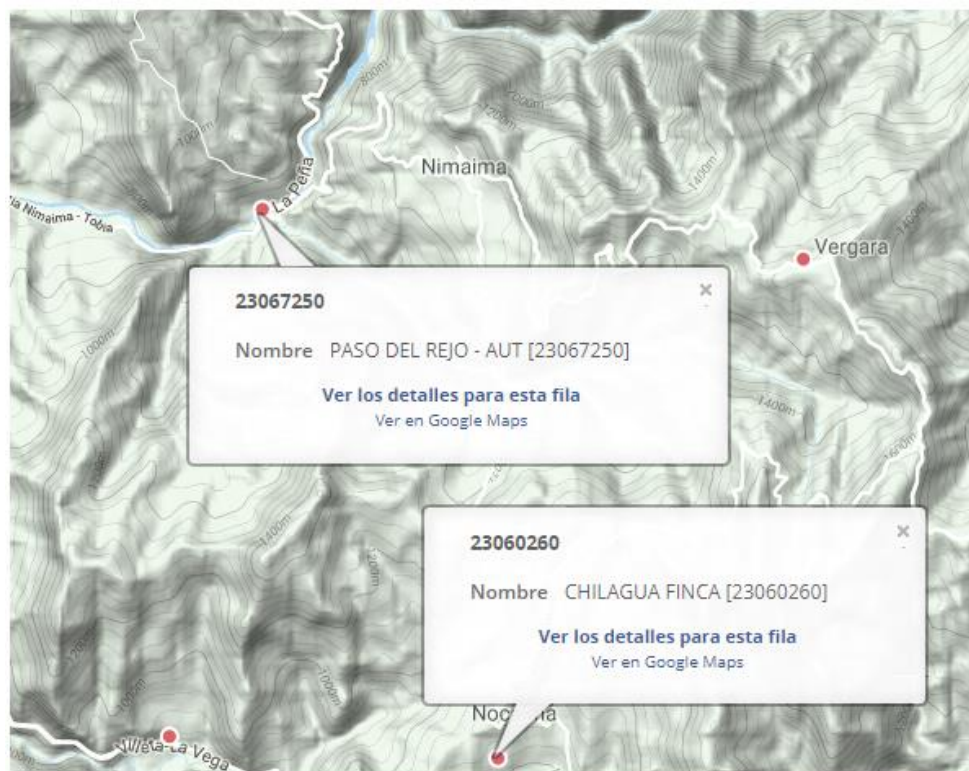
Estación	Código (IDEAM-CAR)	Municipio	Coordenadas Geográficas								Altitud (msnm)	Periodo de información
			Latitud				Longitud					
			Gra	Min	Seg	Dir	Gra	Min	Seg	Dir		
CHILAGUA	23030260	Nocaima	5	3	52,7	N	74	22	55,3	W	1500	Ene 2007-May 2018
PASO DEL REJO (TIGRE)	23067320	Nimaima	5	7	15,1	N	74	24	18,3	W	706	Dic 1987-Feb 2017

Fuente: Propia.

Teniendo en cuenta la ubicación de las estaciones, la estación de Chilagua nos proporcionó datos de valores totales mensuales de precipitación y valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas desde el año 1987 hasta 2017, para la otra estación de Paso del Rejo se obtuvieron datos de valores máximos mensuales de caudales, valores medios mensuales de caudales y valores mínimos mensuales de caudales desde el año 2007 hasta 2018.⁷⁶

⁷⁶ MinTIC (MINISTERIO DE TECNOLOGIAS DE LA INFORMACIÓN Y COMUNICACIONES). Catálogo Nacional de Estaciones. Obtenido de: <https://www.datos.gov.co/Ambiente-y-Desarrollo-Sostenible/Catalogo-Estaciones-IDEAM/n6vw-vkfe>

Imagen 27. Ubicación de las estaciones.



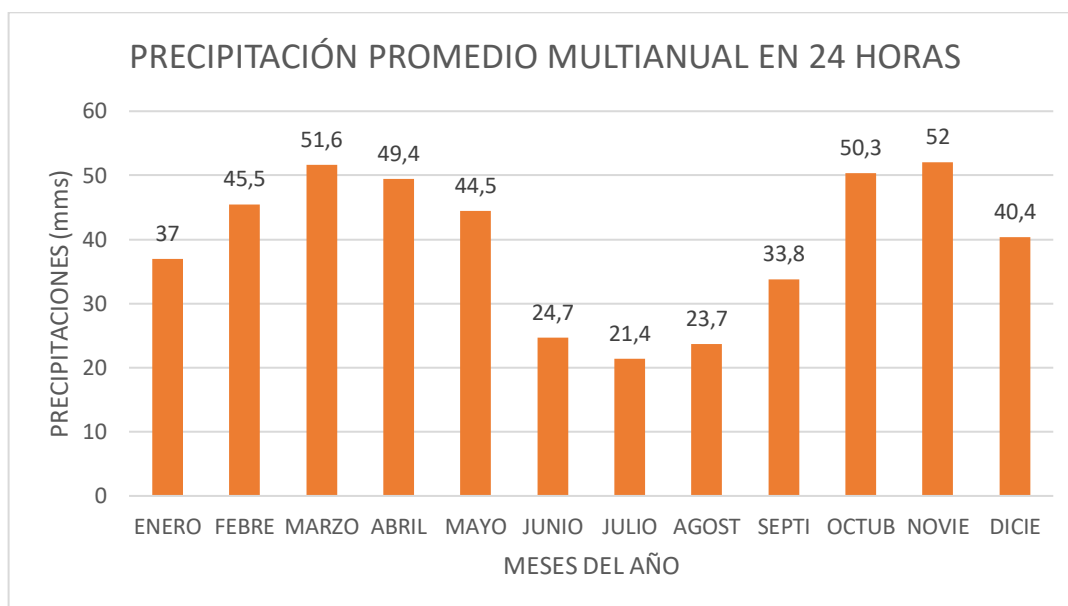
Fuente: Propia.

Actualmente la Quebrada El Tigre y el municipio de Nimaima no cuenta con suficiente información del IDEAM y la CAR, pero la estación de Paso del Rejo suministro información de caudales y la estación de Chilagua es la más cercana a la quebrada para aportar información de precipitación como se puede evidenciar en la Imagen 27.

2.11.1 Gráficos de precipitación (estación de Chilagua)

Con la información suministrada del IDEAM para esta estación se obtuvo las siguientes graficas:

Gráfico 16. Precipitación promedio multianual en 24 Horas.



Fuente: IDEAM.

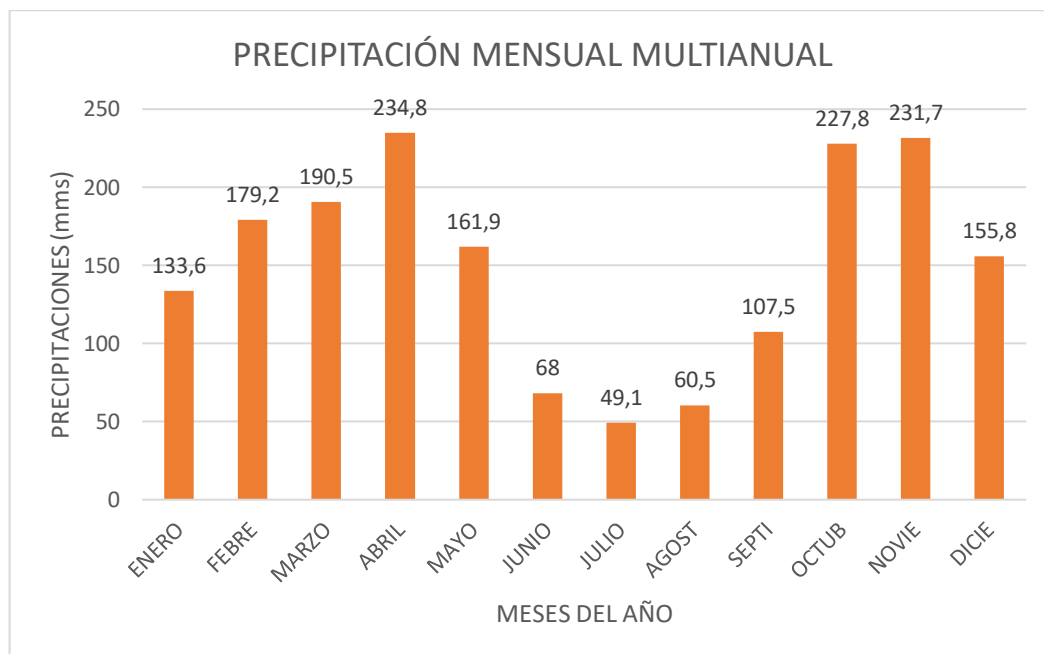
Tabla 17. Precipitación promedio multianual en 24 horas.

MESES DEL AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
PRECIPITACIONES (mms)	37	45,5	51,6	49,4	44,5	24,7	21,4	23,7	33,8	50,3	52	40,4

Fuente: IDEAM.

La precipitación promedio multianual en 24 horas más baja se observa en el mes de julio con valor de 21.4 mm. La mayor precipitación promedio multianual en 24 horas se presentó en el mes de marzo con valor de 51.6mm.

Gráfico 17. Precipitación mensual multianual.



Fuente: IDEAM.

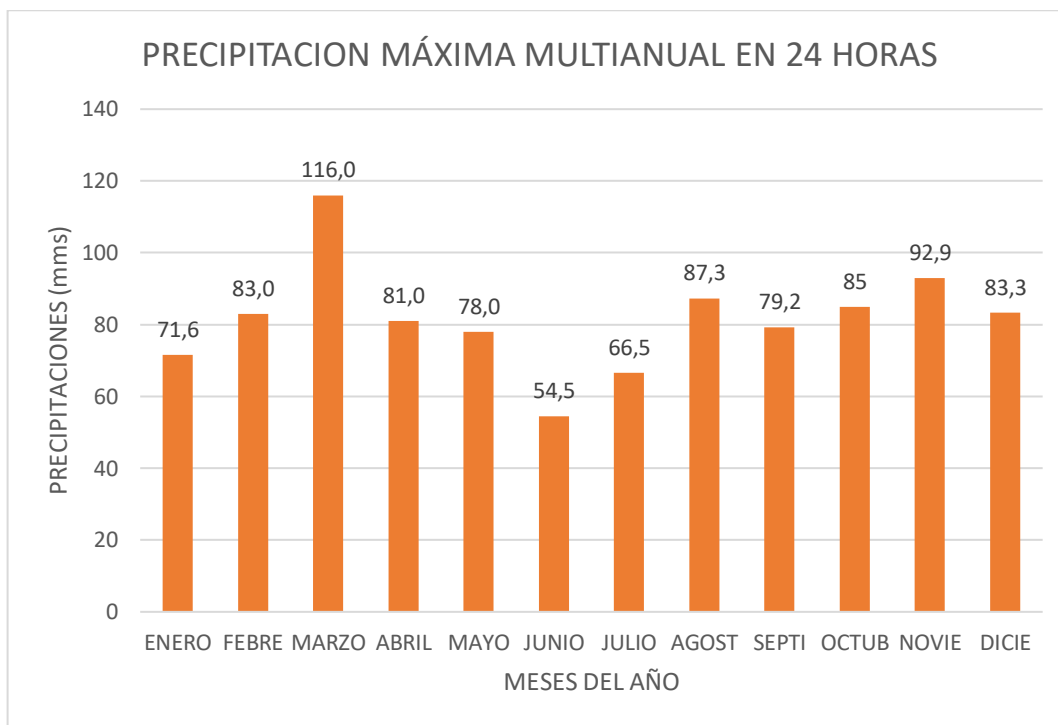
Tabla 18. Precipitación mensual multianual.

MESES DEL AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
PRECIPITACIONES (mms)	133,6	179,2	190,5	234,8	161,9	68	49,1	60,5	107,5	227,8	231,7	155,8

Fuente: IDEAM.

La precipitación mensual multianual más baja se observa en el mes de julio con valor de 49.1 mm. La mayor precipitación mensual multianual se presentó en el mes de marzo con valor de 234.8 mm, (anexo Tabla 107 valores totales mensuales de precipitación).

Gráfico 18. Precipitación máxima multianual en 24 horas.



Fuente: IDEAM.

Tabla 19. Precipitación máxima multianual en 24 horas.

MESES DEL AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
PRECIPITACIONES (mms)	71,6	83,0	116,0	81,0	78,0	54,5	66,5	87,3	79,2	85	92,9	83,3

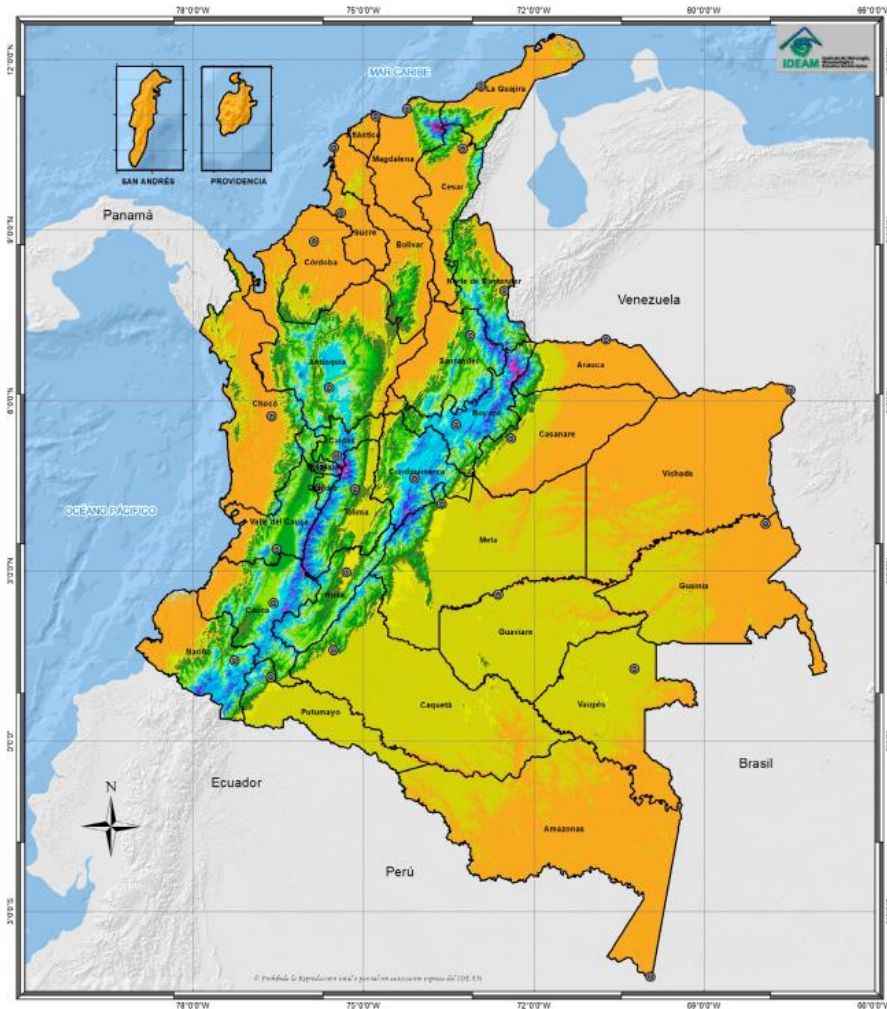
Fuente: IDEAM.

La precipitación máxima multianual en 24 horas más baja se observa en el mes de junio con valor de 54.5 mm. La mayor precipitación máxima multianual en 24 horas se presentó en el mes de marzo con valor de 116 mm, (anexo Tabla 108 valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas).

2.11.2 Gráficos de temperatura

En la zona de estudio no se presenta estaciones con datos de temperatura por consiguiente se relacionó un mapa del IDEAM (Temperatura 1976 – 2005) con datos de la página de CLIMATE-DATA.ORG donde se logra identificar el clima que tiene el municipio.⁷⁷

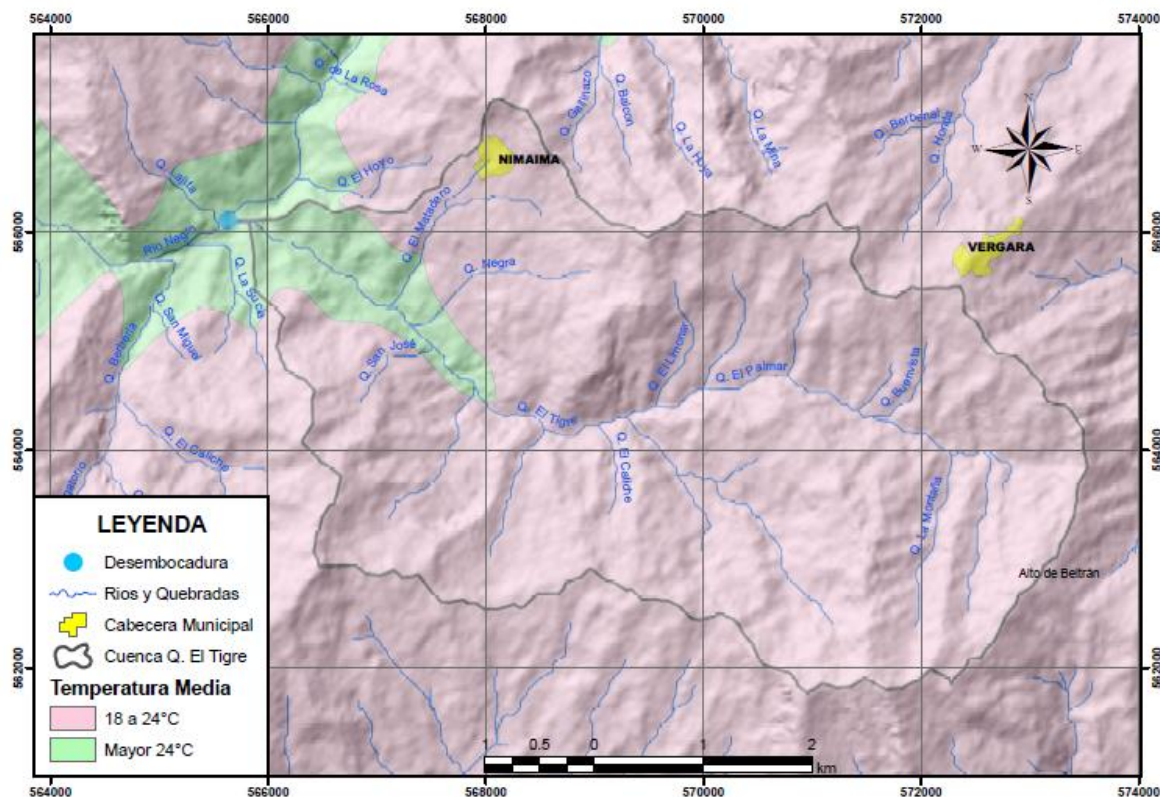
Imagen 28. Temperatura en Colombia (1976-2005).



Fuente: IDEAM.

⁷⁷ IDEAM (2017). ATLAS CLIMATOLÓGICO, RADIACIÓN Y VIENTO. Obtenido de: <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023777/CLIMA.pdf>

Imagen 29. Temperatura promedio de la zona de estudio.



Fuente: Propia

Gracias a la información procesada por medio ArcGIS y comparando con la Imagen 28 (IDEAM), se percibe que la temperatura existente en el municipio está entre 18°C y 24°C por esta razón se decide utilizar los valores que tiene CLIMATE-DATA.ORG.

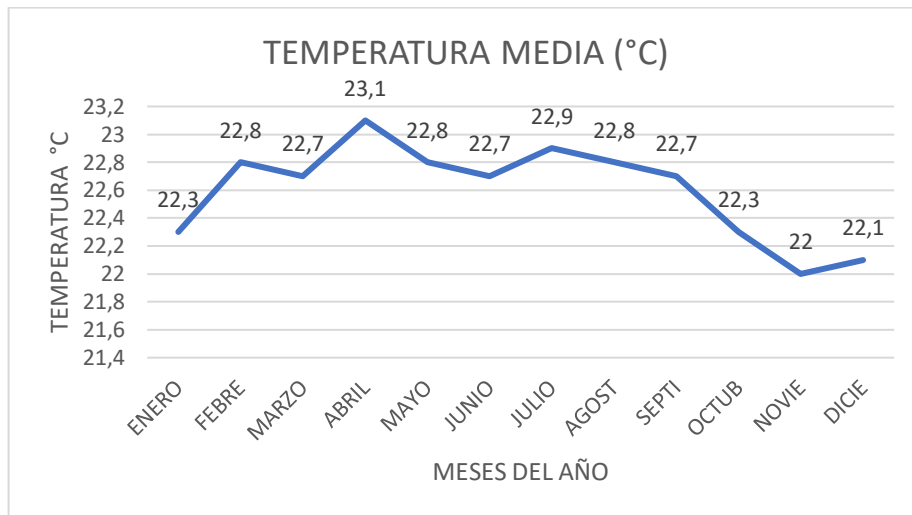
Imagen 30. Tabla Climática Nimaima.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Temperatura media (°C)	22.3	22.8	22.7	23.1	22.8	22.7	22.9	22.8	22.7	22.3	22	22.1
Temperatura mín. (°C)	17.6	18.1	18.2	18.8	18.6	18.1	17.8	17.7	17.7	17.8	17.7	17.6
Temperatura máx. (°C)	27.1	27.5	27.3	27.4	27.1	27.3	28	27.9	27.8	26.8	26.4	26.7
Temperatura media (°F)	72.1	73.0	72.9	73.6	73.0	72.9	73.2	73.0	72.9	72.1	71.6	71.8
Temperatura mín. (°F)	63.7	64.6	64.8	65.8	65.5	64.6	64.0	63.9	63.9	64.0	63.9	63.7
Temperatura máx. (°F)	80.8	81.5	81.1	81.3	80.8	81.1	82.4	82.2	82.0	80.2	79.5	80.1
Precipitación (mm)	106	129	177	220	185	117	62	77	134	252	232	131

Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

En la Imagen 30 se analiza las temperaturas mínimas, medias y máximas que presenta el municipio mensualmente.

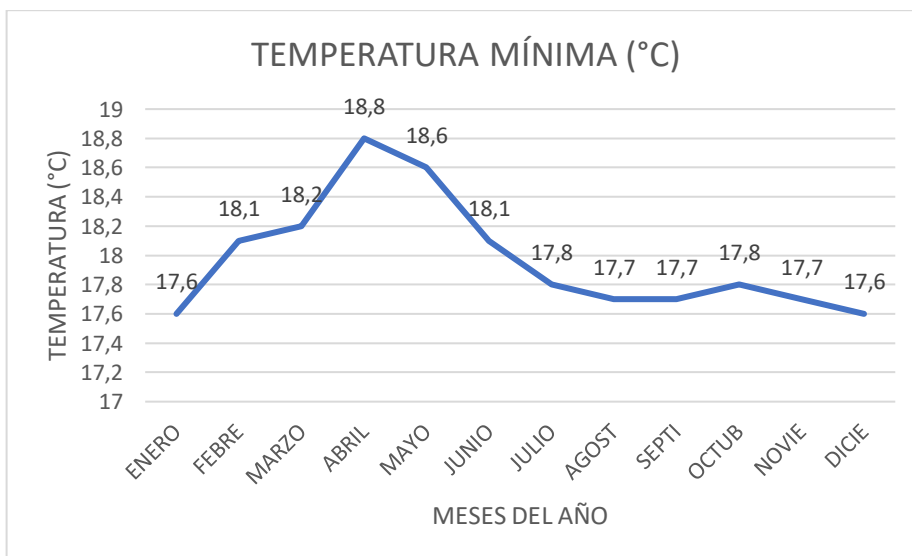
Gráfico 19. Temperatura media.



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

La temperatura más baja se evidencia en el mes de noviembre con un promedio de 22 °C y la mayor temperatura se encuentra en el mes de abril con un promedio de 23.1 °C.

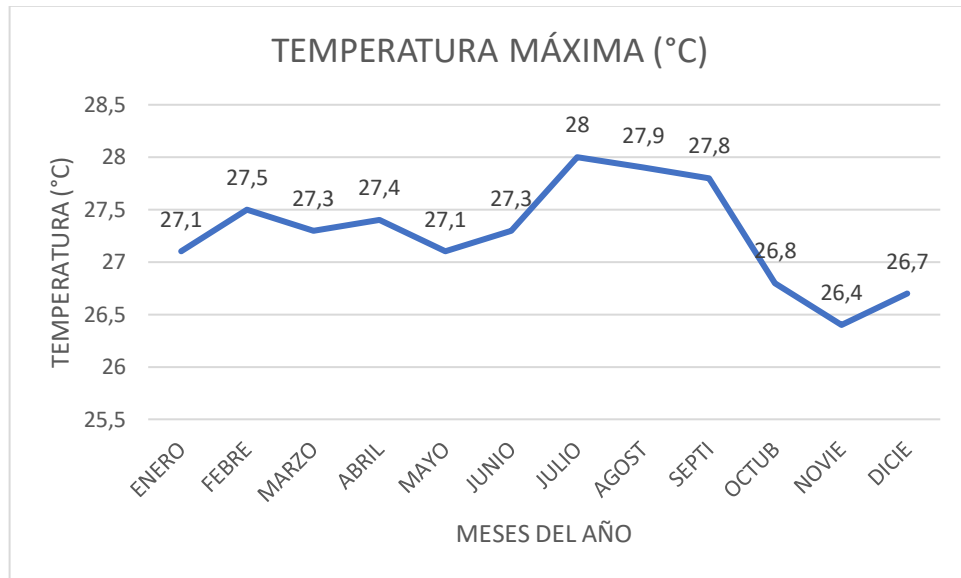
Gráfico 20. Temperatura mínima.



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

La temperatura mínima más baja se evidencia en el mes de enero con un valor de 17.6 °C y la mayor temperatura mínima se encuentra en el mes de abril con un valor de 18.8 °C.

Gráfico 21. Temperatura máxima.



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

La temperatura máxima más baja se evidencia en el mes de noviembre con un valor de 26.4 °C y la mayor temperatura máxima se encuentra en el mes de julio con un valor de 28 °C.

3. ANALISIS TÉCNICO DE LAS OBRAS

De acuerdo a las condiciones actuales del acueducto el abastecimiento del municipio se da por tres quebradas: quebrada El Palmar, El gallinazo y El Raizal entre las tres fuentes se proporciona un caudal de 7 litros por segundo que llegan a la planta de tratamiento.

3.1 BOCATOMA

La obra de captación que presenta el municipio en su quebrada El Raizal es de una tubería de PVC de 2 ½" que llega directamente al río, no presenta ningún soporte de mantenimiento ni seguridad, además que no garantiza un correcto abastecimiento del suministro de la fuente.

Imagen 31. Abastecimiento, quebrada El Raizal.



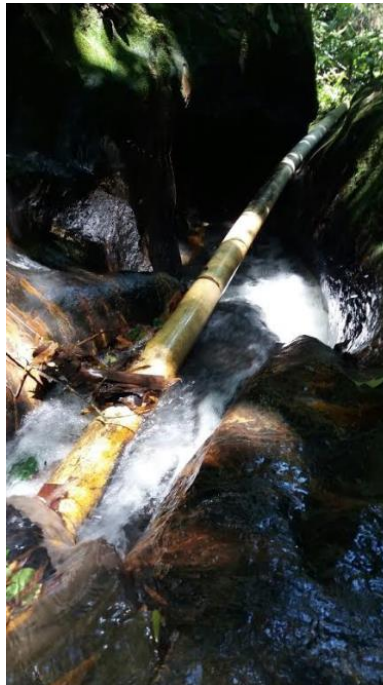
Fuente: Propia

En la Imagen 31 se puede notar el abastecimiento que se logra con la quebrada El Raizal, en ocasiones la quebrada lleva partículas y desechos de gran tamaño, los cuales hacen presentar en la tubería taponamientos y de esta forma no se produce abastecimiento para el acueducto.

3.2 ADUCCIÓN

La línea de aducción del acueducto es la misma tubería que se presenta en la bocatoma, se encuentra posicionada sobre el suelo y este presenta inestabilidad ya que se puede ver material como rocas, su deterioro es bastante notable por encontrarse expuesta a la intemperie y en algunos tramos se logran ver fisuras, no tiene una protección por cual no garantiza que su funcionamiento sea seguro, su material es de PVC y su diámetro es de 2 ½", por su apariencia se podría decir que su vida útil de funcionamiento ya se ha finalizado.

Imagen 32. Aducción, quebrada El Raizal.



Fuente: Propia

Después de una trayectoria de la tubería de aducción se presenta una cámara de quietamiento que ayuda a reducir la velocidad con la cual llega el agua desde la fuente, es de concreto, sus paredes presentan moho verde lo cual garantiza que existe en el sitio humedad debido a su ubicación y la presencia de agua, en algunas partes presenta agrietamiento y conduce el agua por tubería hasta el desarenador.

Imagen 33. Cámara de quietamiento.



Fuente: Propia

Imagen 34. Cámara de quietamiento.



Fuente: Propia

3.3 DESARENADOR

El proceso de tratamiento de agua se realiza en el desarenador, en el cual se ejecuta la remoción del material suspendido cumpliendo la función de sedimentar las partículas suspendidas. El desarenador se encuentra a 80 metros de la captación en la quebrada y no cuenta con un sistema que mida el caudal que entra a la estructura.

Las dimensiones que presenta la estructura son de 90 cm de ancho 3.5 metros de largo y 3 de profundidad. Su estado es regular ya que no presenta mantenimiento, sus paredes al igual que la cámara de aquietamiento poseen moho verde debido a la humedad del sitio, existe mucha vegetación alrededor lo cual afectaría a la estructura debido a sus raíces, por otra parte, no tiene nada que proteja la entrada a la estructura esto determina que cualquier partícula, artefacto u objeto puede caer dentro del desarenador.

Imagen 35. Vista longitudinal del desarenador.



Fuente: Propia

Imagen 36. Desarenador.



Fuente: Propia

Imagen 37. Desarenador.



Fuente: Propia

3.4 CONDUCCIÓN

La tubería de conducción está compuesta de PVC de 3" y 4", no presenta soportes que la estabilicen, se encuentra únicamente en algunos tramos troncos de árboles que la sostienen, presenta deterioro por su contacto al ambiente, en algunas zonas se logra evidenciar agujeros que producen fuga lo cual conlleva un menor abastecimiento.

Imagen 38. Evidencia de un soporte existente en la conducción.



Fuente: Propia

Imagen 39. Agujeros en la conducción.



Fuente: Propia

3.5 TANQUE

La estructura se encuentra hecha en concreto, almacena aproximadamente 18 m³ sus dimensiones son ancho 2.5 m largo de 3 m y alto 2.5 m posee bastones de ventilación en acero de forma curva para evitar el acceso de animales u objetos y estos generan ventilación para la reserva de agua, sus paredes presentan humedad y agrietamiento debido a la falta de mantenimiento y su gran tiempo de funcionamiento y utilización.

Imagen 40. Tanque con sus respectivos bastones de ventilación.



Fuente: Propia

Imagen 41. Humedad en las paredes del tanque.



Fuente: Propia

Imagen 42. Evidencia de agrietamiento en las paredes del tanque.



Fuente: Propia

4. DISEÑO DE LAS OBRAS

4.1 ESTUDIO POBLACIONAL

El análisis de la población se desarrolló por medio de tres métodos (lineal, exponencial y geométrico) que se tienen en cuenta en el título B de la RAS, se tomaron en cuenta los censos obtenidos del DANE 1985, 1993, 2005, 2018 para el municipio de Nimaima (Cundinamarca). Por otra parte, únicamente se tendrá en cuenta el número de habitantes de la cabecera municipal:

Tabla 20. Censos obtenidos del DANE.

AÑO	CABECERA	RURAL	TOTAL
1985	673	3961	4634
1993	479	2961	3440
2005	2207	3316	5523
2018	3089	3985	7074

Fuente: Propia

Para realizar un correcto cálculo de la población se debe llevar a cabo el estudio con los censos del DANE de 1993, 2005 y 2018 ya que se puede notar que su población va en aumentando en cambio se puede observar que la población de 1985 a 1993 presenta un decrecimiento debido a que en esa época en Colombia se presentaba una época de desplazamiento y violencia por consiguiente se presentara error en la proyección.

Tabla 21. Censos seleccionados para realizar la proyección.

AÑO	CABECERA	RURAL	TOTAL
1993	479	2961	3440
2005	2207	3316	5523
2018	3089	3985	7074

Fuente: Propia

4.1.1 Métodos lineal o aritmético

Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

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

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

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

Donde:

Pf = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

Puc = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

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

Tuc = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

Tci = Año correspondiente al censo inicial con información.

Tf = Año al cual se quiere proyectar la información.

2018-1993

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

$$r = \frac{3089 - 479}{2018 - 1993} = 104,40 \text{ hab/año}$$

$$Pf \text{ 2019} = Puc + r(Tf - Tuc)$$

$$Pf \text{ 2019} = 3089 + 104,40 (2019 - 2018) = 3193 \text{ hab}$$

2018-2005

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

$$r = \frac{3089 - 2207}{2018 - 2005} = 67,85 \text{ hab/año}$$

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

$$Pf \text{ 2019} = 3089 + 67,85 (2019 - 2018) = 3157 \text{ hab}$$

$$r_{prom} = 86,12 \text{ hab/año}$$

$$Pfprom \text{ 2019} = 3175 \text{ hab}$$

4.1.2 El método geométrico

Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

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

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

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

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

Pf = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

Puc = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

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

Tuc = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

Tf = Año al cual se quiere proyectar la información.

2018-1993

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

$$r = \left(\frac{3089}{479} \right)^{\left(\frac{1}{2018 - 1993} \right)} - 1 = 0,0774 \text{ hab/año}$$

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

$$Pf \text{ 2019} = 3089(1 + 0,0774)^{2019 - 2018} = 3328 \text{ hab}$$

2018-2005

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

$$r = \left(\frac{3089}{2207} \right)^{\left(\frac{1}{2018 - 2005} \right)} - 1 = 0,0262 \text{ hab/año}$$

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

$$Pf \text{ 2019} = 3089(1 + 0,0262)^{2019 - 2018} = 3170 \text{ hab}$$

$$r_{prom} = 0,0518 \text{ hab/año}$$

$$Pfprom \text{ 2019} = 3249 \text{ hab}$$

4.1.3 El método logarítmico

Requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población, en donde el último censo corresponde a la proyección del DANE. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

$$Pf = Pci * e^{Kg \text{ promedio}(Tf - Tci)}$$

Donde k es la tasa de crecimiento de la población la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$Kg = \frac{\text{Ln } Pcp - \text{Ln } Pca}{Tcp - Tca}$$

Donde:

Pcp = Población del censo posterior (proyección del DANE).

Pca = Población del censo anterior (habitantes).

Tcp = Año correspondiente al censo posterior.

Tca = Año correspondiente al censo anterior.

Ln = Logaritmo natural o neperiano.

2005-1993

$$Kg(05 - 93) = \frac{\text{Ln } Pcp - \text{Ln } Pca}{Tcp - Tca}$$

$$Kg(05 - 93) = \frac{\text{Ln } 2207 - \text{Ln } 479}{2005 - 1993} = 0,127$$

2018-2005

$$Kg(18 - 93) = \frac{\text{Ln } Pcp - \text{Ln } Pca}{Tcp - Tca}$$

$$Kg(18 - 05) = \frac{\text{Ln } 3089 - \text{Ln } 2207}{2018 - 2005} = 0,026$$

$$Kg_{\text{promedio}} = \frac{\sum kg}{\text{ndatos}}$$

$$Kg_{\text{promedio}} = 0.077$$

2005-1993

$$Pf = Pci * e^{Kg(05-93)(Tf-Tci)}$$

$$Pf \text{ 2019} = 479 * e^{0.127(2019-1993)} = 13012 \text{ hab}$$

2018-2005

$$Pf = Pci * e^{Kg(18-05)(Tf-Tci)}$$

$$Pf \text{ 2019} = 479 * e^{0.026(2019-1993)} = 941,71 \text{ hab}$$

Promedio

$$Pf = Pci * e^{Kg_{\text{promedio}}(Tf-Tci)}$$

$$Pf \text{ 2019} = 479 * e^{0.077(2019-1993)} = 3508 \text{ hab}$$

Al ejecutar la proyección de la población se debe tener en cuenta el valor que proporcione los datos del DANE para 2019 en el municipio de Nimaima Cundinamarca, que es de 3165 habitantes en la cabecera, con este valor se realizara una comparación y se elegirá el valor correspondiente a ser más cercano para de esta forma ajustar la proyección.

Tabla 22. Tabla de proyección.

METODO	r (hab / año)	POBLACION 2019
ARITMETICO	86,12	3175
GEOMETRICO	0,0262	3170
EXPONENCIAL	0,077	3508

Fuente: Propia

Para poder realizar la población al año 2044 que es de acuerdo al periodo de diseño que se encuentra en el artículo 40 de la resolución 330 del 8 de Junio de 2017 es de 25 años y tomando como valores los proporcionados por el método geométrico (0,0262 – 3170) que son los más aproximados o ajustados a los censos del DANE para 2019. Se obtuvo la siguiente población proyectada:

$$r = 0,0262 \text{ hab/año}$$

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

$$Pf_{2044} = 3170 (1 + 0,0262)^{2044 - 2019} = 6051 \text{ hab}$$

4.2 CALCULO DE CAUDALES

4.2.1 Dotación neta máxima

Para el cálculo de la dotación neta máxima se debe tener en cuenta la altura sobre el nivel del mar de la zona de estudio (Nimaima – 1085 m.s.n.m), a partir de esta información se determina dirigirse a la Tabla ... la cual posee información histórica de los consumos de agua potable realizados en el país, por lo que la dotación neta máxima que se debe tomar es de $130 \frac{l}{hab * dia}$.

Tabla 23. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB*DÍA)
> 2000 m.s.n.m	120
1000 – 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 330 del 2017

$$Dotación\ neta\ maxima = 130 \frac{l}{hab * dia}$$

4.2.2 Dotación bruta

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

$$D_{bruta} = \frac{130 \frac{l}{hab * dia}}{1 - 0,25}$$

$$D_{bruta} = 173,33 \frac{l}{hab * dia}$$

D_{bruta} : Dotación bruta.

d_{neta} : Dotación neta.

$\%P$: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño.

4.2.3 Caudal medio diario

$$Qmd = \frac{Población * D_{bruta}}{86400}$$

$$Qmd = \frac{6051hab * 173,33 \frac{l}{hab*dia}}{86400}$$

$$Qmd = 12,14 \frac{l}{s} = 0,01214 \frac{m^3}{s}$$

4.2.4 Caudal máximo diario

$$QMD = K1 * Qmd$$

Según párrafo 2 del artículo 47 de la resolución 330 del 8 de junio del 2017, se puede determinar los factores de mayoración K1 y K2 los cuales depende de la cantidad de habitantes, por lo que para nuestro caso son menores a 12500 habitantes (6051 habitantes) por consiguiente nuestro valor para K1 es de 1,3 y el valor para K2 es 1,6.

$$QMD = K1 * Qmd$$

$$QMD = 1,3 * 12,14 \frac{l}{s}$$

$$QMD = 15,782 \frac{l}{s} = 0,0157 \frac{m^3}{s}$$

4.2.5 Caudal máximo horario

$$QMH = K2 * QMD$$

$$QMH = 1,6 * 15,782 \frac{l}{s}$$

$$QMH = 25,251 \frac{l}{s} = 0,0252 \frac{m^3}{s}$$

4.3 PARAMETROS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN LA RESOLUCIÓN 330 DE 2017 Y TITULO B RAS

Para el diseño de cada una de las estructuras se necesita un caudal respectivo de acuerdo a la resolución 330 del 8 junio del 2017:

Tabla 24. Caudales de diseño.

COMPONENTE	CAUDAL DE DISEÑO
Captación fuente superficial	Hasta 2 veces QMD
Captación fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
Aducción	QMD
Conducción	QMD
Tanque	QMD
Red de Distribución	QMH

Fuente: Resolución 330 del 2017

BOCATOMA

RESOLUCIÓN 330

- artículo 53 Se menciona criterios para su construcción, ubicación e interventoría, no se tiene en cuenta criterios para su cálculo.

TITULO B RAS

- Capítulo 4.5.4 La velocidad a través de la rejilla será inferior o igual a 0.15 m/s, para reducir a un mínimo el arrastre de materiales flotantes.
- La separación libre entre perfiles o barras será de 20 mm a 50 mm.

ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN

RESOLUCIÓN 330

- Artículo 56 la velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites recomendados para el material.

TITULO B RAS

- Capítulo 6.4.4.10 La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s y para todos los niveles de complejidad del sistema, la velocidad máxima debe ser de 6 m/s.

DESARENADOR

RESOLUCIÓN 330

- Artículo 55 El desarenador requiere prever la eliminación de partículas con diámetro mínimo de 0.1 mm.
- Artículo 55 La velocidad máxima horizontal debe ser 0.25 m/s.
- Artículo 55 Peso específico de las partículas de arena por remover será de 2.65 gr/cm³.
- Artículo 55 El tiempo de retención de las partículas muy finas no debe ser menor de 20 minutos.
- Artículo 55 Las estructuras deberán contar con suficiente almacenamiento de arenas y contar con sistemas hidráulicos con pendientes superiores al 10%.

TITULO B RAS

- Capítulo 4.6.3 el peso específico de las partículas de arenas que serán removidas por el desarenador se puede suponer igual que 2.65 gr/cm³.
- Capítulo 4.6.3 La velocidad máxima horizontal debe ser de 0.25 m/s.
- Capítulo 4.6.3 La eficiencia de éste no puede ser inferior al 80%.
- Capítulo 4.6.4 El largo debe ser como mínimo 4 veces el ancho.
- Capítulo 4.6.4 El tiempo de retención de las partículas muy finas no debe ser menor de 20 minutos.
- Capítulo 4.6.4 La carga superficial máxima será de 1000 m³/m²/día del área horizontal.
- Capítulo 4.6.4 Se recomienda que la relación entre la longitud útil del desarenador y la profundidad efectiva para almacenamiento de arena sea 10 a 1.
- Capítulo 4.6.4 La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador debe estar comprendida entre 0.75 m y 1.50 m.

TANQUE DE ALMACENAMIENTO

RESOLUCIÓN 330

- Artículo 79 como mínimo se debe un borde libre de 0,3 m.
- Artículo 79 el sistema debe dimensionarse con el fin de evacuarse el QMD.
- Artículo 79 en los tanques que cuentan con un volumen mayor a 10.000 m³ se debe disponer de un sistema de válvulas con cierre automático configurable.

TITULO B RAS

- Capítulo 9.4.2 En aquellos casos en que los tanques se encuentren abastecidos por gravedad desde el sistema de conducciones, el caudal de entrada al tanque es igual al caudal máximo diario (QMD).

4.4 DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA EL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO

4.4.1 Diseño de la bocatoma

Según párrafo 1 del artículo 47 de la resolución 330 del 8 de junio del 2017, podemos deducir que el caudal de diseño para captación de fuentes superficiales será hasta 2 veces el QMD.

$$Q_{diseño} = 2 * QMD$$

$$Q_{diseño} = 2 * 15,782 \frac{l}{s}$$

$$Q_{diseño} = 31,564 \frac{l}{s} = 0,0315 \frac{m^3}{s}$$

El ancho de la quebrada en el lugar de captación es de 5 m.

El ancho de la presa se tomó como 4 m.

Tabla 25. Datos de entrada (Bocatoma).

Datos de entrada	
Qrs (m ³ /s)	0,35
Qrm (m ³ /s)	0,9
Qrmax (m ³ /s)	3,93
L _{presa} (m)	4
n (contracciones)	2
Qmd (m ³ /s)	0,0121
QMD (m ³ /s)	0,0157
Ancho del río (m)	5
Qdiseño	0,0315

Fuente: Propia

1) Diseño de la presa.

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

Donde:

H : Carga sobre la cresta del vertedero (m)

Q : Caudal de diseño (m^3/Seg)

L : Longitud de la presa (m)

$$H = \left(\frac{0,0315}{1.84 * 4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.0264 \text{ m} = 0.027 \text{ m}$$

Tabla 26. Diseño de la presa.

1. Diseño de la presa	
H (m)	0,0264

Fuente: Propia

2) Corrección de longitud de vertimiento (L').

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

Donde:

L' : Corrección de la longitud del vertedero (m)

L : Longitud del vertedero (m)

H : Carga sobre la cresta del vertedero (m)

$$L' = 4 - 0.1 * 2 * 0.027$$

$$L' = 3,9947 \text{ m}$$

Tabla 27. Corrección de longitud de vertimiento.

2. Corrección longitud de vertimiento	
L' (m)	3,9947

Fuente: Propia

3) Velocidad del agua al pasar la rejilla (V_r).

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

Donde:

V : Velocidad de la quebrada (m/Seg)

Q : Caudal de diseño (m^3/Seg)

L' : Corrección de la longitud del vertedero (m)

H : Carga sobre la cresta del vertedero (m)

$$V_r = \frac{0,0315}{3,9947 * 0.027} = 0.30 \text{ m/s}$$

Tabla 28. Velocidad del agua al pasar la rejilla.

3. Velocidad sobre rejilla	
v_r (m/s)	0,30
cumple v_r $0,3 < 0,30 < 3$ (m/s)	

Fuente: Propia

La velocidad debe estar según el libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla entre $0,3m/s < V_r < 3 \text{ m/s}$, por lo tanto, cumple.

4) Diseño de la rejilla y canal de aducción.

$$X_s = 0.36 * V_r^{\frac{2}{3}} + 0.60 * H^{\frac{4}{7}}$$

Donde:

X_s : Alcance filo superior (m)

V_r : Velocidad de la quebrada (m/Seg)

H : Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)

B : ancho canal de aducción.

$$X_s = 0.36 * 0.30^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.027^{\frac{4}{7}} = 0.24 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18 * Vr^{\frac{4}{7}} + 0.74 * H^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.18 * 0.30^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0.027^{\frac{3}{4}} = 0.14 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.1m$$

$$B = 0.24 + 0.1m = 0.34 \text{ m} = 0,40 \text{ m}$$

El ancho del canal de aducción (mínimo 40 cm)

Tabla 29. Diseño de rejilla y canal de aducción.

4. Diseño de rejilla y canal de aducción			
x_i (m)	0,14		
x_s (m)	0,24		
B (m)	0,34	≈	0,4

Fuente: Propia

5) Longitud de rejilla y # de orificios.

a: separación entre barrotes.

b: diámetro entre barrotes.

Lr: longitud de la rejilla.

N: número de orificios.

A_n : Área neta de la rejilla (m^2)

Vb: velocidad adoptada.

Los diámetros de las varillas de la rejilla pueden ser ($\frac{1}{2}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1").

Espaciamiento entre varillas (mínimo 2 cm y máximo 5 cm).

La velocidad adoptada pasa barrotes ($vb < 0,2\frac{m}{s}$).

a=0.05m

b=0.0191m

Vb= 0.2 m/s

$$Aneta = \frac{Q}{0.9 * Vb}$$

$$Aneta = \frac{0,0315}{0.9 * 0.15} = 0,233 \text{ m}^2$$

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

$$Lr = \frac{0,233 * (0.05 + 0.0191)}{0.05 * 0,4} = 0,8062 \text{ m}$$

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

$$Aneta = \frac{0.05}{0.05 + 0.0191} * 0.40 * 0,8062 = 0,233 \text{ m}^2$$

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

$$N = \frac{0,233}{0.05 * 0.40} = 11,65 \text{ espacios} = 12 \text{ espacios}$$

$$Aneta = a * B * N$$

$$Aneta = 0.05 * 0.40 * 12 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$Vb = \frac{Q}{k * Aneta}$$

$$Vb = \frac{0,0315}{0.9 * 0,24} = 0.1458 \text{ m/s}$$

Tabla 30. Longitud de rejilla y # de orificios.

5. Longitud de rejilla y # de orificios	
b (m) 3/4"	0,0191
a (m)	0,05
v _b (m/s)	0,15
A _{neto} (m ²)	0,2333
L _r (m)	0,8062
A _{neto} (m ²)	0,2333
N	11,6667
N (entero)	12
A _{neto} (m ²)	0,24
k	0,9
v _b (m/s) (verificado)	0,1458
cumple v _b (0,1458≈ 0,15 m/s)	

Fuente: Propia

El respectivo plano de la rejilla se puede observar en la Imagen 50 rejilla.

6) Niveles en canal de aducción.

h_o: profundidad aguas arriba.

h_e: profundidad aguas abajo.

h_c: profundidad critica.

i: pendiente fondo del canal.

BL: borde libre.

g: gravedad.

B: ancho canal de aducción.

Espesor de los muros (recomendado 0.3 m)

Pendiente del fondo del canal (entre 1 y 14 %)

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

$$h_e = h_c = \left(\frac{0,0315^2}{9,81 * 0,40^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,0858 \text{ m}$$

L_c = longitud de la rejilla + espesor del muro

$$L_c = 0,8061 + 0,3 = 1,10 \text{ m}$$

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

$$h_o = \left(2 * 0,0858^2 + \left(0,0858 - \frac{0,03 * 1,10}{3} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3}0,03 * 1,10 = 0,1204 \text{ m}$$

Tabla 31. Niveles en canal de aducción.

6. Niveles en canal de aducción		
Espesor muro (m)	0,3	Asumido
i (pendiente)	0,03	Asumido
BL (m)	0,15	Asumido
L _c (m)	1,1062	
h _e ó h _c (m)	0,0858	
h _o (m)	0,1204	

Fuente: Propia

7) Altura de los muros del canal de aducción.

Borde libre del canal de aducción (0,15 cm)

$$H_o = h_o + BL$$

$$H_o = 0,1204 + 0,15 = 0,2704 \text{ m}$$

$$H_e = H_o + i * L_c$$

$$H_e = 0,2704 + 0,03 * 1,10 = 0,3036 \text{ m}$$

Tabla 32. Altura de los muros del canal de aducción.

7. Altura de los muros del canal de aducción	
H _o (m)	0,2704
H _e (m)	0,3036

Fuente: Propia

8) Velocidad del agua al final del canal (V_e).

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e}$$

$$V_e = \frac{0,0315}{0.40 * 0.0858} = 0,9176 \text{ m/s}$$

La Velocidad del agua al final del canal debe estar según el libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla entre $(0,3 \frac{m}{s} < v_e < 3 \frac{m}{s})$

Tabla 33. Velocidad del agua al final del canal.

8. Velocidad del agua al final del canal	
v_e (m/s)	0,9176
cumple v_e $0,3 < 0,9176 < 3$ (m/s)	

Fuente: Propia

9) Diseño de cámara de recolección.

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

$$X_s = 0.36 * 0.9176^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.0858^{\frac{4}{7}} = 0,4874 \text{ m}$$

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

$$X_i = 0.18 * 0,9176^{\frac{4}{7}} + 0.74 * 0.0858^{\frac{3}{4}} = 0.2887 \text{ m}$$

$$B_{camara} = X_s + \text{ancho muro}$$

$$B_{camara} = 0.4874 + 0.3 = 0,7874 \text{ m}$$

Modificado por accesibilidad $B_{camara} = 1,2 \text{ m}$

$$\text{ancho} = 1,5 \text{ m}$$

Tabla 34. Diseño de cámara de recolección.

9. Diseño de cámara de recolección	
x_i (m)	0,2887
x_s (m)	0,4874
$B_{cámara}$ (m)	0,7874
$B_{cámara}$ (m) modificado	1,2
Ancho ó lado (m)	1,5

Fuente: Propia

10) Altura muros de contención.

$$Q_{max\ real} = 3.93 \frac{m^3}{s}$$

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

$$H = \left(\frac{3.93}{1.84 * 4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.6582m$$

Dejando un borde libre de 0,34 m se adopta una altura de muros de 1.0 m

Tabla 35. Altura muros de contención.

10. Altura muros de contención	
H (m)	0,6582
BL (m)	0,34
Altura muros (m)	0,9982

Fuente: Propia

11) Caudal de excesos.

$$Cd(\text{coeficiente de descarga}) = 0.3$$

$$Q \text{ real medio} = 0.90 \frac{m^3}{s}$$

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

$$H = \left(\frac{0.90}{1.84 * 4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.2464 \text{ m}$$

$$Q_{\text{captado}} = Cd * \text{Area neta} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$Q_{\text{captado}} = 0.3 * 0.24 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.2464} = 0.1584 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0.1584 - 0.0315 = 0.1269 \frac{m^3}{s}$$

Tabla 36. Caudal de excesos.

11. Caudal de excesos	
C _d (coeficiente descarga)	0,3
H (m)	0,2464
Q _{captado} (m ³ /s)	0,1584
Q _{excesos} (m ³ /s)	0,1269

Fuente: Propia

12) Condiciones en vertedero de excesos.

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

$$Hexc = \left(\frac{0.1269}{1.84 * 1.2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.1489m$$

La Velocidad del agua en el vertedero de excesos debe estar según el libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla entre $(0,3 \frac{m}{s} < ve < 3 \frac{m}{s})$

$$Vexc = \left(\frac{Qexc}{Hexc * Bcamara} \right)$$

$$Vexc = \left(\frac{0.1269}{0.1489 * 1,2} \right) = 0.71 m/s$$

$$Xs = 0.36 * Vexc^{\frac{2}{3}} + 0,60 * Hexc^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0.36 * 0.71^{\frac{2}{3}} + 0,60 * 0.1489^{\frac{4}{7}} = 0.4886 m$$

Tabla 37. Distancia de aguas arriba y aguas abajo.

Distancia aguas abajo	0,7886 m
Distancia aguas arriba	0,7114 m

Fuente: Propia

Tabla 38. Condiciones en vertedero de excesos.

12. Condiciones en vertedero de excesos	
H_{exc} (m)	0,1489
v_{exc} (m/s)	0,71
cumple v_{exc} $0,3 < 0,71 < 3$ (m/s)	
x_s (m)	0,4886
Distancia aguas abajo	0,7886
Distancia aguas arriba	0,7114

Fuente: Propia

Tabla 39. Cotas (Bocatoma).

Cálculo de cotas	
Fondo del río en la captación	1300
Lamina sobre la presa	
Diseño	1300,04
Máxima	1300,66
Promedio	1300,25
Corona de los muros de contención	1301,00
Canal de aducción	
Fondo aguas arriba	1299,7296
Fondo aguas abajo	1299,6964
Lamina aguas arriba	1299,8500
Lamina aguas abajo	1299,6106
Cámara de recolección	
Lámina de agua	1299,5464
Cresta del vertedero de excesos	1299,3975
Fondo	1299,1464
Tubería de excesos	
Cota de entrada	1299,1464

Fuente: Propia

De acuerdo a los cálculos se puede identificar los respectivos planos de la bocatoma en anexos Imagen 51 bocatoma vista en planta e Imagen 52 bocatoma vista trasversal.

4.4.2 Diseño línea de aducción

Datos Entrada

Tabla 40. Datos iniciales.

Q(m³/s)	0,0157
Longitud (m)	150
Rugosidad n	0,009

Fuente: Propia

Cotas

Tabla 41. Cotas Cámara de recolección y desarenador.

Cámara de recolección	Inferior	1299,146

Desarenador	Inferior	1295

Fuente: Propia

1) Pendiente de la tubería.

$$s = \frac{\text{Cota inferior camara recoleccion} - \text{Cota inferior de la camara de aquietamento desarrenador}}{\text{distancia horizontal entre Bacataro y aquietamiento}} * 100$$

$$s = \frac{1299,1464 - 1295}{150 \text{ m}} * 100 = 2.76\%$$

Tabla 42. Pendiente de la tubería.

	Decimal	Porcentual
Pendiente (S)	0,028	2,76

Fuente: Propia

2) Diámetro de la tubería.

n: rugosidad

$$D = 1,548 \left(\frac{n Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{0,009 * 0,0157}{0,0276^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,109 \text{ m} = 4,29 \text{ in} = 6 \text{ in comercial (PAVCO BIAXIAL)}$$

Tabla 43. Diámetro de la tubería.

	m	Pulgadas
Diámetro tubería	0,109	4,2998

Fuente: Propia

Tabla 44. Diámetro de tubería comercial.

	Pulgada	m
Tubería Comercial	6	0,16086

Fuente: Propia

El diámetro escogido se encuentra en el anexo Imagen 47 referencia tubería de aducción.

3) Condiciones de flujo para tubo lleno.

Q_0 : Caudal a tubo lleno (m^3/Seg)

D: Diámetro comercial (m)

S: Pendiente de la tubería

n: Coeficiente de rugosidad

$$Q_0 = 0,312 \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q_0 = 0,312 \frac{0.16086^{8/3} 0.0276^{1/2}}{0.009} = 0.0441 \frac{m^3}{s}$$

Donde:

V_0 : Velocidad a tubo lleno (m/Seg)

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0}$$

$$V_0 = \frac{0.0441 * 4}{\pi * (0.16086)^2} = 2.17 \frac{m}{s}$$

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de Junio de 2017 la velocidad debe estar entre $0.5 \frac{m}{s} < V_0 < 6 \frac{m}{s}$, por lo tanto cumple.

Donde:

R_0 : Radio hidráulico a tubo lleno (m)

A_0 : Área de la sección del flujo a tubo lleno (m^2)

P_0 : Perímetro mojado (m)

$$R_0 = \frac{A_0}{P_0}$$

$$R_0 = \frac{0.16086}{4} = 0.0402 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_0}$$

$$\frac{0.0157}{0.0441} = 0.36$$

Tabla 45. Condiciones para tubo lleno.

Qo (m³/s)	0,0441
---------------------------------------	--------

Vo (m/s)	2,1706
-----------------	--------

cumple v_o $0,5 < 2,1706 < 6$ (m/s)

Ro (m)	0,0402
---------------	--------

Q/Qo	0,36
-------------	------

Fuente: Propia

4) Relaciones hidráulicas.

Con el valor de $\frac{Q}{Q_0}$ ingresar a la tabla de relaciones hidráulicas para conductos circulares

Tabla 46. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Tabla 4.2
Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n/n variable)

Q/Q ₀	Rel.	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	V/V ₀	0,000	0,292	0,362	0,406	0,427	0,453	0,473	0,492	0,505	0,520
	d/D	0,000	0,092	0,124	0,148	0,166	0,182	0,196	0,210	0,220	0,232
	R/R ₀	0,000	0,239	0,315	0,370	0,410	0,449	0,481	0,510	0,530	0,554
	H/D	0,000	0,341	0,467	0,586	0,698	0,802	0,902	0,994	1,082	1,161
0,1	V/V ₀	0,540	0,553	0,570	0,580	0,590	0,600	0,613	0,624	0,634	0,645
	d/D	0,248	0,258	0,270	0,280	0,289	0,298	0,308	0,318	0,323	0,334
	R/R ₀	0,586	0,606	0,630	0,650	0,668	0,685	0,704	0,716	0,729	0,748
	H/D	0,170	0,179	0,188	0,197	0,205	0,213	0,221	0,229	0,236	0,244
0,2	V/V ₀	0,656	0,664	0,672	0,680	0,687	0,695	0,700	0,706	0,713	0,720
	d/D	0,345	0,353	0,362	0,370	0,379	0,388	0,393	0,400	0,409	0,417
	R/R ₀	0,768	0,790	0,795	0,809	0,824	0,838	0,849	0,860	0,874	0,886
	H/D	0,251	0,258	0,266	0,273	0,280	0,287	0,294	0,300	0,307	0,314
0,3	V/V ₀	0,729	0,732	0,740	0,750	0,755	0,760	0,766	0,776	0,781	0,787
	d/D	0,424	0,431	0,439	0,447	0,452	0,460	0,468	0,476	0,482	0,488
	R/R ₀	0,896	0,907	0,919	0,931	0,938	0,950	0,962	0,974	0,983	0,992
	H/D	0,321	0,328	0,334	0,341	0,348	0,354	0,361	0,368	0,374	0,381
0,4	V/V ₀	0,796	0,802	0,805	0,810	0,816	0,822	0,830	0,834	0,840	0,845
	d/D	0,498	0,504	0,510	0,516	0,523	0,530	0,536	0,543	0,550	0,557
	R/R ₀	1,007	1,014	1,021	1,028	1,035	1,043	1,050	1,056	1,065	1,073
	H/D	0,388	0,395	0,402	0,408	0,415	0,422	0,429	0,436	0,443	0,450
0,5	V/V ₀	0,850	0,855	0,850	0,865	0,870	0,875	0,880	0,885	0,890	0,895
	d/D	0,563	0,570	0,576	0,582	0,588	0,594	0,601	0,608	0,615	0,620
	R/R ₀	1,079	1,087	1,094	1,100	1,107	1,113	1,121	1,125	1,129	1,132
	H/D	0,458	0,465	0,472	0,479	0,487	0,494	0,502	0,510	0,518	0,526
0,6	V/V ₀	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 ₀	1,136	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 ₀	0,945	0,951	0,955	0,958	0,961	0,965	0,969	0,972	0,975	0,980
	d/D	0,692	0,698	0,705	0,710	0,716	0,724	0,732	0,738	0,743	0,750
	R/R ₀	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 ₀	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 ₀	1,202	1,205	1,209	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 ₀	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d/D	0,828	0,835	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R/R ₀	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 ₀	1,041	1,042	1,042							
	d/D	0,914	0,920	0,931							
	R/R ₀	1,172	1,164	1,150							
	H/D	1,344	1,445	1,584							

Q = caudal de diseño Q₀ = caudal a tubo lleno
 V = velocidad de diseño V₀ = velocidad a tubo lleno
 d = diámetro de agua D = diámetro de la tubería
 R = radio hidráulico al caudal de diseño
 R₀ = radio hidráulico a tubo lleno
 H = profundidad hidráulica
 n = número de Manning a caudal de diseño
 n₀ = número de Manning a tubo lleno

Fuente: Libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla

Tabla 47. Valores de las relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Vr/Vo	0,768
--------------	-------

d/D	0,468
------------	-------

R/Ro	0,962
-------------	-------

Fuente: Propia

5) Velocidad real, diámetro, radio hidráulico y esfuerzo cortante.

$$V_r = 0.768 * V_0$$

$$V_r = 0.768 * 2,1706 = 1,6670 \text{ m/s}$$

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de Junio de 2017 la velocidad debe estar entre $0.5 \frac{m}{s} < V_r < 6 \frac{m}{s}$, por lo tanto cumple.

$$d = 0.468 * D$$

$$d = 0.468 * 0.16086 = 0.0753 \text{ m}$$

$$R = 0.962 * R_0$$

$$R = 0.962 * 0.0402 = 0.0387 \text{ m}$$

Tabla 48. Velocidad real, diámetro, radio hidráulico.

Vr (m/s)	1,6670
-----------------	--------

cumple v_r $0,5 < 1,6670 < 6 \text{ (m/s)}$

d (m)	0,0753
--------------	--------

R (m)	0,0387
--------------	--------

Fuente: Propia

El río presenta en su flujo libre material de suelo cohesivo (arcillas arenosas)

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

$$\tau = \gamma R S$$

Tabla 49. Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m².

Tabla 8.4
Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m²

Material cohesivo del lecho	Naturaleza del lecho			
	Muy poco compactado en relación con vacíos de 2,0 a 1,2	Poco compactado en relación con vacíos de 1,2 a 1,6	Compactado en relación con vacíos de 0,6 a 0,3	Muy compactado en relación con vacíos de 0,3 a 0,2
Arcillas arenosas (% de arena inferior a 50%)	0,20	0,77	1,60	3,08
Suelo con grandes cantidades de arcilla	0,15	0,69	1,49	2,75
Arcillas	1,20	0,61	1,37	2,59
Arcillas muy finas	0,10	0,47	1,04	1,73

Fuente: Libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla

$$\tau = 9810 * 0.0387 * 0.0276 = 10,4909 \frac{N}{m^2}$$

Se puede verificar que el esfuerzo cortante del suelo es menor al esfuerzo cortante que presenta el arrastre de la tubería

$$3.06 \frac{N}{m^2} < 10.4909 \frac{N}{m^2}$$

Tabla 50. Esfuerzo cortante.

Esfuerzo Cortante (N/m²)	10,4909
cumple Esfuerzo cortante 3,06 < 10,4909(N/m ²)	

Fuente: Propia

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma

$$d + 1.5 \frac{V^2}{2g} = 0.0753 + 1.5 \frac{1.6670^2}{2 * 9.81} = 0.2880 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

Tabla 51. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma.

m	0,2880	0,3
---	--------	-----

Fuente: Propia

Corrección cota de fondo cámara de recolección

$$0.4 - 0.3 = 0.10$$

$$1299.1464 + 0.1 = 1299.2464$$

$$1299.5464 - 1299.2464 = 0.3$$

Corrección cota cámara de quietamiento

$$1295 - 0.0753 = 1294.9247$$

Comprobación de ajuste de cotas

Datos Entrada

Tabla 52. Datos iniciales.

Q(m³/s)	0,0157
Longitud (m)	150
Rugosidad n	0,009

Fuente: Propia

Cotas

Tabla 53. Cotas Cámara de recolección y desarenador.

Cámara de recolección	Inferior	1299,246

Desarenador	Inferior	1294,925

Fuente: Propia

1) Pendiente de la tubería.

$$s = \frac{\text{Cota inferior camara recoleccion} - \text{Cota inferior de la camara de quietamiento desarenador}}{\text{distancia horizontal entre Bacataro y quietamiento}} * 100$$

$$s = \frac{1299.2464 - 1294.9247}{150 \text{ m}} * 100 = 2.88 \%$$

Tabla 54. Pendiente de la tubería.

	Decimal	Porcentual
Pendiente (S)	0,029	2,88

Fuente: Propia

2) Diámetro de la tubería.

n: rugosidad

$$D = 1,548 \left(\frac{n Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{0.009 * 0.0157}{0.029^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.108 \text{ m} = 4.26 \text{ in} = 6 \text{ in comercial (PAVCO BIAXIAL)}$$

Tabla 55. Diámetro de la tubería.

	m	Pulgadas
Diámetro tubería	0,108	4,2665

Fuente: Propia

Tabla 56. Diámetro de tubería comercial.

	Pulgada	m
Tubería Comercial	6	0,16086

Fuente: Propia

El diámetro escogido se encuentra en el anexo Imagen 47 referencia tubería de aducción.

3) Condiciones de flujo para tubo lleno.

$$Q_0 = 0,312 \frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n}$$

$$Q_0 = 0,312 \frac{0.16086^{8/3} 0.029^{1/2}}{0.009} = 0.0450 \frac{m^3}{s}$$

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0}$$

$$V_0 = \frac{0.0450 * 4}{\pi * (0.16086)^2} = 2.216 \text{ m/s}$$

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de Junio de 2017 la velocidad debe estar entre $0.5 \frac{m}{s} < V_0 < 6 \frac{m}{s}$, por lo tanto cumple.

$$R_0 = \frac{A_0}{P_0}$$

$$R_0 = \frac{0.16086}{4} = 0.0402 \text{ m}$$

$$\frac{Q}{Q_0}$$

$$\frac{0.0157}{0.0450} = 0.35$$

Tabla 57. Condiciones para tubo lleno.

Qo (m³/s)	0,0450
-----------	--------

Vo (m/s)	2,2160
----------	--------

cumple v_0 $0,5 < 2,2160 < 6$ (m/s)

Ro (m)	0,0402
--------	--------

Q/Qo	0,35
------	------

Fuente: Propia

4) Relaciones hidráulicas.

Con el valor de $\frac{Q}{Q_0}$ ingresar a la tabla.

Tabla 58. Relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Tabla 8.2
Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n/n variable)

Q/Q ₀	Rel.	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0.0	V/V ₀	0,000	0,292	0,392	0,406	0,427	0,453	0,473	0,492	0,505	0,520
	d/D	0,000	0,092	0,124	0,148	0,165	0,182	0,195	0,210	0,220	0,232
	R/R ₀	0,000	0,239	0,315	0,370	0,410	0,449	0,481	0,510	0,530	0,554
	H/D	0,000	0,341	0,467	0,586	0,702	0,816	0,928	1,040	1,151	1,261
0.1	V/V ₀	0,540	0,553	0,570	0,580	0,590	0,600	0,613	0,624	0,634	0,645
	d/D	0,246	0,258	0,270	0,280	0,289	0,298	0,308	0,315	0,323	0,334
	R/R ₀	0,598	0,606	0,630	0,650	0,668	0,685	0,704	0,716	0,729	0,748
	H/D	0,170	0,179	0,188	0,197	0,205	0,213	0,221	0,229	0,236	0,244
0.2	V/V ₀	0,656	0,664	0,672	0,680	0,687	0,695	0,700	0,706	0,713	0,720
	d/D	0,346	0,353	0,352	0,370	0,379	0,386	0,393	0,400	0,409	0,417
	R/R ₀	0,768	0,780	0,795	0,809	0,824	0,835	0,848	0,860	0,874	0,888
	H/D	0,251	0,258	0,266	0,273	0,280	0,287	0,294	0,300	0,307	0,314
0.3	V/V ₀	0,729	0,732	0,740	0,750	0,755	0,760	0,768	0,776	0,781	0,787
	d/D	0,424	0,431	0,438	0,447	0,452	0,459	0,468	0,476	0,482	0,488
	R/R ₀	0,896	0,907	0,919	0,931	0,938	0,950	0,962	0,974	0,983	0,992
	H/D	0,321	0,328	0,334	0,341	0,346	0,354	0,361	0,368	0,374	0,381
0.4	V/V ₀	0,796	0,802	0,806	0,810	0,816	0,822	0,830	0,834	0,840	0,845
	d/D	0,498	0,504	0,510	0,516	0,523	0,530	0,536	0,542	0,550	0,557
	R/R ₀	1,007	1,014	1,021	1,028	1,035	1,043	1,050	1,056	1,065	1,073
	H/D	0,388	0,395	0,402	0,408	0,415	0,422	0,429	0,436	0,443	0,450
0.5	V/V ₀	0,850	0,855	0,860	0,866	0,870	0,875	0,880	0,885	0,890	0,895
	d/D	0,560	0,570	0,576	0,582	0,588	0,594	0,601	0,608	0,615	0,620
	R/R ₀	1,079	1,087	1,094	1,100	1,107	1,113	1,121	1,128	1,135	1,142
	H/D	0,458	0,465	0,472	0,479	0,487	0,494	0,502	0,510	0,518	0,526
0.6	V/V ₀	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	0,638	0,645	0,651	0,658	0,666	0,672	0,678	0,686
	R/R ₀	1,136	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	0,558	0,568	0,576	0,585	0,593	0,604	0,614
0.7	V/V ₀	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 ₀	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 ₀	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 ₀	1,202	1,205	1,209	1,211	1,214	1,218	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 ₀	1,018	1,021	1,024	1,027	1,030	1,033	1,036	1,038	1,039	1,040
	d/D	0,828	0,836	0,843	0,852	0,860	0,868	0,876	0,884	0,892	0,900
	R/R ₀	1,212	1,213	1,217	1,224	1,232	1,240	1,247	1,255	1,263	1,270
	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 ₀	1,041	1,042	1,042							
	d/D	0,914	0,920	0,931							
	R/R ₀	1,172	1,164	1,150							
	H/D	1,244	1,445	1,584							

Q = caudal de diseño Q₀ = caudal a tubo lleno
 V = velocidad de diseño V₀ = velocidad a tubo lleno
 d = altura de agua D = diámetro de la tubería
 R = radio hidráulico al caudal de diseño
 R₀ = radio hidráulico a tubo lleno
 H = profundidad hidráulica
 n = número de Manning a caudal de diseño
 n₀ = número de Manning a tubo lleno

Fuente: Libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla

Tabla 59. Valores de las relaciones hidráulicas para conductos circulares.

Vr/Vo	0,76
--------------	------

d/D	0,46
------------	------

R/Ro	0,95
-------------	------

Fuente: Propia

5) Velocidad real, diámetro, radio hidráulico y esfuerzo cortante.

$$V_r = 0.760 * V_0$$

$$V_r = 0.760 * 2,2160 = 1,6842 \text{ m/s}$$

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de Junio de 2017 la velocidad debe estar entre $0.5 \frac{m}{s} < V_r < 6 \frac{m}{s}$, por lo tanto cumple.

$$d = 0.460 * D$$

$$d = 0.460 * 0.16086 = 0.0740 \text{ m}$$

$$R = 0.950 * R_0$$

$$R = 0.950 * 0.0402 = 0.0382 \text{ m}$$

Tabla 60. Velocidad real, diámetro, radio hidráulico

Vr (m/s)	1,6842
-----------------	--------

cumple $v_r 0,5 < 1,6842 < 6 \text{ (m/s)}$

d (m)	0,0740
--------------	--------

R (m)	0,0382
--------------	--------

Fuente: Propia

El río presenta en su flujo libre material de suelo cohesivo (arcillas arenosas) Esfuerzo cortante que permite el arrastre de la mayor parte de materiales

$$\tau = \gamma R S$$

Tabla 61. Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m².

Tabla 8.4
Esfuerzos cortantes críticos para suelos cohesivos en N/m²

Material cohesivo del lecho	Naturaleza del lecho			
	Muy poco compactado en relación con vacíos de 2,0 a 1,2	Poco compactado en relación con vacíos de 1,2 a 1,6	Compactado en relación con vacíos de 0,6 a 0,3	Muy compactado en relación con vacíos de 0,3 a 0,2
Arcillas arenosas (% de arena inferior a 50%)	0,20	0,77	1,60	3,08
Suelo con grandes cantidades de arcilla	0,15	0,69	1,48	2,75
Arcillas	1,20	0,61	1,37	2,59
Arcillas muy finas	0,10	0,47	1,04	1,73

Fuente: Libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla

$$\tau = 9810 * 0.0382 * 0.029 = 10,7980 \frac{N}{m^2}$$

Se puede verificar que el esfuerzo cortante del suelo es menor al esfuerzo cortante que presenta el arrastre de la tubería

$$3.06 \frac{N}{m^2} < 10.7980 \frac{N}{m^2}$$

Tabla 62. Esfuerzo cortante.

Esfuerzo Cortante (N/m²)	10,7980
cumple Esfuerzo cortante 3,06 < 10,7980 (N/m ²)	

Fuente: Propia

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma

$$d + 1.5 \frac{V^2}{2g} = 0.0740 + 1.5 \frac{1.6842^2}{2 * 9.81} = 0.2911 \text{ m} = 0.30 \text{ m}$$

Tabla 63. Verificación de la cota a la salida de la bocatoma.

m	0,2911	0,3
---	--------	-----

Fuente: Propia

Corrección cota de fondo cámara de recolección:

$$0.3 - 0.3 = 0$$

$$1299.2464$$

Caudal de exceso

$$Q_{exceso} = Q_{lleno} - Q_{diseño} = 0.0450 - 0,0157 = 0.0293 \frac{m^3}{s}$$

Tabla 64. Caudal de excesos.

Q_{exceso} (m³/s)	0,0293
---	--------

Fuente: Propia

Verificación de cotas

Tabla 65. Verificación de cotas.

Cota de batea a la salida de la bocatoma	1299,246
Cota clave a la salida de la bocatoma	1299,4073
Cota de batea a la llegada al desarenador	1294,925
Cota clave a la llegada al desarenador	1295,0856
Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador	1295,0474

Fuente: Propia

Para identificar los detalles de la línea de aducción se puede dirigir a anexos Imagen 53 línea de aducción.

4.4.3 Diseño desarenador

Tabla 66. Condiciones iniciales.

Condiciones tubería de entrada	
Q_d	0,0157
V	1,6842 m/s
Diámetro	0,16086 m
Q_o	0,0450 m ³ /s
V_o	2,22 m/s
d	0,074 m

Condiciones diseño desarenador	
Periodo de diseño	25 años
Número de módulos	2 un
Q_{md} (2044)	0,0121 m ³ /s
Q_{MD} (2044)	0,0157 m ³ /s
Req. planta purificación	0,0006 m ³ /s
Caudal diseño cada módulo	0,0121 m ³ /s
Diam. Partículas	0,1 mm
Porcentaje de remoción	80%
Temperatura	23°C
Viscosidad cinemática, μ	0,00940 cm ² /s
Grado desarenador (n)	1
Relación longitud - ancho	L = 4
	B = 1
Cota lámina tubería entrada del desarenador (m)	1295,047
Cota batea tubería entrada del desarenador (m)	1294,925

Tamaño partículas a remover

Fuente: Propia

1. Parámetros sedimentación

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

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación (cm/Seg)

g : Aceleración de la gravedad $\left(\frac{981 \text{ cm}}{\text{seg}^2}\right)$

ρ_s : Peso específico de la partícula, arena= 2,65

ρ : Peso específico del agua =1

μ : Viscosidad cinemática (cm^2/Seg)

d : Diámetro de la partícula (cm)

$$V_s = \frac{981 \text{ cm}/\text{s}^2}{18} * \frac{(2.65 - 1)}{0.00940 \text{ cm}^2/\text{s}} * (0.01 \text{ cm})^2$$

$$V_s = 0.957 \text{ cm}/\text{s}$$

De acuerdo al porcentaje de remoción con el cual se trabaje que según el Titulo B de la RAS es de 80 % y el grado del desarenador que es 1 se escoge el número de Hazen:

Tabla 67. Numero de Hazen.

Tabla 9.3
Número de Hazen (V_p/V_s)

Condiciones	Remoción (%)							
	87,5	80	15	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		1,88					0,78
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

Fuente: Libro de Elementos de diseño de Ricardo López Cualla

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

$\theta = 4 \rightarrow$ Tabla Número de Hazen

De acuerdo al libro de Elementos de diseño de acueductos de Ricardo López Cualla el H útil debe estar entre 1,5 y 4,5 por lo que se escoge 1,5 m

$$t = \frac{H * 100}{V_s}$$

Donde:

t : Tiempo que tarda en llegar una partícula al fondo del desarenador (Seg)

H : Profundidad útil de sedimentación (cm)

V_s : Velocidad de sedimentación (cm/Seg)

$$t = \frac{4.5 \text{ m} * 100}{(0.957 \text{ cm/s})}$$

$$t = 470 \text{ s}$$

Periodo de retención hidráulico:

$$\theta = t * No. Hazen$$

$$\theta = 470 \text{ s} * 4$$

$$\theta = 1882 \text{ s}$$

$$\theta = 1882 \text{ s} * \left(\frac{1 \text{ h}}{3600 \text{ s}} \right) = 0.52 \text{ h}$$

Teniendo en cuenta el libro de Elementos de Diseño de Ricardo López Cualla el periodo de retención debe estar entre $0.5 \text{ h} < \theta < 4\text{h}$, por lo tanto cumple.

Volumen del tanque

Donde:

V : Volumen del tanque (m^3)

QmD : Caudal medio diario ($\frac{m^3}{Seg}$)

θ : Periodo de retención hidráulico (Seg)

$$V = \theta * QMD$$

$$V = 1882 \text{ s} * 0.0157 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 29.54 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque:

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

Donde:

A_s : Área superficial del tanque (m^2)

V : Volumen del tanque (m^3)

H : Profundidad útil de sedimentación (m)

$$A_s = \frac{29.54 m^3}{4.5 m}$$

$$A_s = 6.56 m^2$$

Las dimensiones del tanque serán para L: B=4:1

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}}$$

Donde:

B : Ancho del tanque (m)

A_s : Área superficial del tanque (m^2)

$$B = \sqrt{\frac{6.56 m^2}{4}}$$

$$B = 1.28 m$$

$$L = 4B$$

Donde:

L : Longitud del tanque (m)

B : Ancho del tanque (m)

$$L = 4(1.28 \text{ m})$$

$$L = 5.12 \text{ m}$$

Carga hidráulica superficial para el tanque:

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

Donde:

q : Carga hidráulica del tanque ($m^3/m^2 * día$)

A_s : Área superficial del tanque (m^2)

$$q = \frac{0.0157 \text{ m}^3/s}{6.56 \text{ m}^2}$$

$$q = 0.00239162 \text{ m}^3/m^2 * s$$

$$q = \left(0.00239162 \text{ m}^3/m^2 * s\right) * \left(\frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}\right) = 206.64 \text{ m}^3/m^2 * día$$

De acuerdo con la resolución 330 del 8 Junio de 2017 la carga superficial máxima debe ser de $1000 \text{ m}^3/m^2 * día$ por lo cual cumple.

$$q = \left(0.00239162 \text{ m}^3/m^2 * s\right) * \left(\frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}\right) = 0.239 \text{ cm/s}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{V_0 * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{(0.239 \text{ cm/s}) * 18 * (0.00940 \text{ cm}^2/\text{s})}{981 \text{ cm/s}^2 * (2.65 - 1)}}$$

$$d_o = 0.05 \text{ mm}$$

Verificación de número de Hazen:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0}$$

$$4 = \frac{0.957 \text{ cm/s}}{0.239 \text{ cm/s}}$$

$$4 = 4$$

Velocidad horizontal:

$$V_h = \frac{Q}{w} = \frac{V_0 L}{H}$$

Donde:

V_h : Velocidad horizontal (m/Seg)

Q_{md} : Caudal medio diario (m^3/Seg)

B : Ancho del tanque (m)

H : Profundidad útil de sedimentación (m)

$$V_h = \frac{Q}{w} = \frac{(0.239 \text{ cm/s})(5.12 \text{ m})}{4.5 \text{ m}}$$

$$V_h = 0.27 \text{ cm/s}$$

Velocidad máxima horizontal

$$V_h \text{ max} = 20 * V_s$$

$$V_h \text{ max} = 20 * (0.957 \text{ cm/s})$$

$$V_{h \max} = 19.13 \text{ cm/s} = 0.1913 \text{ m/s}$$

De acuerdo con la resolución 330 del 8 junio de 2017 la velocidad máxima horizontal no debe pasar de 0.25 m/s por lo cual cumple.

La velocidad de resuspensión máxima:

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

Donde:

V_r : Velocidad de resuspensión máxima (cm/Seg)

k : 0,04

f : 0,03

g : Aceleración de la gravedad (981 cm/Seg^2)

ρ_s : Peso específico de la arena = 2,65

ρ : Peso específico del agua = 1

d : Diámetro de la partícula (cm)

$$V_r = \sqrt{\frac{8(0.04)}{0.03} (981 \text{ cm/s}^2) (2.65 - 1)(0.010 \text{ cm})}$$

$$V_r = 13.14 \text{ cm/s}$$

Tabla 68. Parámetros de sedimentación.

Parámetros sedimentación			
d_s	0,010 cm		
ρ_s (gr/cm ³)	2,65		<i>Peso específico arenas</i>
ρ_s (gr/cm ³)	1,00		<i>Peso específico agua</i>
V_s	0,957 cm/s		
θ/t	4		<i>Tabla Número de Hazen</i>
H	4,50 m		<i>Profundidad útil sedimentación, supuesta</i>
t	470 seg.		<i>Tiempo en llegar la partícula al fondo</i>
θ (seg.)	1882		
θ (hr.)	0,52 horas	$0,5 \leq \theta \leq 4$	OK
Vol.	29,54 m ³		<i>Volumen tanque</i>
A_s	6,56 m ²		<i>Área superficial tanque</i>
B	1,28 m		
L	5,12 m		
q	0,00239162 m ³ /m ² *seg.		<i>Carga hidráulica superficial - segundos</i>
q	206,64 m ³ /m ² *d.	$q \leq 1000$	<i>Carga hidráulica superficial - día</i>
$V_o = q$	0,239 cm/s		
d_o	0,05 mm		
Verificación No. Hazen	4	<i>Cumple</i>	
V_h	0,27 cm/s		<i>Velocidad horizontal</i>
$V_{h \text{ max.}}$	19,13 cm/s		<i>Velocidad horizontal máxima</i>
V_r	13,14 cm/s		<i>Velocidad resuspensión máxima</i>

Fuente: Propia

Tabla 69. condición de operación de los módulos.

CAUDAL MEDIO DIARIO (m ³ /s)	CAUDAL MAXIMO DIARIO (m ³ /s)
0,0121	0,0157

Cálculo de los elementos del desarenador	
condición de operación de los módulos	
θ	1.882 seg.
θ	0,52 horas
q	206,64 m ³ /m ² *d.
Q _{operación}	0,02 m ³ /s
θ	1.812 seg.
θ	0,50 horas
q	214,62522 m ³ /m ² *d.

$$0,5 \leq \theta \leq 4 \quad \text{OK}$$

$$q \leq 1000 \quad \text{OK}$$

$$\theta < 0,5 \quad \text{OK}$$

$$q > 80 \quad \text{OK}$$

Fuente: Propia

Vertedero de salida

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

Donde:

H_v : Vertedero de salida (m)

B : Ancho del tanque (m)

$$H_v = \left(\frac{0.0157 \text{ m}^3/\text{s}}{1.84 (1.28 \text{ m})} \right)^{2/3}$$

$$H_v = 0.04 \text{ m}$$

Velocidad del vertedero

$$V_v = \frac{Q_d}{BH_v}$$

$$V_v = \frac{0.0157 \text{ m}^3/\text{s}}{(1.28 \text{ m})(0.04 \text{ m})}$$

$$V_v = 0,35 \text{ m/s}$$

Alcance del filo superior y filo inferior

$$X_s = 0,36 V_v^{2/3} + 0,60 H_v^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 (0,35 \text{ m/s})^{2/3} + 0,60 (0,04 \text{ m})^{4/7}$$

$$X_s = 0,27 \text{ m}$$

$$L_v = X_s + \text{Borde libre}$$

$$L_v = 0,27 \text{ m} + 0,20 \text{ m}$$

$$L_v = 0,47 \text{ m}$$

Tabla 70. Vertedero de salida.

Cálculo de los elementos del desarenador	
Vertedero de salida	
H _v	0,04 m
H _v modificado	0,04 m
V _v	0,35 m/s
X _s	0,27 m
Borde libre	0,20 m
L _v	0,47 m

Fuente: Propia

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = \frac{H}{2}$$

$$\text{Profundidad} = \frac{4,5 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Profundidad} = 2,25 \text{ m}$$

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

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 * 0,04 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 0,53 \text{ m}$$

Tabla 71. Pantalla de salida.

Pantalla de salida	
Profundidad	2,25 m
Dist. al vertedero de salida	0,53 m

Fuente: Propia

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = \frac{H}{2}$$

$$\text{Profundidad} = \frac{4.5 \text{ m}}{2}$$

$$\text{Profundidad} = 2.25 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la camara de quietamiento} = \frac{L}{4}$$

$$\text{Distancia a la camara de quietamiento} = \frac{5.12 \text{ m}}{4}$$

$$\text{Distancia a la camara de quietamiento} = 1.28 \text{ m}$$

Tabla 72. Pantalla de entrada.

Pantalla de entrada	
Profundidad	2,25 m
Dist. al cámara quietamiento	1,28 m

Fuente: Propia

Almacenamiento de lodos

$$\text{Profundidad maxima} = \frac{L}{\text{relacion longitud profundidad lodos}}$$

$$\text{Profundidad maxima} = \frac{5.12 \text{ m}}{10}$$

Según el Título B de la RAS la profundidad máxima debe estar entre 0.75 y 1.50, se adopta 1 metro:

$$\text{Profundidad maxima} = 0.51 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al punto de salida de camara de aquietamiento} = \frac{L}{3}$$

$$\text{Distancia al punto de salida de camara de aquietamiento} = \frac{5.12 \text{ m}}{3}$$

$$\text{Distancia al punto de salida de camara de aquietamiento} = 1.71 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al punto de salida del verdadero de salida} = \frac{2L}{3}$$

$$\text{Distancia al punto de salida del verdadero de salida} = \frac{2(5.12 \text{ m})}{3}$$

$$\text{Distancia al punto de salida del verdadero de salida} = 3.42 \text{ m}$$

Pendiente transversal

$$= \frac{(\text{Profundidad maxima adoptada} - \text{Profundidad minima adoptada})}{\text{distancia a la camara de aquietamiento}}$$

$$\text{Pendiente transversal} = \frac{1 \text{ m} - 0.80 \text{ m}}{1.28 \text{ m}}$$

$$\text{Pendiente transversal} = 15.6 \%$$

Pendiente longitudinal en $L/3$

$$= \frac{(\text{Profundidad maxima adoptada} - \text{Profundidad minima adoptada})}{\text{distancia punto de salida a camara de aquietamiento}}$$

$$\text{Pendiente longitudinal en } L/3 = \frac{1 \text{ m} - 0.8 \text{ m}}{1.71 \text{ m}}$$

$$\text{Pendiente longitudinal en } L/3 = 11.7 \%$$

$$\text{Pendiente longitudinal en } \frac{2L}{3} = \frac{(\text{Profundidad máxima adoptada} - \text{Profundidad mínima adoptada})}{\text{distancia punto de salida al vertedero de salida}}$$

$$\text{Pendiente longitudinal en } \frac{2L}{3} = \frac{1 \text{ m} - 0,8 \text{ m}}{3,42 \text{ m}}$$

$$\text{Pendiente longitudinal en } \frac{2L}{3} = 5,9 \% = \text{se adopta } 10\%$$

Tabla 73. Almacenamiento de lodos.

Almacenamiento de lodos		
Relación long: profundidad lodos	10	
Profundidad máxima	0,51 m	
Profundidad máxima adoptada	1,00 m	asumido $0,75 \leq \text{profundidad} \leq 1,5$ (m)
Profundidad mínima adoptada	0,80 m	asumido $0,75 \leq \text{profundidad} \leq 1,5$ (m)
Dist. Pto salida a cámara quietamiento	1,71 m	
Dist. Pto salida a vertedero	3,42 m	
Pendiente transversal	15,6%	>10%
Pendiente longitudinal en L/3	11,7%	>10%
Pendiente longitudinal en 2L/3	5,9%	10% adoptado >10%

Fuente: Propia

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de junio del 2017 las pendientes en el desarenador deben ser mayores a 10% por lo cual cumple.

Cámara de quietamiento

$$\text{Profundidad} = \frac{H}{3}$$

$$\text{Profundidad} = \frac{4,5 \text{ m}}{3}$$

$$\text{Profundidad} = 1,50 \text{ m}$$

$$\text{Ancho} = \frac{B}{3}$$

$$\text{Ancho} = \frac{1.28 \text{ m}}{3}$$

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

Tabla 74. Cámara de quietamiento.

Cámara de quietamiento	
Profundidad	1,50 m
Ancho	0,43 m
Largo	1,00 m

Adoptado

Fuente: Propia

Rebose de cámara de quietamiento

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1,84 L_c} \right)^{2/3}$$

$$H_e = \left(\frac{0,0293 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 (1 \text{ m})} \right)^{2/3}$$

$$H_e = 0.06 \text{ m}$$

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e L_c}$$

$$V_e = \frac{0.0293 \text{ m}^3/\text{s}}{(0.06 \text{ m})(1 \text{ m})}$$

$$V_e = 0.46 \text{ m/s}$$

$$X_s = 0,36 V_e^{2/3} + 0,60 H_e^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 (0,46 \text{ m/s})^{2/3} + 0,60 (0,06 \text{ m})^{4/7}$$

$$X_s = 0,34 \text{ m}$$

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

$$L_{rebose} = \frac{1.28 \text{ m} - 0.43 \text{ m}}{2}$$

$$L_{rebose} = 0.43 \text{ m}$$

Tabla 75. Rebose de aquietamiento.

Rebose de aquietamiento	
Q _{excesos}	0,0293 m ³ /s
H _e	0,06 m
V _e	0,46 m/s
X _s	0,34 m
L _{rebose}	0,43 m
B aquietamiento	1,28 m

Fuente: Elaboración propia

Perfil hidráulico

$$Q = Q_{MD} + Req. planta purificacion$$

$$Q = 0.0157 \text{ m}^3/s + 0.0006 \text{ m}^3/s$$

$$Q = 0.02 \text{ m}^3/s$$

Tabla 76. Perfil hidráulico.

Perfil hidráulico	
Q	0,02 m ³ /s

Fuente: Propia

Perdidas entrada cámara de quietamiento

$$V_1 = Vr$$

$$V_1 = 1.6842 \text{ m}^3/s$$

$$V_2 = \frac{Q}{\text{Profundidad}_{\text{camara de quietamiento}} * \text{Ancho}_{\text{camara de quietamiento}}}$$

$$V_2 = \frac{0.02 \text{ m}^3/s}{1.50 \text{ m} * 0.43 \text{ m}}$$

$$V_2 = 0,03 \text{ m/s}$$

$$h_m = K \left[\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right]$$

$$h_m = 0.2 \left[\frac{(1.6842 \text{ m/s})^2 - (0.03 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} \right]$$

$$h_m = 0,03 \text{ m}$$

Tabla 77. Pérdidas entrada cámara de quietamiento.

Pérdidas entrada cámara de quietamiento	
k	0,2
V ₁	1,6842 m/s
V ₂	0,03 m/s
h _m	0,03 m

Fuente: Propia

Perdida entradas zonas sedimentación

$$V_2 = \frac{V_h}{100}$$

$$V_2 = \frac{0.27 \text{ cm/s}}{100}$$

$$V_2 = 0,0027 \text{ m/s}$$

$$h_m = K \left[\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right]$$

$$h_m = 0.1 \left[\frac{(0.03 \text{ m/s})^2 - (0.0027 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} \right]$$

$$h_m = 0.000003 \text{ m}$$

Tabla 78. Pérdidas entradas zona sedimentación.

Pérdidas entradas zona sedimentación	
k	0,1
V ₁	0,03 m/s
V ₂	0,0027 m/s
h _m	0,0000033 m

Fuente: Propia

Perdidas por las pantallas inicial y final

$$A_0 = \text{Ancho} * \left(\frac{h}{2}\right)$$

$$A_0 = 0.43 \text{ m} * 2.25 \text{ m}$$

$$A_0 = 0.96 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{1}{2g} * \left(\frac{Q}{cd * A_0}\right)^2$$

$$h = \frac{1}{2(9.81 \text{ m/s}^2)} * \left(\frac{0.02 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 * (0.96 \text{ m}^2)} \right)^2$$

$$h = 0,00004 \text{ m}$$

Tabla 79. Pérdidas por las pantallas inicial y final.

Pérdidas por las pantallas inicial y final	
A ₀	0,96 m ²
H	0,000041 m

Fuente: Propia

Calculo de los diámetros de tubería de excesos y lavado

Tabla 80. Diámetros tubería exceso y lavado.

Diámetros tubería exceso y lavado	
Tubería exceso	
Diámetro pulgadas	6 pulg.
Diámetro metros	0,16086 m

Fuente: Propia

Tubería de excesos = 6"

Tubería de lavado

Cota de entrega del desague de lavado = 1293.50 (supuesto)

Cota lamina de agua sobre la tubería = cota lamina de agua a la entrada – perdidas

$$1295.0474 - 0.03 = 1295.0174$$

Suponiendo el diametro nominal = 6" Diametro = 0.16828 m

Tubería PVC RDE – 46, C = 150

Diametro real = 0.16086 m

Longitud aduccion = 80 m

Altura disponible = 1295.0174 – 1293.50 = 1.5174 m

Perdidas en conduccion:

Entrada normal : 2.50 m

Valvula de compuerta : 1.10 m

Codo radio corto : 4.90 m

Tee cambio de direccion : 10.00 m

Salida : 5.0 m

Tuberia : 80 m

Total : 103.5 m

$$J = \left(\frac{H}{L.E.} \right) = \frac{1.5174}{103.5} = 0.014 \text{ m/m}$$

$$Q_{inicial} = 0.2785 C * D^{2.63} * J^{0.54} = 0.2785 * 150 * 0.16086^{2.63} * 0.014^{0.54} = 0.034 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{0.034 \text{ m}^3/\text{s} * 4}{\pi * 0.16086^2} = 1.672 \text{ m/s}$$

$$= \frac{V^2}{2 * g} = \frac{1.672^2}{2 * 9.81} = 0.142 \text{ m}$$

$$Cd = \frac{Q}{Ao * \sqrt{2 * g * H}} = \frac{0.034 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0203 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9.81 * (1 + 1.50)}} = 0.23$$

Tiempo de retención:

$$t = \frac{2 As}{Cd * Ao \sqrt{2 g}} * H^{\frac{1}{2}} = \frac{2 * 6.56 \text{ m}^2}{0.23 * 0.0203 \sqrt{2 * 9.81}} * 1.51^{\frac{1}{2}} = 1350 \text{ seg} = 22.5 \text{ min}$$

Para el tiempo de retención la resolución 330 del 8 de junio de 2017 menciona que las partículas muy finas no deben tener un tiempo de retención menor de 20 min por lo cual cumple.

Cotas

Tabla 81. Cotas (Desarenador).

Cotas	
Cota batea tubería entrada	1.294,925 m
Cota lamina agua tubería entrada	1.295,00 m
Cota lamina agua cámara aquietamiento	1.294,97 m
Cota cresta del vertedero cámara de aquiet.	1.294,91 m
Cota fondo cámara aquiet.	1.293,47 m
Cota lamina agua en zona de sedimentación	1.294,97 m
Cota de la corona muro desarenador	1.295,30 m
Cota inferior pantallas de entrada y salida	1.292,72 m
Cota fondo profundidad útil sedimentos	1.290,47 m
Cota placa fondo entrada y salida desarenador	1.289,67 m
Cota placa fondo en punto de desagüe	1.289,47 m
Cota batea tubería lavado	1.289,47 m
Cota clave tubería de lavado	1.289,49 m
Cota cresta vertedero salida	1.294,93 m
Cota lamina agua de recolección	1.294,78 m
Cota fondo cámara de recolección (supuesta)	1.294,28 m
Cota fondo cámara de recolección (calculada)	1.294,78

Fuente: Propia

La identificación de las dimensiones del desarenador se puede analizar en los anexos Imagen 54 desarenador vista en planta, Imagen 55 desarenador vista longitudinal e Imagen 56 desarenador vista transversal.

4.4.4 Diseño línea de conducción

Datos de entrada

Tabla 82. Datos de entrada.

PERIODO DE DISEÑO (años)	25
QMD (m ³ /s)	0,0157
COTA DE LAMINA DE AGUA A LA SALIDA DEL DESARENADOR (m)	1294,78
COTA DE DESCARGA EN EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (m)	1097

Fuente: Propia

A través de Google Earth Pro se definió una posible línea de conducción, donde además se extrajo las respectivas cotas que contiene el terreno.

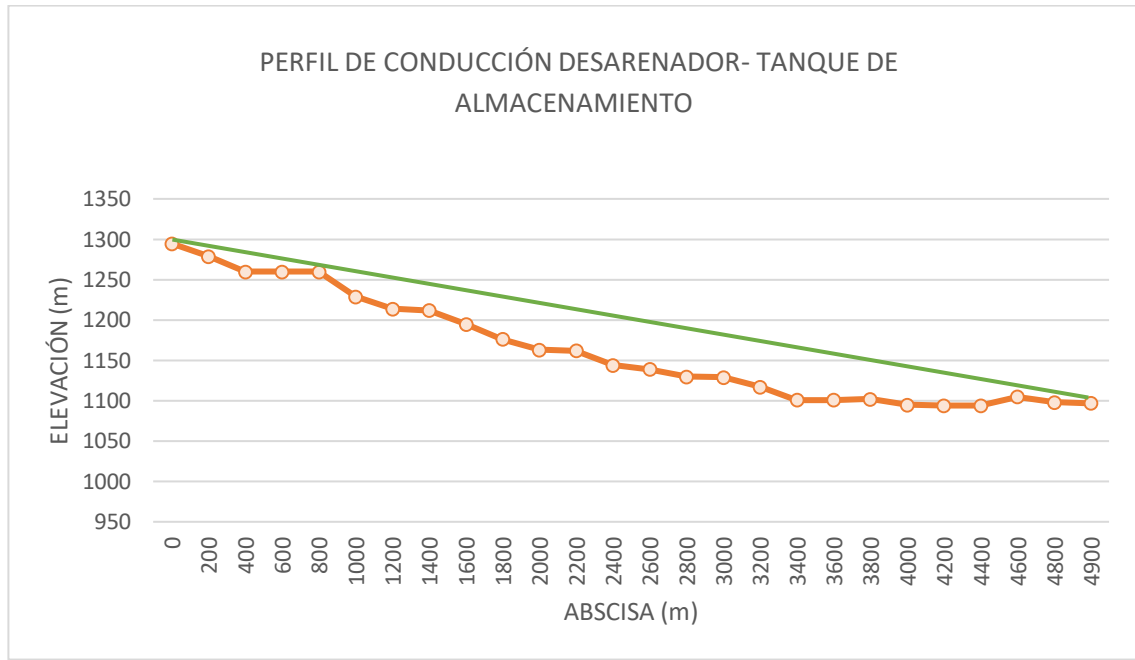
Imagen 43. Trazado de conducción



Fuente: Google Earth Pro

Trazado de la rasante, cota clave y línea piezométrica, los valores correspondientes a la tabla se pueden verificar en los anexos como perfil de la conducción.

Gráfico 22. Perfil de conducción desarenador- tanque de almacenamiento.



Fuente: Propia

Para entender de donde salieron los valores del perfil de conducción se necesita dirigir hacia los anexos en la Imagen 49 perfil de conducción de la tubería y Tabla 109 datos de la conducción.

Se verifica la presión máxima a la cual trabajara la tubería

Tabla 83. Presión de diseño.

PRESIÓN DE DISEÑO	
PRESION ESTATICA MAXIMA (EN ABSCISA 10400) (mca)	201,58
PRESION DE DISEÑO (mca)	262,0597

Fuente: Propia

Se elige el tipo de tubería a utilizar

Tabla 84. Datos tubería.

DATOS TUBERIA	
CLASE DE TUBERIA= RDE 13,5, TIPO 1, GRADO 1- PAVCO UNION PLATINO	
PRESION DE TRABAJO= 22,14 KG/CM2 =221mca	
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE HAZEN-WILLIAMS (C) (150)	

Fuente: Propia

Se calculan los diámetros que se implementara en la conducción

Tabla 85. Calculo de diámetro.

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H) (m)	197,7844
LONGITUD REAL DE TUBERIA (L) (m)	5031,16
PERDIDA DE CARGA UNITARIA (J) (m/m)	0,039312
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS (m)	0,046448
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	4"

Fuente: Propia

Se toma una alternativa de diseño para un cambio de diámetro de tubería

ALTERNATIVA DE DISEÑO

La referencia de la tubería a utilizar se encuentra en el anexo Imagen 48 referencia de tubería de conducción.

Tabla 86. Alternativa de diseño para tubería de 4".

PARA TUBERIA DE 4"

	IN	MM
PARA EL DIAMETRO NOMINAL DE	4	97,38
DIAMETRO EXTERNO		114,3
ESPELOR DE LA PARED DEL TUBO		8,46
DIAMETRO INTERNO REAL		97,38

J1	0,038362
V1	2,107998
$V1^{2/2G}$	0,226486

Fuente: Propia

Tabla 87. Alternativa de diseño para tubería de 6".

PARA TUBERIA DE 6"

	IN	MM
PARA EL DIAMETRO NOMINAL DE	6	143,34
DIAMETRO EXTERNO		168,28
ESPESOR DE LA PARED DEL TUBO		12,47
DIAMETRO INTERNO REAL		143,34

J2	0,005837
V2	0,972915
$V2^{2/2G}$	0,048245

Fuente: Propia

Se calcula la longitud de cada uno de los diámetros a utilizar

Tabla 88. carga hidráulica total.

CARGA HIDRÁULICA TOTAL		
L1 TUBERIA EN 4"	4878,067	m
L2 TUBERIA EN 6"	153,0934	m

Fuente: Propia

Se analiza las pérdidas de cada uno de los accesorios que tendrá la tubería

Tabla 89. Perdidas por codos.

CALCULO DE LAS PERDIDAD DE ENERGIA		
PERDIDAS POR CODOS		
8 CODO DE 90° EN 4"	0,25	2
4 CODO DE 22,5° EN 4"	0,12	0,24
hm	2,24	

Fuente: Propia

Tabla 90. Perdidas por válvulas de control.

PERDIDAS POR VALVULAS DE CONTROL		
K	0,2	
8 VALVULA EN 4"	8	0,530693
1 VALVULAS EN 6"	1	0,226486
hm	0,151436	

Fuente: Propia

Tabla 91. Perdidas por la tee.

PERDIDAS POR LA TEE		
DE PASO DIRECTO (PURGA) EN 4" (K)		0,6
DE PASO LATERAL (SALIDA DESARENADOR) EN 4" (K)		1,3
hm		0,091665

Fuente: Propia

Tabla 92. Perdidas por reducción gradual (de 6" a 4").

PERDIDAS POR REDUCCIÓN GRADUAL (DE 6" A 4")		
D1/D2=		1,472128
K		0,22
hm		0,049827

Fuente: Propia

Tabla 93. Perdidas por entrada normal al tubo (6").

PERDIDAS POR ENTRADA NORMAL AL TUBO (6")		
hm		0,024122

Fuente: Propia

Tabla 94. Perdidas por salida (4").

PERDIDAS POR SALIDA (4")		
hm		0,226486

Fuente: Propia

Tabla 95. Pérdidas totales.

PERDIDAS TOTALES		
		2,78353649

Fuente: Propia

Se recalcula el diámetro

Tabla 96. Calculo de diámetro.

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H)	195,0009
LONGITUD REAL DE TUBERIA (L)	5031,16
PERDIDA DE CARGA UNITARIA (J)	0,038759
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS	0,046626
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	4"

Fuente: Propia

Tabla 97. Carga hidráulica total.

CARGA HIDRAULICA TOTAL	
L1 TUBERIA EN 4"	4859,456
L2 TUBERIA EN 6"	171,7039

Fuente: Propia

Línea piezometrica para cada tramo de diferente diámetro

Tabla 98. Línea piezometrica para tramo en 6" y 4".

TRAMO EN 6"	
COTA PIEZOMETRICA AL INICIO	1294,784
COTA PIEZOMETRICA AL FINAL	1291,15

TRAMO EN 4"	
COTA PIEZOMETRICA AL INICIO	1291,15
COTA PIEZOMETRICA AL FINAL	1104,278

Fuente: Propia

Se comprueba el golpe de ariete

Tabla 99. Comprobación del golpe de ariete.

COMPROBACIÓN DEL GOLPE DE ARIETE	
VALVULA ABSCISA 1800	
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD (K)	18
DISTANCIA REAL AL DESARENADOR	1825
COTA	1176
DIAMETRO 4" (mm)	97,38
ESPELOR DE LA PARED (mm)	8,46
VELOCIDAD (m/s)	2,107998
CELERIDAD DE LA ONDA (C)	619,3655
FASE DE TUBERIA (T)	5,893128
Ha	133,0909

Fuente: Propia

Tabla 100. Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión.

TIEMPO DE MANIOBRA PARA NO SOBREPASAR LA PRESIÓN	
PRESION ESTATICA SOBRE LA VALVULA	68,78
PRESION TOTAL SOBRE LA VALVULA	201,8752

Fuente: Propia

Se conocen las condiciones bajo las cuales estará la tubería

Tabla 101. Condiciones que trabaja la línea de conducción.

VALVULA ABSCISA 3600:	
RELACION DE MODULOS DE ELASTICIDAD (K)	18
DISTANCIA REAL AL DESARENADOR	3625
COTA	1101
DIAMETRO 4" (mm)	97,38
ESPELOR DE LA PARED (mm)	8,46
VELOCIDAD (m/s)	2,107998
CELERIDAD DE LA ONDA (C)	619,3655
FASE DE TUBERIA (T)	11,70553
Ha	133,0909

Fuente: Propia

Tabla 102. Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión.

TIEMPO DE MANIOBRA PARA NO SOBREPASAR LA PRESIÓN	
PRESION ESTATICA SOBRE LA VALVULA	73,78
PRESION TOTAL SOBRE LA VALVULA	206,8752

Fuente: Propia

Tabla 103. Tiempo de maniobra.

TIEMPO DE MANIOBRA	
PRESION DISPONIBLE PARA EL GOLPE DE ARIETE	276,2156
TIEMPO DE MANIOBRA	5,640155

Fuente: Propia

4.4.5 Tanque de almacenamiento

El diseño del tanque se decidió realizarse por medio del programa AYA del libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados.

En la siguiente Imagen se observa los datos de entrada para ejecutar el software, nos indica una población (la población de proyección) y un caudal que según la resolución 330 del 8 de junio de 2017 es QMD en L/s).

Imagen 44. Tanque programa AYA.



The image shows a vertical software interface for the AYA program. It is divided into three main sections: 'Datos Iniciales', 'Entrada', and 'Salida'.
1. 'Datos Iniciales': Contains two input fields. The first is labeled 'Población:' followed by a blue rectangular input box and the unit 'hab.'. The second is labeled 'Caudal:' followed by another blue rectangular input box and the unit 'L/s'.
2. 'Entrada': Contains two radio button options: 'Gravedad' (which is selected) and 'Bombeo'.
3. 'Salida': Contains two radio button options: 'Manual' and 'Archivo'.
At the bottom of the interface are two buttons: 'Actulizar' and 'Terminar'.

Fuente: Programa AYA, Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

Los datos ingresados fueron la población proyectada hasta el año 2044 (6051 habitantes) y el caudal calculado con la proyección de 0,0157 m³/s y 15,7 L/s. Para los valores de volumen de consumo horario (%) para 24 horas se tuvo presente valores relacionados con el libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados debido que no se obtuvieron los datos reales del consumo horario de la población.

Imagen 45. Datos en el tanque programa AYA.

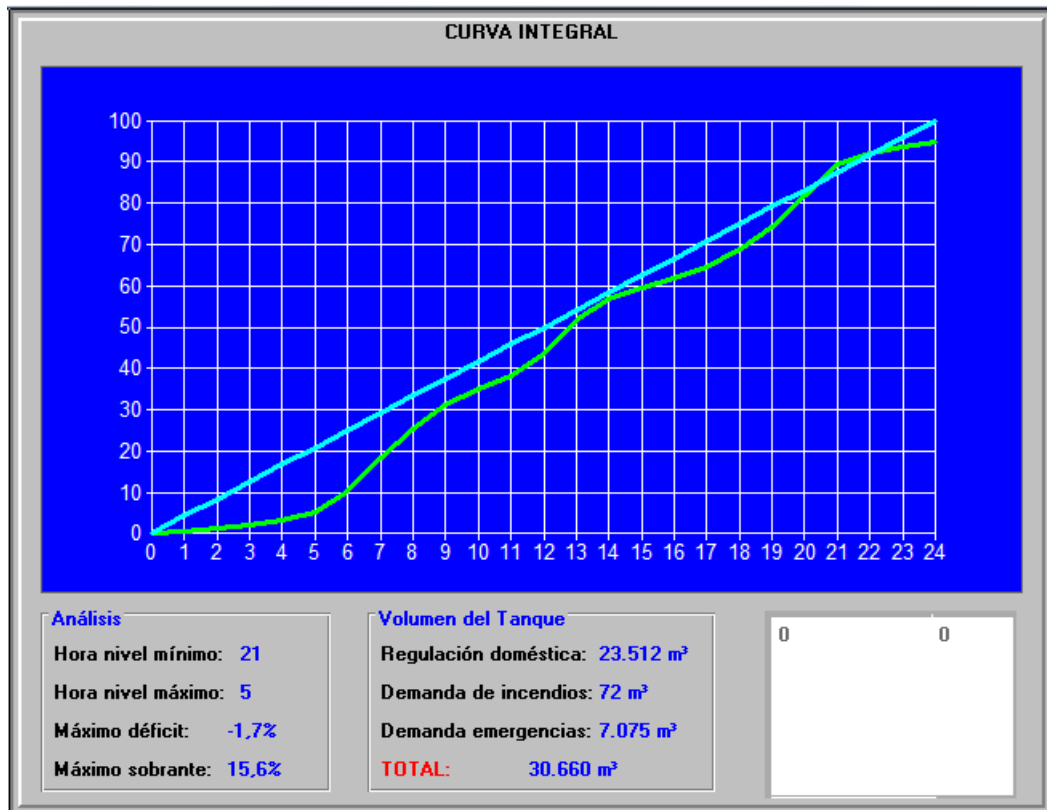
The screenshot shows the AYA program interface. On the left, there are input fields for 'Población' (6051 hab.) and 'Caudal' (15.7 L/s). Below these are radio buttons for 'Entrada' (Gravedad selected, Bombeo unselected) and 'Salida' (Manual selected, Archivo unselected). At the bottom left are 'Actulizar' and 'Terminar' buttons. On the right, a table titled 'HIDROGRAMA SALIDA' displays hourly volume percentages. A blue bar at the top right shows the value '100'.

Hora	Vol. , %
0 - 1	0,5
1 - 2	0,8
2 - 3	0,9
3 - 4	1
4 - 5	2
5 - 6	5
6 - 7	8
7 - 8	7
8 - 9	6
9 - 10	4
10 - 11	3
11 - 12	5,5
12 - 13	8
13 - 14	5
14 - 15	3
15 - 16	2
16 - 17	3
17 - 18	4
18 - 19	5,5
19 - 20	8
20 - 21	7
21 - 22	3
22 - 23	1,5
23 - 24	1

Fuente: Programa AYA, Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

Al ejecutar el programa se obtiene la siguiente curva integral con sus respectivos datos, la línea azul muestra el suministro y la verde entrega el comportamiento del consumo a través de 24 horas

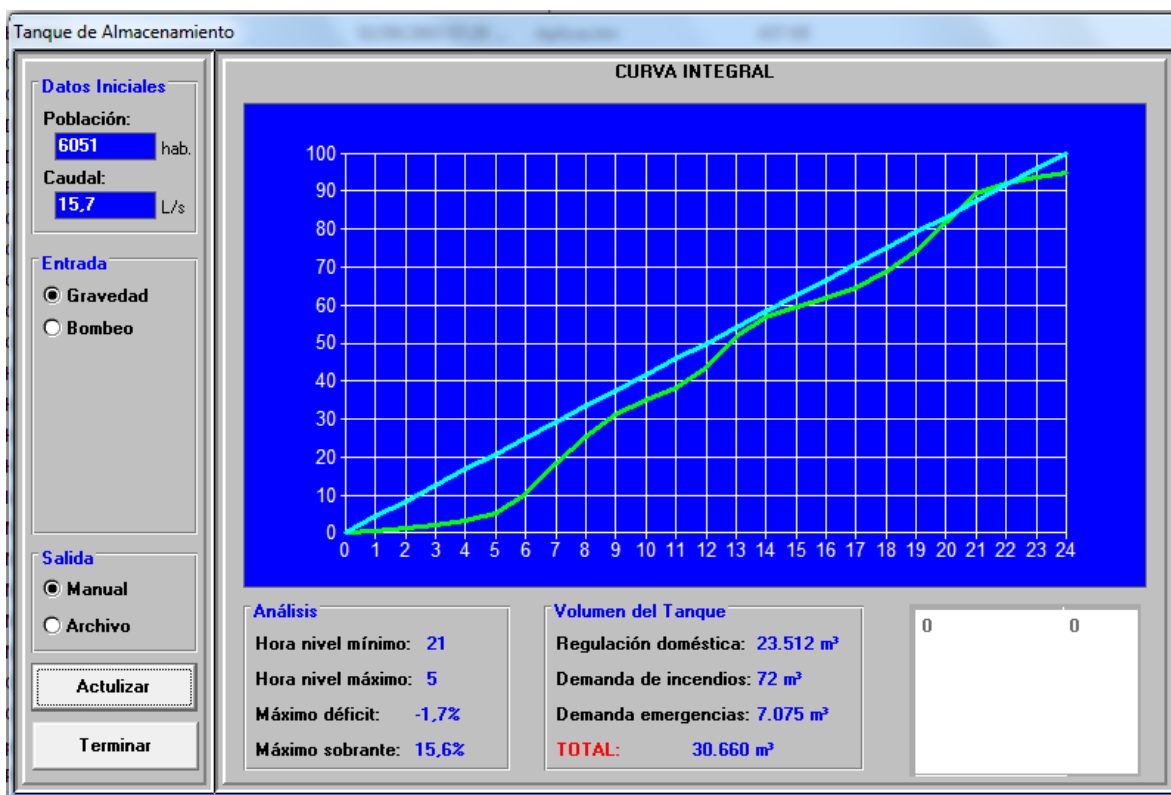
Imagen 46. Curva integral del tanque programa AYA.



Fuente: Programa AYA, Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

En el análisis del software se verifica el nivel mínimo en la hora 21, el nivel máximo en la hora 5, un déficit máximo de -1,7% y un máximo sobrante de 15,6%, por otra parte, el volumen del tanque únicamente tendrá en cuenta la regulación doméstica de 23,512 m³ y la demanda de emergencia de 7,075 m³ para un volumen total de 30,660 m³, se podría mencionar que aproximadamente las dimensiones del tanque serían 3 metros de altura, 3,2 metros de ancho y largo.

Imagen 47. Datos entregados del tanque programa AYA.



Fuente: Programa AYA, Elementos de diseño de acueductos y alcantarillados de Ricardo Alfredo López Cualla.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

FUENTE ALTERNATIVA

Con las tres fuentes que se abastece el municipio generan 7 L/s, la fuente propuesta suministra 10.2 L/s con la calibración de datos que se realizó, esto demuestra que la fuente nueva es lo suficientemente adecuada para la comunidad. Por otra parte, los datos de caudales de la CAR son soporte para conocer este valor.

Tabla 104. Análisis de la captación.

FUENTES DE CAPTACIÓN	
FUENTES ACTUALES	FUENTE PROPUESTA
Q. El Palmar, Q. El Gallinazo y Q. El Raizal	Q. El Tigre
CAUDAL DE CAPTACIÓN	
7 L/s	10,2 L/s modelado con los datos entregados por la CAR y calibrado sus valores con HEC-HMS

Fuente: Propia

Tabla 105. Análisis de la población.

POBLACIÓN	
POBLACIÓN ACTUALES	POBLACIÓN PROYECTADA
Actualmente para el municipio por datos del DANE se encuentran 3089 habitantes	De acuerdo a la población proyectada para el diseño de 25 años (2019-2044) se encontraran en el municipio 6051 habitantes

Fuente: Propia

BOCATOMA

Como se puede observar en el capítulo de análisis técnico de las obras se corrobora que el municipio no cuenta con una estructura apta de captación, de acuerdo a lo mencionado y a los resultados del diseño obtenidos se propone diseñar una bocatoma de fondo debido que el río no es tan ancho y sus caudales lo permiten, asegurando de esta manera una buena captación con su respectiva rejilla evitando la entrada al acueducto de partículas de gran tamaño, de esta manera se diseñara una bocatoma con las siguientes características:

Tabla 106. Análisis diseño de la bocatoma.

DISEÑO DE LA BOCATOMA			
CAPTACIÓN ACTUAL	CAPTACIÓN DISEÑADA		
Estructura compuesta por una tubería en PVC de 2 1/2" la cual no contiene una rejilla	Condiciones iniciales		
	Caudal de diseño	0,0315	m ³ /s
	Ancho del río	5	m
	Ancho de la presa	4	m
	Diseño de la rejilla		
	Longitud	0,8	m
	Ancho de la rejilla	0,4	m
	Diámetro de barrotes	3/4	in
	Separación entre barrotes	0,05	m
	Canal de aducción		
	Espesor muro	0,3	m
	Borde libre	0,15	m
	Ancho canal de aducción	0,4	m
	Altura de los muros	0,3	m
	Diseño cámara de recolección		
	Longitud cámara de recolección	1,5	m
	Ancho cámara de recolección	1,2	m
	Muros de contención		
	Altura muros de contención	1,0	m

Fuente: Propia

LINEA DE ADUCCIÓN

La tubería presenta un diámetro pequeño considerando el nuevo diámetro por lo cual al cambiarla garantizara la cantidad necesaria que se requiere, además que se mejorara el transporte y las perdidas:

Tabla 107. Análisis diseño línea de aducción.

DISEÑO LINEA DE ADUCCIÓN			
ADUCCIÓN ACTUAL	ADUCCIÓN DISEÑADA		
<p>La aducción que se presenta resulta ser la misma tubería en la cual se realiza la captación, de PVC con diámetro de 2 1/2" aproximadamente 80 m de longitud , no se reconoce la pendiente bajo la cual actuara.</p>	LINEA DE ADUCCION		
	Caudal	0,0157	m ³ /s
	Longitud	150	m
	Pendiente	2,88	%
	Diámetro Tubería PVC comercial	6	pulg
	rugosidad	0,009	
	Relaciones hidráulicas para la tubería		
	Q/Qo	0,35	
	Vr/Vo	0,76	
	d/D	0,46	
	R/Ro	0,95	
	Vr	1,6842	m/s
	Esfuerzo cortante	10,79	N/m ²

Fuente: Propia

DESARENADOR

De acuerdo a la visita que se realizó y al análisis técnico de las obras se encontró con una estructura sin mantenimiento además de ningún tipo de control o seguridad para la entrada al tanque es por ese motivo que se compara sus características con las que se obtuvieron del diseño, por consiguiente, el nuevo desarenador garantizara que las partículas realicen el proceso de sedimentación por acción de la gravedad con las siguientes dimensiones:

Tabla 108. Análisis diseño desarenador.

DISEÑO DESARENADOR				
DESARENADOR ACTUAL	DESARENADOR DISEÑADO			
Las dimensiones que tiene la estructura son 90 cm de ancho, 3,5 m de largo y 3 m de profundidad, debido a la humedad del sitio se muestra deterioro en la estructura y no presenta mantenimiento.	Caudal de diseño	0,0157	m ³ /s	
	Numero de módulos	2	un	
	Grado desarenador	1		
	Relación longitud - ancho	L=4	m	
		B=1	m	
	Parámetros de sedimentación			
	Área superficial del tanque	6,56	m ²	
	Ancho del tanque	1,28	m	
	Longitud del tanque	5,12	m	
	Carga hidráulica del tanque	0,00239162	m ³ /m ² *s	
	Velocidad de sedimentación	0,957	cm/s	
	Vertedero de salida			
	Altura vertedero de salida	0,04	m	
	Longitud vertedero de salida	0,47	m	
	Borde libre	0,2	m	
	Pantalla de salida			
	Profundidad	2,25	m	
	Distancia al vertedero de salida	0,53	m	
	Pantalla de entrada			
	Profundidad	2,25	m	
	Distancia a la cámara de quietamiento	1,28	m	
	Almacenamiento de lodos			
	Profundidad máxima	1	m	
	Pendiente transversal	15,6	%	
	Pendiente longitudinal en L/3	11,7	%	
	Pendiente longitudinal en 2L/3	10	%	
	Cámara de quietamiento			
	Profundidad	1,5	m	
Ancho	0,43	m		
Largo	1,0	m		

Diámetro tubería exceso y lavado			
Diámetro	6	in	
Diámetro	0,16086	m	

Fuente: Propia

LINEA DE CONDUCCIÓN

Los problemas bajo los cuales se encuentra la línea son por falta de mantenimiento además que la tubería presenta diámetros de 3 y 4 pulgadas con una longitud de 7 kilómetros por lo cual el nuevo diseño presenta diámetros de 4 y 6 pulgadas con longitud de 5 kilómetros, esto generara un mejor transporte, pero con menores gastos en cuanto a valor económico, las características son:

Tabla 109. Análisis diseño línea de conducción.

DISEÑO LINEA DE CONDUCCIÓN			
CONDUCCIÓN ACTUAL	CONDUCCIÓN DISEÑADA		
La conducción que se encuentra es una tubería de PVC de 4" y 3" su longitud total es de 7 kilómetros, por otra parte no se reconocen perdidas de energía en el sistema.	LINEA DE CONDUCCION		
	Presión Estática máxima	201,58	m.c.a.
	Presión de diseño	262,0597	m.c.a.
	Datos de la tubería		
	PAVCO UNION PLATINO	13,5	RDE
	Presión de trabajo	221	m.c.a.
	Diámetro mínimo con el que trabaja la tubería	4	pulg
	Diámetro con el que puede trabajar la tubería	6	pulg
	Longitud de 4"	4859,45	m
	Longitud de 6"	171,703	m
Pérdidas totales en accesorios de la tubería	2,7835	m	

Fuente: Propia

TANQUE

El volumen que presenta el tanque es de 18 m^3 , por lo que el diseño presenta un nuevo volumen de 30.66 m^3 ya que este es para la proyección de 25 años:

Tabla 110. Análisis diseño tanque de almacenamiento.

DISEÑO TANQUE DE ALMACENAMIENTO			
TANQUE ACTUAL	TANQUE DISEÑADO		
Tiene aproximadamente un volumen de 18 m^3 un ancho de 2,5 m un largo de 3 m y un alto de 2,5 m	Dimensiones		
	Largo	3,2	m
	Ancho	3,2	m
	Alto	3	m
	Volumen	30,66	m^3

Fuente: Propia

6. CONCLUSIONES

- El municipio necesita el suministro de agua potable igual que otras poblaciones para el desarrollo de las actividades diarias, por lo que es necesario que el municipio disponga de agua en cualquier momento del día de esta manera tanto la fuente propuesta como las diferentes estructuras diseñadas demuestran que serán lo suficientemente capaces para aceptar y garantizar un transporte de agua adecuado que permita su uso durante todo el día, así mismo cuando se requerían reparaciones en las estructuras.

Se suplió las necesidades de encontrar una sola fuente de abastecimiento con condiciones adecuadas que permita el suministro de agua al municipio en épocas de verano, gracias a los datos obtenidos de la CAR se satisfará el requerimiento del servicio de agua.

- Contemplando el respectivo análisis hidrológico de la zona de estudio se logró determinar que nuestra fuente propuesta (Quebrada El Tigre) es lo suficientemente apta para entregar el caudal que necesita la población a un futuro (Qmd: 0,01214 m³/s, QMD: 0,0157 m³/s y QMH: 0,0252 m³/s) puesto que actualmente genera según los datos de la CAR una oferta media de caudal de 1,048 m³/s (como se evidencia en los anexos de valores máximos mensuales de caudales realizando su respectivo promedio para el 2018), se puede concluir que la fuente en la mayor parte del año resulta ser óptima para el abastecimiento del municipio, además de tener presente que no todo el caudal va a ser utilizado para el abastecimiento del municipio.
- Estableciendo el uso del software HEC-HMS con su respectiva calibración se demostró que para un periodo de retorno de 5 años (lo máximo que se puede conocer por datos de valores mensuales de caudales de la CAR) la fuente sigue generando un caudal mayor por consiguiente es excelente fuente de demanda.
- Aunque se tenía información mínima (precipitación, caudales y temperaturas) debido a la falta de estaciones del IDEAM y la CAR, es necesario conocer que para tener un correcto análisis hidrológico es necesario tener mayor información que certifique realmente los resultados y datos que se obtenga para de esta manera no llegar a generar incertidumbres y garantizar la función del estudio para apoyo y certificación de la comunidad.
- Gracias a la información geográfica ejecuta y procesada en ArcGIS, se logró estudiar y describir de una forma adecuada la morfometría de la cuenca y subcuencas de estudio, debido que es importante conocer el comportamiento

de la cuenca para entender su tamaño, forma y pendiente ya que de estas variables depende el caudal recibido.

- El planteamiento de diseño calculado resulta ser de gran beneficio y ayuda para la comunidad, teniendo en cuenta que se desarrolló bajo una serie de parámetros obtenidos de la resolución 330 de 2017 y el título B de la RAS 2010, que entregan total seguridad de funcionalidad y servicio hay las necesidades de la comunidad como son:

La bocatoma del diseño ya presenta una rejilla con dimensiones de ancho 0.40 m y largo de 0.80 m y barras de $\frac{3}{4}$ " con espaciamiento de 0.05 m y 12 orificios que garantizan la restricción de objetos de gran tamaño.

En la línea de aducción se verificaron pendientes 2,88 %, velocidades entre 0,5 y 6 m/s y diámetro de 6" (mayor al existente) para que el agua pueda transitar de la mejor manera observando sus respectivas condiciones de flujo para tubo lleno.

El desarenador cumplió con sus dimensiones para generar una buena sedimentación de arcillas, arenas y lodos que llegue a presentar el agua a tratar.

Por su parte la línea de conducción y la topografía que se encuentra en el sitio, se logró el diseño por gravedad más óptimo para la trayectoria del agua al municipio, aproximadamente 5 km.

El tanque proporciona unas dimensiones adecuadas para almacenar el volumen que necesita la población para su respectiva reserva.

Este diseño certifica que realmente se mejoraran las estructuras hidráulicas que componen el sistema de acueducto con el fin de mejorar la prestación del servicio, la eficiencia y el costo operacional para los usuarios del servicio.

- El desarrollo del presente trabajo social generó la complementación de los procesos técnicos y teóricos adquiridos como estudiantes durante el proceso de formación como ingenieros civiles ya que con estos conocimientos se resolvió un problema comunitario que realmente se necesita, como se pudo observar en el correspondiente capítulo de análisis técnico de las obras.
- Se propone tener presente realizar la correcta construcción, adecuación y mantenimiento periódico correspondiente a cada una de las estructuras hidráulicas con el fin de conseguir que el servicio pueda ser el adecuado para que el agua llegue a cada habitante del casco urbano, además de ayudar a su conservación y vida útil.

- Por medio del desarrollo de los diferentes métodos de proyección de población se logró obtener un estimado de la cantidad de personas que habitaran en el municipio para un periodo de diseño de 25 años es decir el 2044 (total de habitantes para la fecha 6051).

7. RECOMENDACIONES

7.1 GENERALES

- Se obtiene un porcentaje alto de incertidumbre en cuanto a los datos proporcionados por instituciones como el IDEAM o la CAR ya que en algunos registros se evidencia la falta de datos, por otra parte, los años de los que se tienen valores son muy cortos para algunas variables hidrológicas, esto debido a que las estaciones son muy recientes.
- Para un correcto funcionamiento del acueducto es necesario establecer los diseños propuestos para las estructuras hidráulicas, ya que estos se encuentran diseñados y calculados con la normativa vigente (resolución 330 del 8 de junio de 2017) para de esta manera satisfacer la demanda y necesidad de la población.
- Se ejecutó un análisis hidrológico (de la zona) y de diseño (estructuras hidráulicas) para el mejoramiento del sistema, pero para garantizar una correcta implementación sería necesario diseños estructurales, procesos adecuados de construcción y un análisis de costos y presupuestos.
- Con lo que se percató en la visita es correcto decir que se necesita la implementación de un mantenimiento periódico con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de las diferentes estructuras que componen el sistema de acueducto con personal técnico y capacitado.
- Se necesita introducir instrumentos de protección en toda el área que contemple el sistema, con la finalidad de asegurar una correcta calidad del agua y la cantidad óptima que se requiere en la población, mediante una técnica de cerramiento (alambrado) para restringir el acceso de personas y animales.
- Para la optimización y el mejoramiento hacia un futuro se solicita tener la mayor información posible de hidrología, meteorología, topografía en caso de que se necesite ajustes para el abastecimiento.

7.2 ESPECIFICAS

FUENTE DE ABASTECIMIENTO

- El cumplimiento del caudal mínimo para asegurar el correcto suministro de agua hacia la población.
- Garantizar requisitos mínimos de calidad del agua para su consumo.

CAPTACIÓN

- Lo mínimo que se debe considerar es tener en la estructura de abastecimiento una rejilla que evite el tránsito de objetos de gran tamaño, para que estos no obstruyan el paso del agua.
- Tener en consideración que no todo el caudal que transite sobre la fuente debe ser de abastecimiento si no que un porcentaje debe seguir su flujo o circulación.

ADUCCIÓN

- Examinar todo el trayecto que comprenda la aducción puesto que este debe estar llevando el suministro constantemente.
- Observar que variables como diámetro, velocidades y pendientes se han lo suficiente dimensiona para que el flujo del agua sea el correcto.

DESARENADOR

- Debe cumplir con las recomendaciones mínimas de diseño y garantizar el adecuado desplazamiento o sedimentación de las partículas que la rejilla en la bocatoma no logro remover.
- Garantizar que la estructura contemple un cerramiento, en cual se prohíba el ingreso de partículas u objetos de gran tamaño ya que el agua se encuentra en proceso de tratamiento.

CONDUCCIÓN

- Observar que la tubería contenga los accesorios necesarios para que la conducción del agua sea lo más óptima posible.

- Las presiones con las cuales fluya el agua deben ser menores a las que trabaja la tubería.

TANQUE

- El volumen que contenga el tanque debe ser el mínimo para que se pueda abastecer el municipio en un tiempo de sequía.
- Se debe realizar una impermeabilización tanto en el interior como en el exterior para evitar una filtración y humedad.
- Para su mantenimiento y limpieza en cada vértice del tanque se debe realizar una terminación en forma de media caña para evitar acumulación de sedimentos o partículas.

8. BIBLIOGRAFIA

- Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2012-2015)
- Alcaldía de Nimaima Plan de Desarrollo Nimaima Cundinamarca (2008-2011)
- Estudios Previos para la optimización del acueducto del municipio de Nimaima (2016) obtenido de Colombia licita Optimización poblado Nimaima https://colombialicita.com/documento/?p=/2017/2017Q2/2017/DEPREV/211001014/17-15-6472942/DEPREV_PROCESO_17-15-6472942_211001014_27781265.pdf&c=17-15-6472942
- Villada Ríos M. (2005). Colombian Rural Aqueducts: How a Grassroots Referendum Declaring Water a Commons and Human Right Strengthened a System of Local Water Administration. Artículo realizado a: Corporación Ecológica y Cultural Penca de Sábila, Colombia. Obtenido de: <http://www.ourwatercommons.org/sites/default/files/Colombia-rural-aqueducts-and-a-grassroots-referendum.pdf>
- Ospina Zúñiga O. & Ramírez Arcila H. (2010). Valuation methology for sanitary systems of aqueduct and sewage. Trabajo universitario. Universidad Cooperativa de Colombia. Programa de Ingeniería Civil Seccional Ibagué, Colombia. Obtenido de:
<http://www.redalyc.org/service/redalyc/downloadPdf/496/49622358020/1>
- Martínez Pérez A. S. (2015). ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL DE LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE PARA POTABILIZACIÓN DEL AGUA (PTAP) EN LOS MUNICIPIOS DE ALBAN, NIMAIMA Y NOCAIMA DE LA PROVINCIA DEL GUALIVA DEL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA TENIENDO EN CUENTA EL ASEGURAMIENTO DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.
- IGAC – Geoportal. (2018). MUNICIPIO DE NIMAIMA. Obtenido de <http://sigot.igac.gov.co>
- CLIMATE-DATA.ORG. (2018). CLIMA: COLOMBIA. Obtenido de CLIMA: NIMAIMA: <https://es.climate-data.org/location/49892/>
- DANE, D. (2018). DANE. Obtenido de <https://censo2018.dane.gov.co/sobre-censo>

- Google Maps. (2018). Mapa municipio de Nimaima. Obtenido de <https://www.google.com/maps/place/Nimaima,+Cundinamarca/@5.1264712,-74.3943048,15z/data=!4m5!3m4!1s0x8e408deec30405eb:0xac561fb9cb74c1c1!8m2!3d5.12645!4d-74.38555!5m1!1e4>
- Pinzón Burgos, H. & Vargas Galindo, W. J. (2015). ESTUDIO DE LA VIABILIDAD TÉCNICO- ECONÓMICO PARA LA CAPTACIÓN DE AGUA POTABLE SUPERFICIAL. CASO ACUEDUCTO DE PUERTO BOYACÁ, BOYACÁ. Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.
- Llano Arias V. (2015). Community knowledge sharing and co-production of water services: Two cases of community aqueduct associations in Colombia. Water Alternatives. Trabajo universitario. Artículo realizado a: University College Dublin. Obtenido de: <http://www.water-alternatives.org/index.php/all-abs/282-a8-2-5/file>
- Jiménez Aldana M. (2016). Integral Network Management: A Case Study of Bogotá and the Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá, EAB ESP. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Obtenido de <https://www-sciencedirect-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/search?q=acueductos&show=25&sortBy=relevance>
- Jiménez Aldana M. & Santana López F. (2016). Water Distribution System of Bogotá city and its surrounding area, Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá – EAB E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis, WDSA2016. Bogotá, Obtenido de <https://www-sciencedirect-com.ucatolica.basesdedatosezproxy.com/search?q=acueductos&show=25&sortBy=relevance>
- Bermúdez Jiménez D. E. & Martínez Raga A. (2016). EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DE LA QUEBRADA LA CHORRERA PARA LA VERIFICACIÓN DE LOS NIVELES MÁXIMOS Y MÍNIMOS EN LA CAPTACIÓN DEL CENTRO POBLADO LA MAGDALENA, MUNICIPIO DE QUEBRADANEGRA-CUNDINAMARCA. Bogotá: Facultad de Ingeniería, Universidad Católica de Colombia.
- Garcés Ricardo, J. I & Caicedo Escamilla D. A. (2016). DIAGNOSTICO TÉCNICO DEL ACUEDUCTO URBANO DEL MUNICIPIO DE QUIPILE CUNDINAMARCA. Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.

- Arboleda Triviño, A. F. & Ruiz Corredor, B. A. (2017). IAGNÓSTICO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE MESITAS DEL COLEGIO (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.
- Salazar Giraldo, M. P. (2017). Water Distribution and Drainage Systems of Aburrá Valley, Colombia- Empresas Públicas de Medellín E.S.P. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817313383>
- Londoño L., Segre J. & Jaramillo M. (2017). Water Distribution System of Santa Marta city, Colombia. Artículo realizado a: XVIII International Conference on Water Distribution Systems Analysis. Bogotá, Obtenido de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817313401>
- Guerrón Rosero, J. A. & Pantoja Pipicano, J. M. (2018). PROPUESTA DE MEJORAMIENTO PARA LA ÓPTIMA OPERACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO LA PALMA (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia.
- Varela Pineda, I. C. (2018). DIAGNÓSTICO, EVALUACIÓN Y PROPUESTA DE MEJORA DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE APULO (CUNDINAMARCA). Bogotá: Facultad de Ingeniería. Universidad Católica de Colombia
- Minvivienda. (8 de Junio de 2017). Resolucion 330 . Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>
- MINAMBIENTE. (22 de Junio de 2007). Resolucion 2115. Obtenido de http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Legislaci%C3%B3n_del_agua/Resoluci%C3%B3n_2115.pdf
- MINAMBIENTE. (9 de Mayo de 2007). Decreto 1575. Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>
- MINAMBIENTE.(2014).Estudio Nacional del Agua. Obtenido de http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023080/ENA_2014.pdf
- RAS. (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Lists/ReglamentoAguaSaneamiento/AllItems.aspx>

- Lopez Cualla, R. A. (2003). Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería .
- Aparicio Mijares F. J. (1992). Fundamentos de Hidrología de superficie. México D.F.: Editorial Limusa.
- Bateman A. (2007). Hidrología Básica y Aplicada. Grupo de Investigación en Transporte de Sedimentos. Obtenido de <https://www.upct.es/~minaeees/hidrologia.pdf>
- MINAMBIENTE. IDEAM. (2018). GLOSARIO. Obtenido de <http://www.ideam.gov.co/web/atencion-y-participacion-ciudadana/glosario>
- Instituto Nacional de la Salud. (2011). Manual de Instrucciones para la Toma, Preservación y Transporte de Muestras de Agua de Consumo Humano para Análisis de Laboratorio. Bogotá. Obtenido de <https://www.ins.gov.co/sivicap/Documentacin%20SIVICAP/2011%20Manual%20toma%20de%20muestras%20agua.pdf>
- BH concretos. (2018). ¿Qué es la patología del concreto? Obtenido de <https://medium.com/@bhconcretos/qu%C3%A9-es-la-patolog%C3%ADa-del-concreto-2ad73130d336>
- Embid Irujo A. (1995). Las Obras hidráulicas de interés general. Centro de estudios políticos y constitucionales.
- IDEAM (2013). ZONIFICACIÓN Y CODIFICACIÓN DE UNIDADES HIDROGRÁFICAS E HIDROLÓGICAS DE COLOMBIA. Obtenido de: [http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIAS MAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf](http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/022655/MEMORIAS_MAPAZONIFICACIONHIDROGRAFICA.pdf)
- UNESCO (2012). UNESDOC Biblioteca Digital. GLOSARIO HIDROLÓGICO INTERNACIONAL. Obtenido de: <https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000221862>
- Vargas M. Rodrigo, Díaz Granados M. O. CURVAS SINTÉTICAS REGIONALIZADAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA. Obtenido de: Universidad de los Andes Bogotá D.C.
- CAR (CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA). Histórico de series hidrometeorológicas. Obtenido de: <https://www.car.gov.co/vercontenido/2524>

- Sánchez San Román F. J. HEC – HMS Manual elemental. Obtenido de:
<http://hidrologia.usal.es/Complementos/Hec-hms-4.pdf>
- MinTIC (MINISTERIO DE TECNOLOGIAS DE LA INFORMACIÓN Y COMUNICACIONES). Catálogo Nacional de Estaciones. Obtenido de:
<https://www.datos.gov.co/Ambiente-y-Desarrollo-Sostenible/Catalogo-Estaciones-IDEAM/n6vw-vkfe>
- IDEAM (2017). ATLAS CLIMATOLÓGICO, RADIACIÓN Y VIENTO. Obtenido de:
<http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023777/CLIMA.pdf>

9. ANEXOS

Tabla 111. Valores máximos mensuales de caudales.

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA												
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica												
VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m³/s)												
ESTACIÓN: 2306732 PASO DEL REJO												
Latitud	0507' S	X=N=1058170	Departamento	CUNDINAMARCA			Corriente	R. EL TIGRE		Categoría	LM	
Longitud	7424' W	Y=E=964064	Municipio	NIMAIMA			Cuenca	R. NEGRO		Fecha Instalación	02/01/2002	
Elevación	688 m.s.n.m		Oficina Provincial	6 GUALIVÁ					Fecha Suspensión			
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2007	0,232	0,002	0,002	2,377	0,753	0,2	0,02	0,2	0,168	1,727	1,727	2,052
2008	2,377	0,2	0,006	0,753	2,377	2,377	0,2	0,753	0,2	2,052	1,727	0,2
2009	1,438	1,13	20,344	8,905	6,113	0,562	0,338	0,286	0,338	1,818	0,75	5,21
2010	0,656	0,656	0,656	1,818	12,514	4,015	13,374	8,905	12,514	17,073	6,113	12,514
2011	4,015	4,791	12,514	29,601	29,601	12,514	4,791	6,113	4,791	6,113	10,26	12,514
2012	7,154	4,015	5,661	8,905							8,905	
2013			8,905	8,905	29,601	2,492	0,871	1,13	0,479	8,905	6,113	8,905
2014	2,028	2,492	29,601	1,818	22,72	13,374	1,438	1,284	8,905	2,492	8,905	0,75
2015	1,455	0,298	2,849	2,385	0,655	0,655	0,24	0,051	0,051	0,361	3,181	0,051
2016	1,699			5,993	0,922	3,181	0,137	0,051	0,092	0,428	1,699	0,655
2017	1,122	0,24	3,181	1,699	5,102					0,655	2,097	1,96
2018		0,137	0,655	1,699	1,699							
PROM	2,22	1,40	7,67	6,24	10,19	4,37	2,38	2,09	3,06	4,16	4,68	4,48

Fuente: Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca

Tabla 112. Valores mínimos mensuales de caudales.

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA												
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica												
VALORES MÍNIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m³/s)												
ESTACIÓN: 2306732 PASO DEL REJO												
Latitud	0507' S	X=N=1058170	Departamento	CUNDINAMARCA			Corriente	R. EL TIGRE		Categoría	LM	
Longitud	7424' W	Y=E=964064	Municipio	NIMAIMA			Cuenca	R. NEGRO		Fecha Instalación	02/01/2002	
Elevación	688 m.s.n.m		Oficina Provincial	6 GUALIVÁ					Fecha Suspensión			
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2007	0,002		0,001	0,001	0,041	0,003	0,006	0,027	0,073	0,027	0,192	0,168
2008	0,005	0,001	0,001	0,002	0,004	0,034	0,013	0,009	0,006	0,006	0,038	0,004
2009	0,192	0,337	0,286	1,148	0,444	0,213	0,156	0,156	0,192	0,192	0,52	0,408
2010	0,337	0,286	0,286	0,337	0,561	0,75	0,75	0,109	3,519	2,26	2,492	2,492
2011	1,817	0,75	2,039	2,028	1,723	1,77	2,77	3,049	3,049	4,014	4,791	1,817
2012	1,437	1,817	0,656	4,014							5,887	
2013			3,201	1,437	1,169	0,656	0,479	0,479	0,337	0,408	0,75	0,75
2014	0,797	0,75	0,75	0,75	1,284	1,437	0,75	0,871	1,284	0,52	0,408	0,337
2015	0,05	0,032	0,05	0,212	0,05	0,145	0,05	0,014	0,014	0,014	0,05	0,014
2016	0,014			0,24	0,329	0,186	0,05	0,014	0,014	0,014	0,05	0,298
2017	0,186	0,05	0,114	0,298	0,363					0,011	0,014	0,428
PROM	0,4837	0,5029	0,7384	0,9515	0,5968	0,57711	0,5582	0,52533	0,9431	0,7466	1,3811	0,6716

Fuente: Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca

Tabla 115. Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas.

VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS (mms)													
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	VR
1987													21.0
1988	37.0	55.2	36.2	62.5	28.6	46.5	38.9	25.0	29.0	26.6	78.0	83.3	83.3
1989	71.6	44.4	25.8	17.6	21.7	10.0	15.0	39.0	38.0	65.0	33.0	57.0	71.6
1990	39.0	35.0	28.3	81.0	78.0	17.0	29.5	3.9	31.0	68.1	35.1	56.5	81.0
1991	43.7	34.8	50.0	42.0	47.0	36.0	10.0	17.9	45.0	47.1	70.0	77.0	77.0
1992	30.0	30.0	38.2	59.0	45.0	35.2	3.0	15.5	24.2	17.5	40.5	50.0	59.0
1993	24.2	54.0	47.1	42.2	44.5	5.9	8.7	2.0	39.4	39.6	73.2	24.1	73.2
1994	28.1	44.2	49.4	79.2	31.5	3.3	10.0	11.6	79.2	74.3	55.1	36.1	79.2
1995	5.7	21.7	80.4	66.4	42.9	46.1	19.3	43.6	16.5	65.8	30.0	51.0	80.4
1996	38.4	51.5	55.3	29.6	25.3	54.5	19.5	36.1	17.9	44.6	48.0	22.2	55.3
1997	20.0	28.2	58.3	26.5	28.3	38.9	4.6	.0	41.5	39.2	62.4	36.9	62.4
1998	52.2	50.0	38.0	35.3	45.5	29.0	12.9	33.5	48.0	47.1	56.1	51.5	56.1
1999	44.9	61.5	43.1	50.0	26.3	16.0	5.0	87.3	31.5	85.0	49.5	68.0	87.3
2000	30.5	83.0	63.5	55.0	68.0	16.8	66.5	32.0	30.0	50.0	81.5	23.1	83.0
2001	41.5	42.6	116.0	7.5	34.5	43.5	12.0	.0	61.2	34.6	56.0	56.3	116.0
2002	29.5	27.0	49.0	52.3	20.0	9.6	47.2	41.3	29.6	44.5	14.9	69.0	69.0
2003	22.4	31.7	24.6	46.5	17.5	37.5	17.9	32.2	64.0	46.0	92.9	25.4	92.9
2004	70.0	28.2	49.4	69.0	68.1	2.5	15.1	13.7	25.9	30.0	42.0	12.2	70.0
2005	29.8	56.9	87.0	36.3	72.3	12.0	47.2	48.5	9.3	65.9	41.2	26.7	87.0
2006	55.5	15.6	80.6	47.6	74.2	33.0	28.4	29.3	16.7	45.2	60.5	39.8	80.6
2007	42.5	1.2	55.8	52.0	37.6	14.3	41.9	13.3	20.1	40.2	33.6	20.7	55.8
2008	41.7	50.2	27.8	38.1	39.0	28.6	29.3	33.8	37.6	44.6	54.6	20.5	54.6
2009	34.7	48.5	65.6	65.5	54.1	24.2	7.5	17.1		72.2	50.3	73.0	73.0
2010	13.5	49.8	18.9	35.9	75.2	28.6	62.2	20.4	24.0	27.3	51.0	32.4	75.2
2011	16.3	69.2	81.1	75.3	53.8	30.6	20.8	32.6	14.0		64.2	32.1	81.1
2012	50.8	74.2	61.8	48.1	28.3	27.5	7.8	16.6	25.6	77.8	34.0	8.7	77.8
2013	32.1	54.9	58.5	70.4	57.4	19.8	10.8	18.9	28.6		46.1	32.2	70.4
2014	*	40.6	37.7	42.2	42.2	8.6	13.8	4.2	23.2		56.6	65.6	65.6
2015	30.5	52.8	35.3	53.2	52.2	15.9	12.0	2.1	51.8		.6	53.2	53.2
2016	32.3	59.4	34.1	46.8	31.2		3.4	14.6	44.6	59.8	45.3	37.8	59.8
2017	65.8	68.0											68.0
MEDIOS	37.0	45.5	51.6	49.4	44.5	24.7	21.4	23.7	33.8	50.3	52.0	40.4	39.5
MÁXIMOS	71.6	83.0	116.0	81.0	78.0	54.5	66.5	87.3	79.2	85.0	92.9	83.3	116.0
MÍNIMOS	5.7	1.2	18.9	7.5	17.5	2.5	3.0	0.0	9.3	17.5	14.9	0.6	0.0

Fuente: IDEAM

Imagen 48. Referencia tubería utilizada en aducción.

Tuberías Unión Platino PAVCO

Tubos de 6 m

RDE 13.5 PVC Tipo 1, Grado 1

Presión de trabajo a 23°C: 315 psi - 2.17 MPa - 22.14 Kg/cm²

Diámetro Nominal pulg.	Referencia	Peso Aprox. Kg/m	Diámetro Exterior Prom.		Espesor de Pared Mínimo		Diámetro Interior Prom. mm
			mm	pulg.	mm	pulg.	
2	2902475	1.10	60.00	2.36	4.47	0.18	51.06
3	2900357	2.30	88.90	3.50	6.58	0.26	75.74
4	2900032	4.36	114.30	4.50	8.46	0.33	97.38
6	2900358	9.90	168.28	6.62	12.47	0.49	143.34
8	2900053	16.03	219.08	8.62	16.23	0.64	186.62
*10	2905044	24,41	273,05	10.750	20,23	0.796	232,59
*12	2902484	35,04	323,04	12.750	23,99	0.944	275,06
*14	2902483	38,55	355,60	14.00	26,44	1.040	302,70

* EXTREMO LISO - ESTOS DIÁMETROS SE FABRICAN BAJO PEDIDO

Fuente: PAVCO Tubería Unión Platino

Imagen 49. Referencia tubería de conducción.

Tuberías Biaxial® de PAVCO

Presión Nominal o de Trabajo a 23°C
PR160 psi (RDE 46)*

Referencia	Diámetro Nominal	Diámetro Exterior	Espesor de Pared	Diámetro Interior	Peso Aprox	Longitud		Rigidez Tubería
	pulg.	mm				Tubo	Campana	
2905080	3	88.90	2.76 (RDE 32.5)*	83.38	1.14		105.3	58
2900110	4	114.30	2.52	109.26	1.25		139.2	
2900112	6	168.28	3.71	160.86	2.70		161.7	20
2900114	8	219.08	4.83	209.42	4.58	6.0	179.8	
2900106	10	273.05	6.02	261.01	7.12		203.4	
2900108	12	323.85	7.14	309.57	10.02		220.5	
2900523	14	355.60	7.85	339.90	13.18		211.4	
2905387	16	406.40	8.97	388.46	17.17		232.7	
2905392	18	457.20	10.07	437.06	21.54		265.0	
2905394	20	508.00	11.19	485.62	26.81		295.0	

Fuente: PAVCO Tubería Biaxial

Imagen 50. Perfil de conducción de la tubería



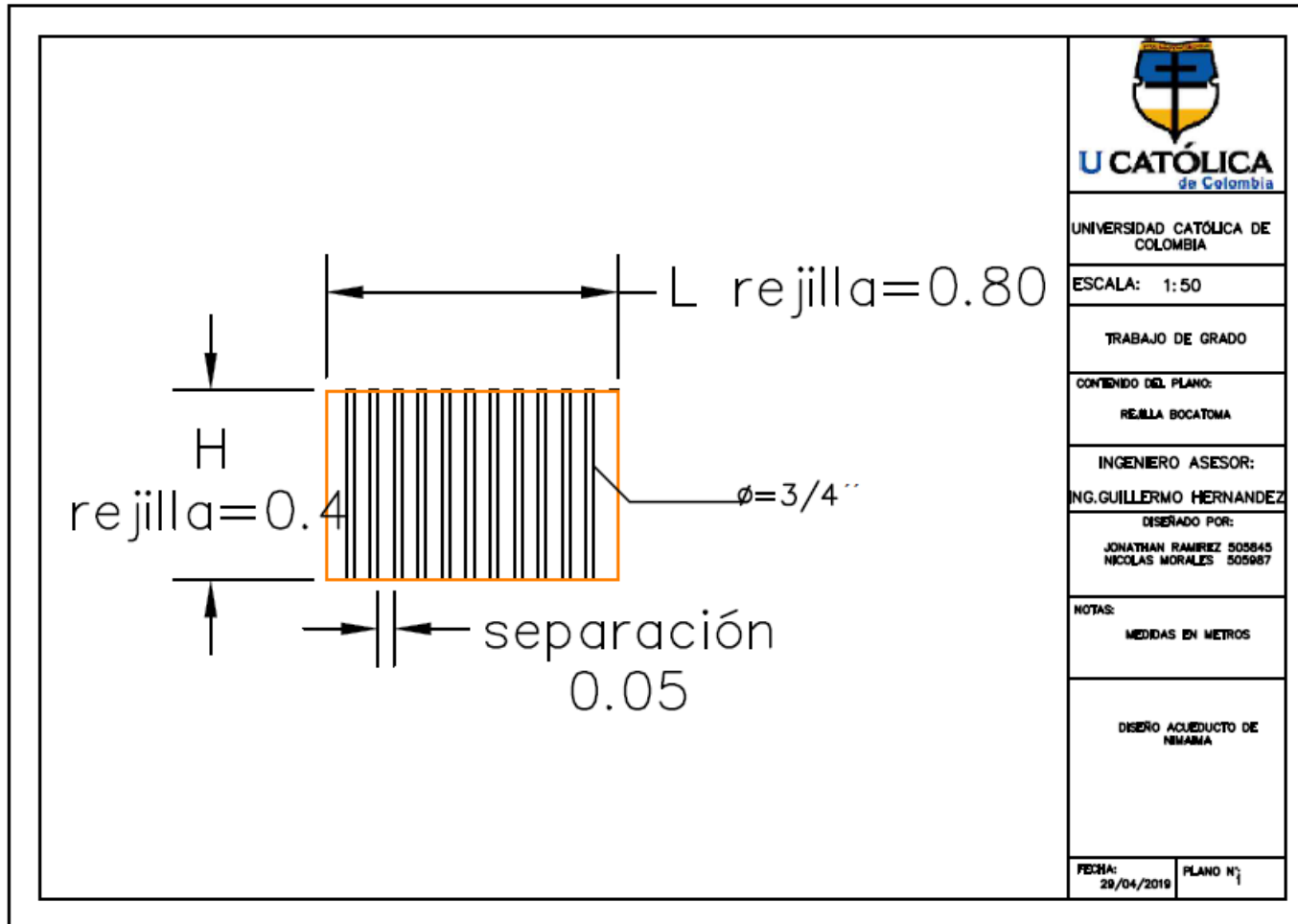
Fuente: Google Earht Pro

Tabla 116. Datos del perfil de la conducción

ABSCISA	RASANTE	CLAVE	LONGITUD	PENDIENTE	
0	1294,78439	1294,184			
200	1279	1278,4	200,06	-3,10%	0,10%
400	1260	1259,4	200,01	-3,2%	1,20%
600	1260	1259,2	200,06	-4,40%	5,90%
800	1260	1259,4	200	1,50%	4,40%
1000	1229	1228	200,12	-2,9%	1,80%
1200	1214	1213,2	200,02	-1,1%	1,30%
1400	1212	1211,2	200,2	-2,4%	0,80%
1600	1195	1194,2	200,08	-1,6%	4,20%
1800	1176	1175,2	200,02	2,6%	4,60%
2000	1163	1162,4	200,01	-2%	3,60%
2200	1162	1161,4	200	1,60%	4,30%
2400	1144	1143,4	200	-2,70%	3,10%
2600	1139	1138,4	230	0,40%	2,10%
2800	1130	1129,4	200,06	-1,70%	1,10%
3000	1129	1128,4	200,01	-0,60%	1,40%
3200	1117	1116,4	200,06	-2,00%	0,70%
3400	1101	1100,2	200	-2,70%	1,90%
3600	1101	1100,4	200,12	-0,80%	2,10%
3800	1102	1101	200,02	1,30%	0,60%
4000	1095	1094,2	200,2	1,90%	2,40%
4200	1094	1093,2	200,08	-0,50%	1,10%
4400	1094	1093,2	200,02	0,60%	1,90%
4600	1105	1104,2	200,01	2,50%	5,10%
4800	1098	1097,4	200	-2,60%	4,10%
4900	1097	1096,4	200	1,50%	
Longitud Total			5031,16		

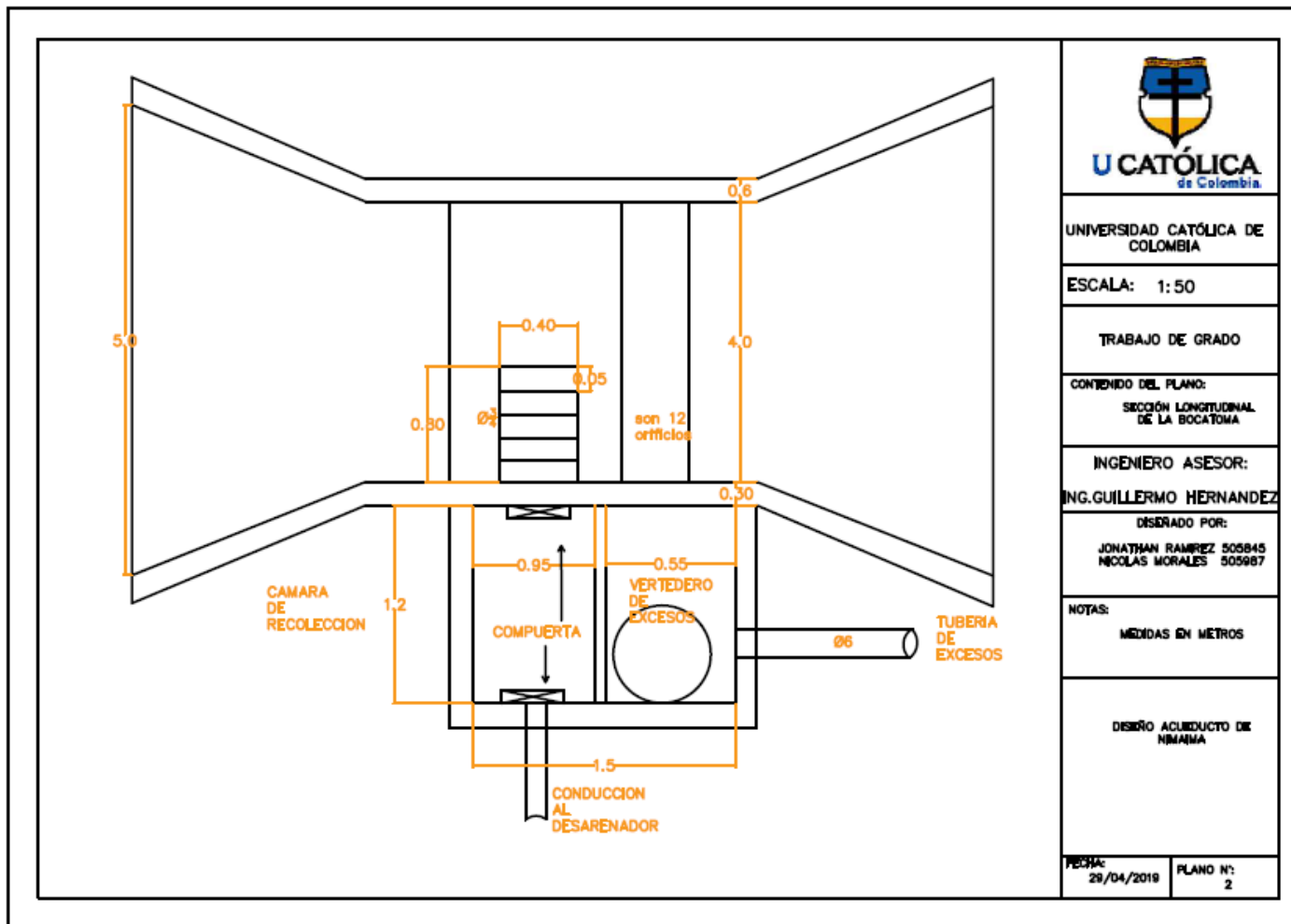
Fuente: Propia

Imagen 51. Detalles de la rejilla.



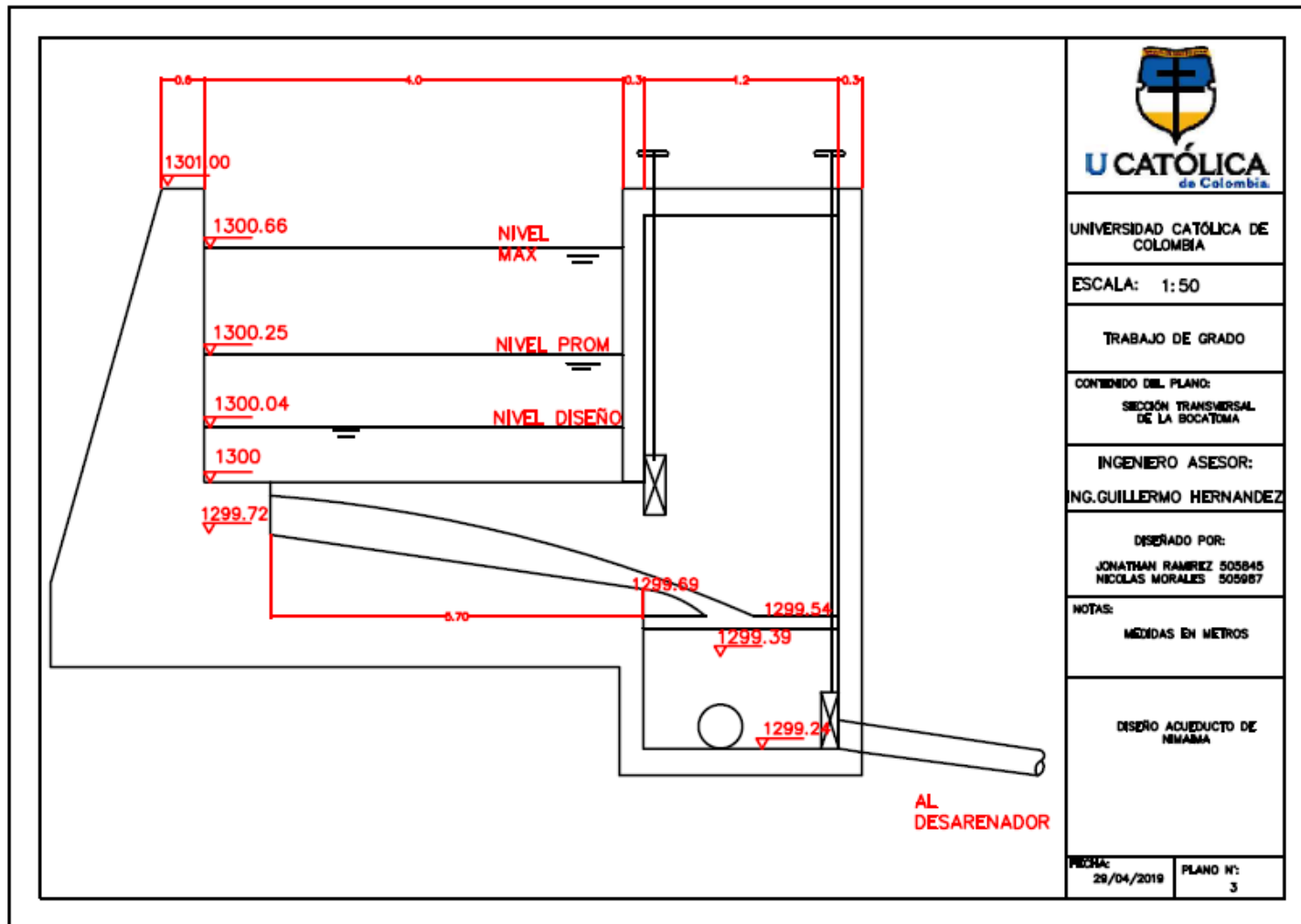
Fuente: Propia

Imagen 52. Bocatoma vista en planta.



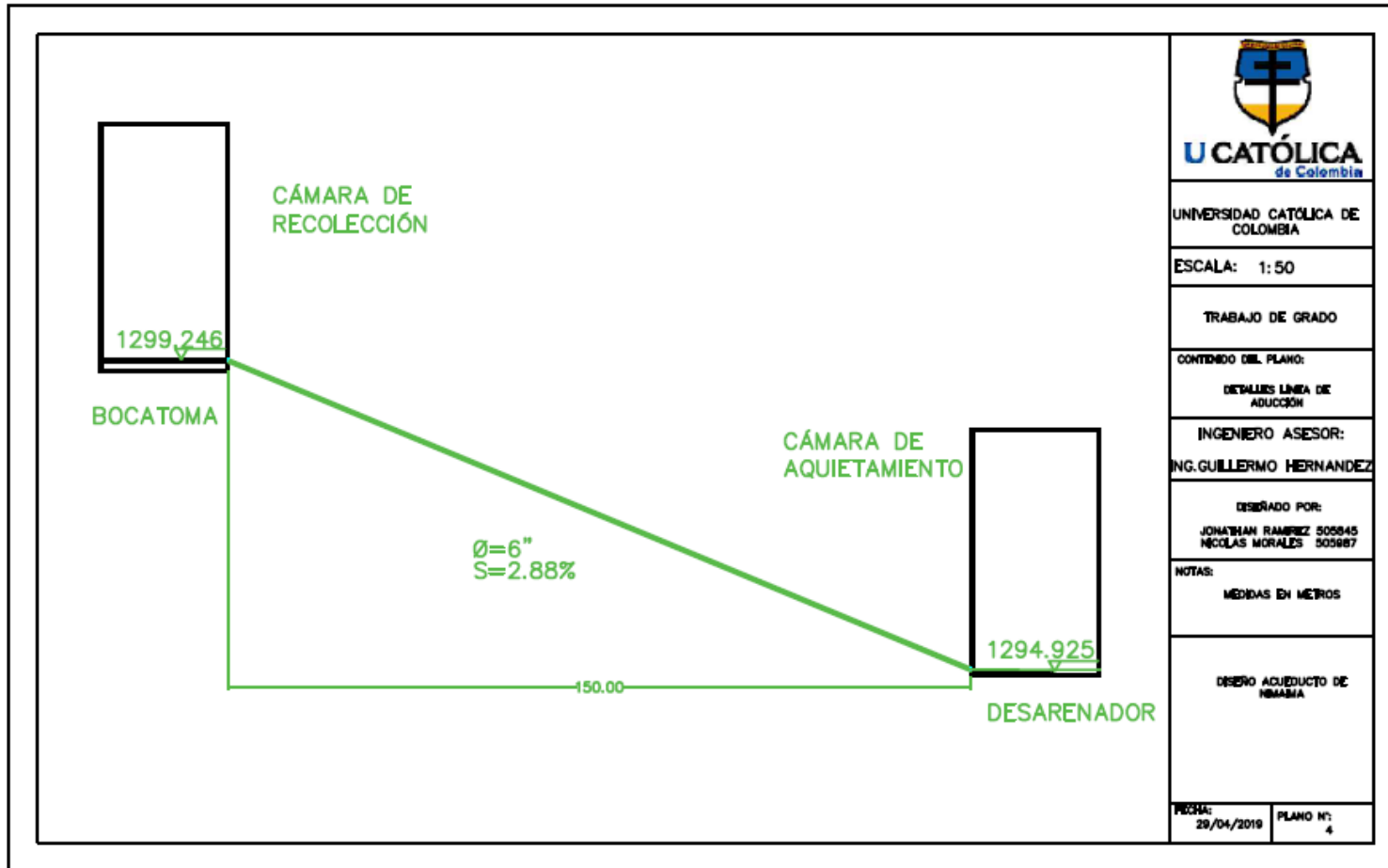
Fuente: Propia

Imagen 53. Bocatoma en vista transversal.



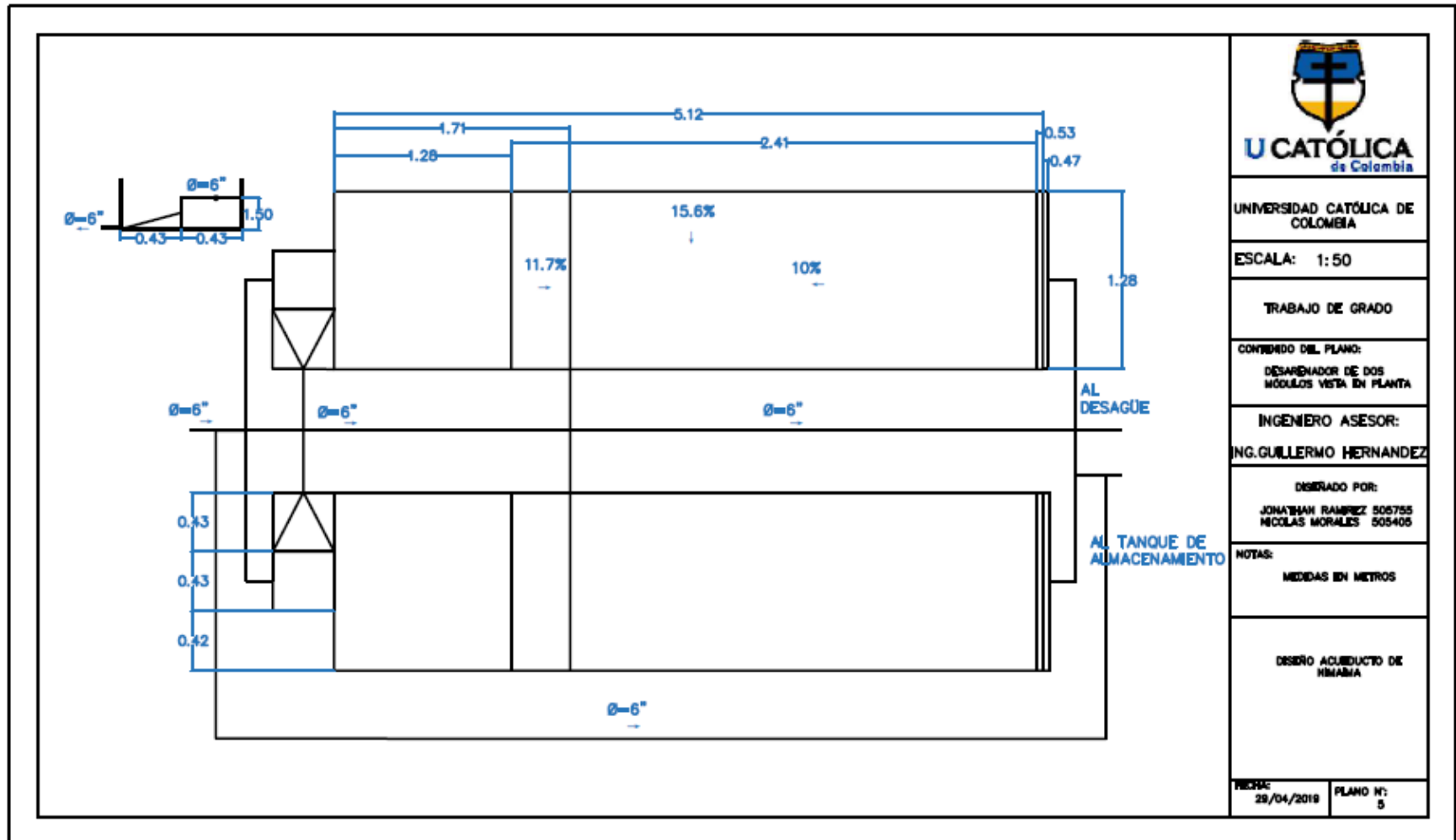
Fuente: Propia

Imagen 54. Línea de aducción.



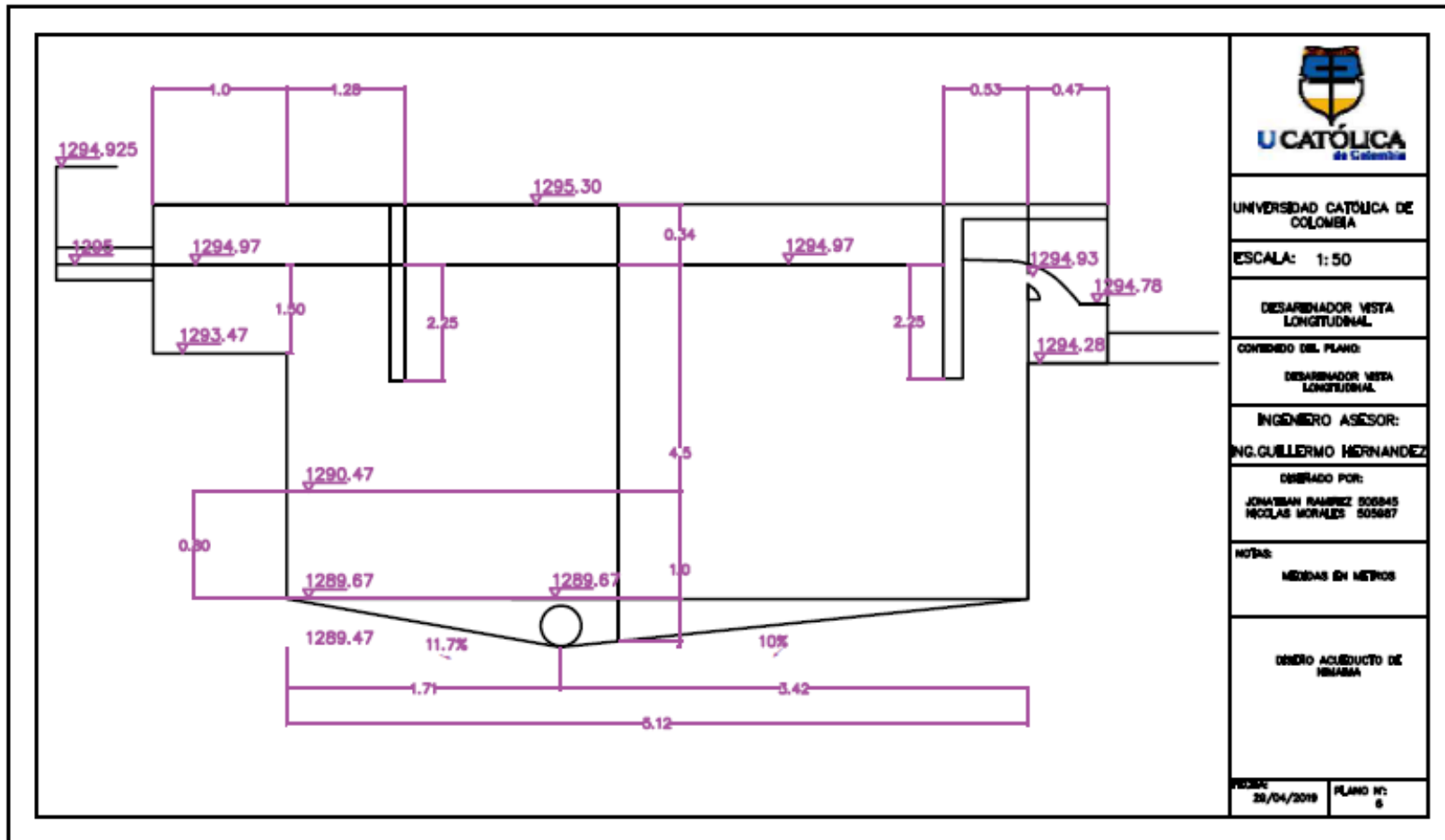
Fuente: Propia

Imagen 55. Desarenador vista en planta.



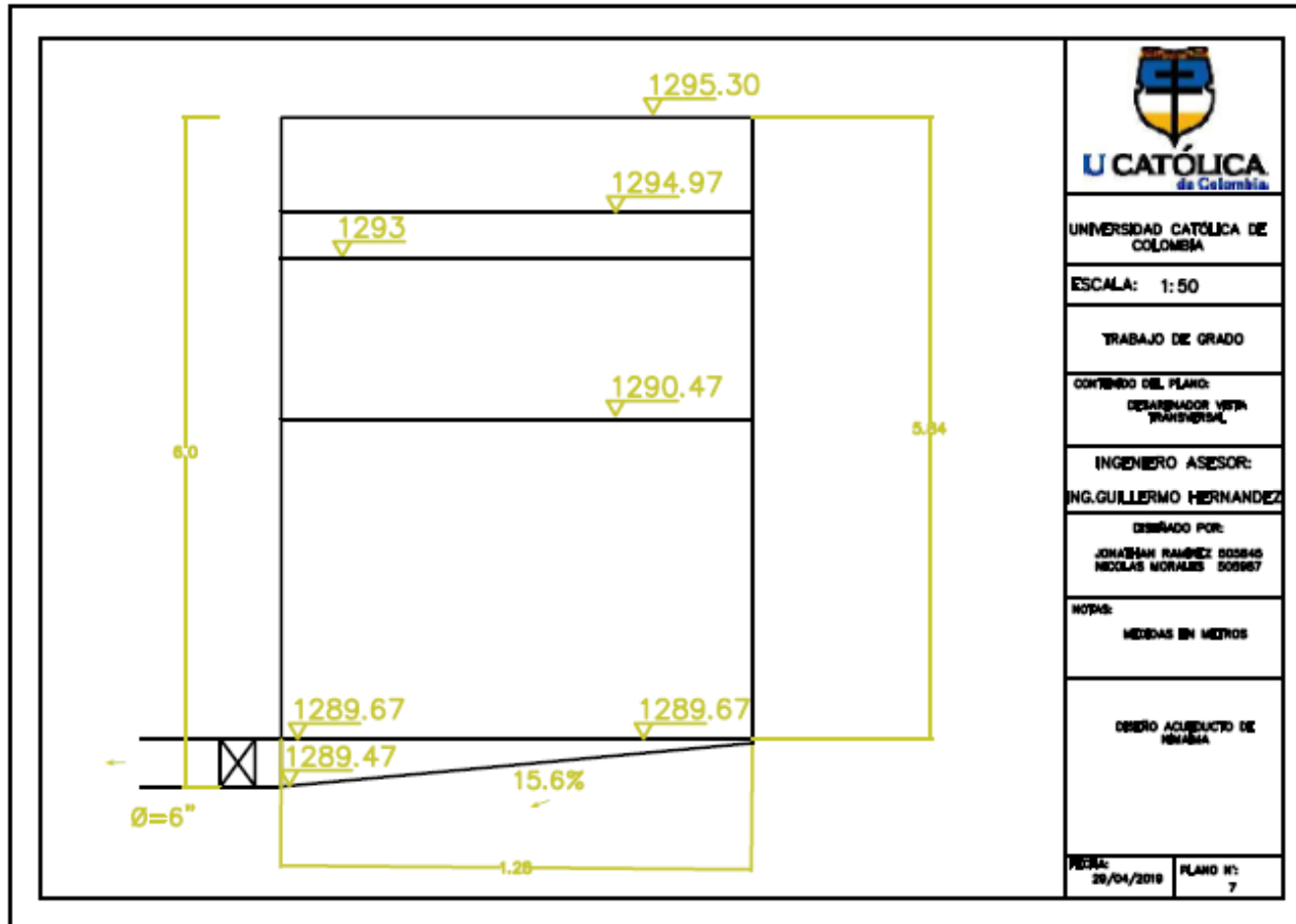
Fuente: Propia

Imagen 56. Desarenador vista longitudinal.



Fuente: Propia

Imagen 57. Desarenador vista transversal.



Fuente: Propia