	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia	Aprobado		Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	SUBDIRECTOR ACADEMICO		1(167)	

AUTORES	RAMÓN ANTONIO CARRASCAL PÉREZ JESÚS ERNESTO ARENIZ ANGARITA
FACULTAD	INGENIERÍAS
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR	AGUSTIN ARMANDO MACGREGOR TORRADO
TÍTULO DE LA TESIS	PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE GONZÁLEZ EN EL SUR DEL CESAR POR MEDIO DE HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES DE USO LIBRE.

RESUMEN

(70 palabras aproximadamente)

EL OBJETIVO CENTRAL DE LA INVESTIGACIÓN ES PROPONER UNA OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO, MEDIANTE LA MODIFICACIÓN DE ALGUNOS DE LOS COMPONENTES QUE LO CONFORMAN, EN PROCURA DEL MEJORAMIENTO DEL SUMINISTRO DE AGUA, QUE RECIBEN LOS HABITANTES DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE GONZÁLEZ. ESTE PROYECTO SE REALIZA CON AYUDA DE SOFTWARES QUE FACILITAN LA MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS, PERMITIENDO HALLAR LA EFICIENDA ACTUAL Y GENERAR LA PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN.

CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 157	PLANOS:	ILUSTRACIONES:47	CD-ROM:1
---------------------	----------------	-------------------------	-----------------

PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO DE GONZÁLEZ EN EL SUR DEL CESAR POR MEDIO DE
HERRAMIENTAS COMPUTACIONALES DE USO LIBRE.

AUTORES:

JESUS ERNESTO ARENIZ ANGARITA

RAMÓN ANTONIO CARRASCAL PEREZ

Trabajo de Grado para Optar el Título de Ingeniero civil

Director

Esp. AGUSTIN ARMANDO MACGREGOR TORRADO

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERÍA CIVIL

Tabla de contenido

Capítulo 1. Propuesta de optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de González en el sur del cesar por medio de herramientas computacionales de uso libre.....	xiv1
1.1 Planteamiento del problema.....	1
1.2 Formulación del problema	3
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo General.....	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Justificación.....	4
1.5 Delimitaciones.....	5
1.5.1 Delimitación geográfica	5
1.5.2 Delimitación Operativa.....	7
1.5.3 Delimitación Conceptual	7
1.5.4 Delimitación Temporal.....	7
Capítulo 2. Marco Referencial.....	8
2.1 Marco Histórico.....	8
2.2. Marco Teórico	16
2.2.1. Características de Un modelo Hidráulico.....	18
2.2.2 Los sistemas de información geográfica SIG.....	18
2.2 Marco Contextual.....	19

2.3 Marco Conceptual	21
2.4 Marco Legal	25
Capítulo 3. Diseño Metodológico	27
3.1 Tipo De Investigación	27
3.2 Metodología De La Investigación	27
3.3 Población Y Muestra.	28
3.3.1. Población	28
3.3.2. Muestra	28
3.3.3 Técnicas E Instrumentos De Recolección De La Información.....	29
3.4 Procesamiento Y Análisis De La Información.....	29
Capítulo 4. Administración Del Proyecto.	30
4.1 Recursos Humanos	30
4.2 Recursos Institucionales.....	31
4.3 Recursos Financieros.....	31
Capítulo 5. Entrega De Resultados	32
5.1. Cumplimiento del objetivo específico 1.Verificacion del estado actual de cada una de las estructuras que conforman el sistema de acueducto para determinar su aporte a la eficiencia del mismo.....	32
5.1.1. Caracterización General Del Municipio De Gonzales Cesar.	33
5.1.2. Estructuras Hidráulicas Del Sistema De Acueducto Y Su Diagnóstico.....	39

5.2. Cumplimiento del Objetivo Especifico 2. Determinación las propiedades físico-químicas del agua captada.....	48
5.3. Cumplimiento del Objetivo Especifico 3. Estimar la población actual y futura del casco urbano del municipio de González.....	53
5.3.1. Métodos para la proyección de la población según RAS 2010.	57
5.4. Cumplimiento del objetivo específico 4. Determinar la demanda hídrica para la población proyectada teniendo en cuenta la normativa del R.A.S. 2010.....	61
5.4.1. Dotación neta.....	62
5.4.2. Dotación bruta.	63
5.4.3. Caudal medio diario.....	63
5.4.4. Usos del Agua.....	64
5.4.5. Caudal máximo diario	67
5.4.6. Caudal máximo horario	67
5.5. Cumplimiento del Objetivo Especifico 5. Estudio hidrológico de la cuenca abastecedora del acueducto urbano de González para determinar la oferta hídrica de esta según lo establecido en la resolución 865 del 2004.....	68
5.5.1. Características morfométricas de la microcuenca abastecedora de la quebrada La Cundina.....	68
5.5.2. Modelación Hidrológica.	69
5.5.3. Delimitación Automática De La Microcuenca Abastecedora.	72
5.5.4. Número de curva de escorrentía CN.....	78
5.5.5. Clasificación hidrológica de los suelos.	78
5.5.6. Coberturas de la tierra o tratamientos de las tierras en la microcuenca.	81

5.5.7. Condición Hidrológica de los suelos en la microcuenca.....	82
5.5.8. Calculo de la precipitación media mensual.....	83
5.5.9. Coeficiente de escorrentía.....	88
5.5.10. Umbral de escorrentía. (Po).....	89
5.5.11. Pendiente de la microcuenca.....	91
5.5.12. Tiempo de concentración.....	92
5.5.13. Intensidad de la lluvia y frecuencia de diseño.....	92
5.5.14. Aforo de la fuente superficial abastecedora.....	96
5.5.15. Calculo del caudal de la quebrada en periodo de verano 2016.....	97
5.6. Cumplimiento del objetivo número 6. Realizar la modelación para el rediseño del sistema de acueducto como propuesta de optimización al sistema ya existente por medio de ayudas computacionales.....	99
5.6.1. Evaluación hidráulica.....	99
5.6.2. Evaluación de alternativas para mejoramiento del sistema de acueducto del casco urbano de González departamento del Cesar.....	118
5.6.3. Optimización del sistema de acueducto existente.....	121
5.6.4. Diseño de accesorios purgas y ventosas.....	137
5.6.5. Tanque de almacenamiento.....	138
Capítulo 6. Conclusiones	140
Capítulo 7. Recomendaciones	143
Referencias	145
Apéndices	147
Apéndice A. Captación actual.....	147

Apéndice B. Captación optimizada.....	148
Apéndice C. corte B-B captación.....	149
Apéndice D. Corte A-A Captación	149
Apéndice E. Desarenador actual.	150
Apéndice F. Desarenador optimizados.....	151
Apéndice G. Análisis fisicoquímicos	152
Apéndice H. Evidencia fotográfica	153

Lista de tablas

Tabla 1.	
Relación de los límites oficiales del municipio de Gonzalez, departamento del Cesar.....	19
Tabla 2.	
Relación de los valores máximos y mínimos de la dotación neta.....	22
Tabla 3.	
Periodos de retorno establecidos para los distintos tipos de complejidad en los diseños.....	23
Tabla 4.	
Relación de la red hidrográfica principal del municipio de González Departamento del Cesar.	35
Tabla 5.	
Coordenadas Planas tomadas en campo	36
Tabla 6.	
Proyección de población para los últimos 6 años	38
Tabla 7.	
Coordenadas planas de la línea de aducción del sistema de acueducto de González	46
Tabla 8.	
Nivel de complejidad según número de habitantes.....	53
Tabla 9.	
Periodo de diseño.....	54
Tabla 10.	
Censo poblacional urbana y proyección al año 2020 de la cabecera municipal de González sur del cesar.....	54
Tabla 11.	
Métodos dispuestos por el RAS 2010 para el cálculo de la población a beneficiar del sistema de acueducto.....	56
Tabla 12.	
Proyección poblacional 2016-2020.....	56
Tabla 13.	
Resumen de la proyección de la población.....	60
Tabla 14.	
Características de la zona.....	61
Tabla 15.	
Valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en el R.A.S.....	62
Tabla 16.	
Dotación neta máxima según el nivel de complejidad del sistema.....	62
Tabla 17.	
Consumo mínimo en comercio	64
Tabla 18.	
Consumo institucional	65
Tabla 19.	
Consumo para uso escolar	66
Tabla 20.	
Consumos para fines públicos	66

Tabla 21.	
Coefficientes para determinar QMD y QMH.....	67
Tabla 22.	
Proyecciones de población y demanda de consumos en el casco urbano.....	68
Tabla 23.	
Cálculo del área de la cuenca.....	76
Tabla 24.	
Estaciones para el estudio meteorológico.....	85
Tabla 25.	
Datos de la precipitación media mensual y el promedio anual de las estaciones analizadas ...	85
Tabla 26.	
Coefficiente de escorrentía.....	89
Tabla 27.	
Valores calculados para el umbral de escorrentía.....	90
Tabla 28.	
Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas.....	94
Tabla 29.	
Intensidad para distintos periodos de retorno establecido para un tiempo de concentración hasta de 55 minutos.....	95
Tabla 30.	
Calculo de caudales red actual año 2016.....	112
Tabla 31.	
Evaluación de los nudos red de distribución actual.....	113
Tabla 32.	
Calculo de red EPANET.....	114
Tabla 33.	
Calculo de caudales red futura año 2042.....	115
Tabla 34.	
Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2042.....	116
Tabla 35.	
Calculo de red EPANET año 2042.....	117

Lista de figuras

Figura 1. Localización del casco urbano del municipio	6
Figura 2. Cobertura de acueducto urbano y rural en Colombia.....	13
Figura 3. Casco urbano del municipio de González.	20
Figura 4. Paisaje predominante en el municipio de González departamento del Cesar.	33
Figura 5. Localización espacial de los puntos estratégicos en el sistema de acueducto.....	37
Figura 6. Localización de las coordenadas tomadas en campo con Google Earth Pro 2016.....	38
Figura 7 . Índice de pobreza multidimensional municipal.....	39
Figura 8. Bocatoma sumergible de captación.	40
Figura 9. Orificio de acceso a cámara de recolección	41
Figura 10. Tanque desarenador del sistema de acueducto de González	43
Figura 11. Tubería de aducción bocatoma-desarenador.	44
Figura 12. Tubería de llegada al desarenador.	44
Figura 13. Perforación en la tubería.....	45
Figura 14. Conexión fraudulenta	46
Figura 15. Tanque de almacenamiento del acueducto urbano.....	48
Figura 16. Toma de muestras para envío al laboratorio.....	49
Figura 17. IP de los resultados del análisis de la fuente de agua del acueducto.....	50
Figura 18 Visita de campo para verificación de las condiciones físicas del agua	52
Figura 19. Crecimiento poblacional en el casco urbano del municipio de González	55
Figura 20, proyección de la población.....	60
Figura 21. Interface de trabajo del software SIG ARCGIS 10.3	71
Figura 22. Modelo digital de elevación	72
Figura 23. Dirección de flujos en el modelo digital de elevación.	73
Figura 24 Acumulación de flujos en el modelo digital de elevación.....	74
Figura 25. Resultado del proceso de algebra de mapas para determinar la cantidad de drenajes primarios en el municipio.....	75
Figura 26. Modelo raster de la delimitación automáticas de las cuencas hidrográficas	75
Figura 27. Localización en el espacio de la microcuenca de la quebrada la cundina.....	77

Figura 28. Mapa de la clasificación Hidrológica de los suelos en la microcuenca	79
Figura 29. Tabla de los valores de la CN según la clasificación Hidrológica de los suelos.....	80
Figura 30. Imagen de satélite landsat 7 etm ++ del año 2016.	82
Figura 31. Localización de las estaciones meteorológicas del IDEAM requeridas.....	83
Figura 32. Raster de precipitación generado en ArcGIS 10.3	86
Figura 33. Mapa de precipitaciones en la microcuenca abastecedora del acueducto.	87
Figura 34 . Mapa de Isoyetas.....	88
Figura 35. Mapa de pendientes complejas de la microcuenca quebrada cundina.	91
Figura 36. Medición de longitud para cálculo de caudal en la fuente abastecedora.....	97
Figura 37. Aforo de la micro cuenca (decámetro, metro, bolas de icopor y cronometro	98
Figura 38. Bocatoma de fondo para captación del agua.....	99
Figura 39. Medición de la longitud entre la bocatoma y el tanque desarenador	101
Figura 40. Desarenador.....	102
Figura 41. Mediciones para la evaluación hidráulica del desarenador.....	104
Figura 42. Interface de trabajo del software EPANET 2.0.....	110
Figura 43. IP de la extensión de análisis inicial del software EPANET.....	110
Figura 44. Red de conducción	111
Figura 45. Perfil longitudinal de presión.	117
Figura 46. Inspección del tanque de almacenamiento	120
Figura 47. Ubicación de purgas y ventosas.	138

INTRODUCCIÓN

Un acueducto cumple la importante tarea de captar y suministrar agua potable a los habitantes de una población. Sin embargo, cuando dicho sistema es obsoleto ya sea por el aumento de la población o por la ineficiencia de sus estructuras, se hace necesario la búsqueda de diferentes alternativas las cuales puedan mejorar su uso y así cumplir el objetivo para el cual fue diseñado.

Actualmente, el agua es considerada uno de los recursos naturales más importantes en la vida de los seres humanos, pues con este no sólo se suplen necesidades básicas sino que también se realizan gran parte de actividades domésticas e industriales.

Este proyecto tiene como finalidad ofrecer una propuesta de optimización del sistema de acueducto del municipio de González Sur del Cesar y dar alternativas para el buen abastecimiento de agua a la población.

Para poder cumplir estos objetivos primero se realizó un estudio de la demanda de agua del municipio, es decir que tanto crece la población del presente a 25 años y que caudal de agua se requiere para satisfacer de este recurso a toda la población.

Después se hizo un estudio hidrológico de la quebrada Cundina por medio del software ArcGis 10.3 y se determinó el caudal de diseño.

Luego se procedió a hacer un trabajo de campo en donde se realizaron tres aforos a la quebrada, uno en la bocatoma y dos después de esta y posteriormente se diseñaron las estructuras hidráulicas del sistema de acueducto con la población proyectada y el caudal de diseño calculados previamente y finalmente se determinaron algunos cambios que se deben hacer a las estructuras existentes para así tener un sistema eficiente

Capítulo 1. Propuesta de optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de González en el sur del Cesar por medio de herramientas computacionales de uso libre.

1.1 Planteamiento del problema

Según el Plan de Desarrollo Nacional 2014-2018, el acceso a agua potable y saneamiento básico (APSB) es un factor determinante para mejorar las condiciones de habitabilidad de las viviendas, impactar en la situación de pobreza y salud de la población e incrementar los índices de competitividad y crecimiento del país. Sin embargo, se identifican las siguientes dificultades:

- 1) deficientes procesos de planeación sectorial en algunas zonas del país, que no permiten la adecuada focalización de las inversiones;
- 2) esquemas de prestación de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo en algunos municipios, que no son sostenibles económica, financiera, ambiental y socialmente, lo que impide mejorar los indicadores de cobertura, calidad y continuidad; y,
- 3) riesgos en la prestación de los servicios de APSB asociados a la sostenibilidad ambiental del recurso hídrico.

Como mecanismo para mejorar la prestación de servicios básicos el gobierno nacional propone promover esquemas sostenibles para la prestación de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo. Se hace necesario el desarrollo e implementación de esquemas que aseguren el aprovechamiento de las economías de escala, así como soluciones efectivas y

sostenibles a los problemas relacionados con la prestación de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo. (PDN, 2014)

Teniendo en cuenta el plan de desarrollo del municipio de González, donde se considera el recurso hídrico como escaso, lo cual se le atribuye al factor climático debido a que sus precipitaciones en la parte media y baja del territorio son escasas durante la mayor parte del año. Según lo escrito en el análisis sectorial de los 365 días del año solo se presentan lluvias en un total de 117 días

Según este plan de desarrollo la cobertura del acueducto urbano es del 96,15% lo que significa que de 312 viviendas, 12 no cuentan con el servicio. Pero este sistema de acueducto cuenta con una debilidad muy fuerte y es que ya cumplió su vida útil y aun gran parte de la red se encuentra en material de asbesto-cemento. (Plan de desarrollo municipal 2012– 2015).

Dado que el sistema actual de acueducto del casco urbano se elaboró hace más 10 años (PDM – 2016 – 2019), la administración municipal desconoce la eficiencia actual de este sistema, por tal razón se plantea el desarrollo de este estudio, el cual pretende evaluar la eficiencia del sistema actual y la formulación de una propuesta de optimización de acuerdo a las condiciones de oferta hídrica superficial en la microcuenca abastecedora y de la demanda de cada uno de los sectores socioeconómicos que integran el casco urbano del municipio de González departamento del Cesar y cumpliendo con la metodología establecida por el RAS 2010.

1.2 Formulación del problema

¿El diseño actual del sistema de acueducto del municipio de González cuenta con la eficiencia hidráulica para abastecer de forma adecuada la demanda hídrica del casco urbano?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Determinar la propuesta de optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de González en el sur del Cesar, por medio de herramientas computacionales de uso libre

1.3.2 Objetivos específicos

- Verificar el estado actual de cada una de las estructuras que conforman el sistema de acueducto para determinar su aporte a la eficiencia del mismo.
- Determinar las propiedades físico-químicas del agua captada
- Estimar la población actual y futura del casco urbano del municipio de González

- Determinar la demanda hídrica para la población proyectada teniendo en cuenta la normativa del R.A.S. 2010.
- Realizar el estudio Hídrico de la cuenca abastecedora del acueducto urbano de González para determinar la oferta hídrica de esta según lo establecido en la resolución 865 del 2004
- Realizar la modelación para el rediseño del sistema de acueducto como propuesta de optimización al sistema ya existente por medio de ayudas computacionales.

1.4 Justificación

En la actualidad el municipio de González en el departamento del Cesar no cuenta con un sistema de acueducto que pueda abastecer de forma óptima a los pobladores del casco urbano del municipio de forma continua y con los estándares de calidad que exige el sector según lo descrito en el plan de desarrollo del municipio el cual se encontraba vigente del año 2012 al 2015.

Esto se debe a varios factores entre los cuales el plan de desarrollo del municipio resalta entre los más importantes que el municipio presenta pocas precipitaciones o mejor precipitaciones escasas, el fuerte proceso de deforestación al que se somete el territorio municipal alteran de forma dramática el ciclo natural del agua dentro de la cuenca

abastecedora, el mal manejo de los vertimientos producto de procesos agropecuarios y del uso urbano rural donde se contaminan algunos cuerpos hídricos que hacen parte de la cuenca.

Los factores descritos anteriormente disminuyen la oferta hídrica superficial de la cuenca abastecedora, también existe una limitante que considera la administración municipal y es que la infraestructura hidráulica de este acueducto ya cumplió al parecer su vida útil, y se encuentra construida en materiales poco eficientes en la conducción del agua

Por esta razón se hace necesario realizar el estudio de optimización del acueducto abordando el tema desde el estudio hídrico de la cuenca, entendiendo la demanda hídrica de la población urbana según lo establecido por el R.A.S 2010, para de esta manera confrontarlo con la oferta hídrica de la cuenca abastecedora. También se abordara el tema del diseño hidráulico o rediseño y los costos de las cantidades de obra que esto implicaría

1.5 Delimitaciones

Las delimitaciones presentes en esta investigación se centran en cuatro grupos, los cuales pueden ser insumo o recursos que permita un óptimo desarrollo durante la fase ejecución

1.5.1 Delimitación geográfica

El municipio de González según el plan de desarrollo 2012 – 2015 se localiza sobre la cordillera oriental a una elevación de 1350msnm, específicamente en la sub región sur del departamento del Cesar, las coordenadas geográficas del municipio son:

8° 23' Latitud Norte

73°19' Longitud Oeste

La figura 1 muestra la Localización del casco urbano dentro del municipio de Gonzales sur del Cesar según lo establecido en el POT oficial

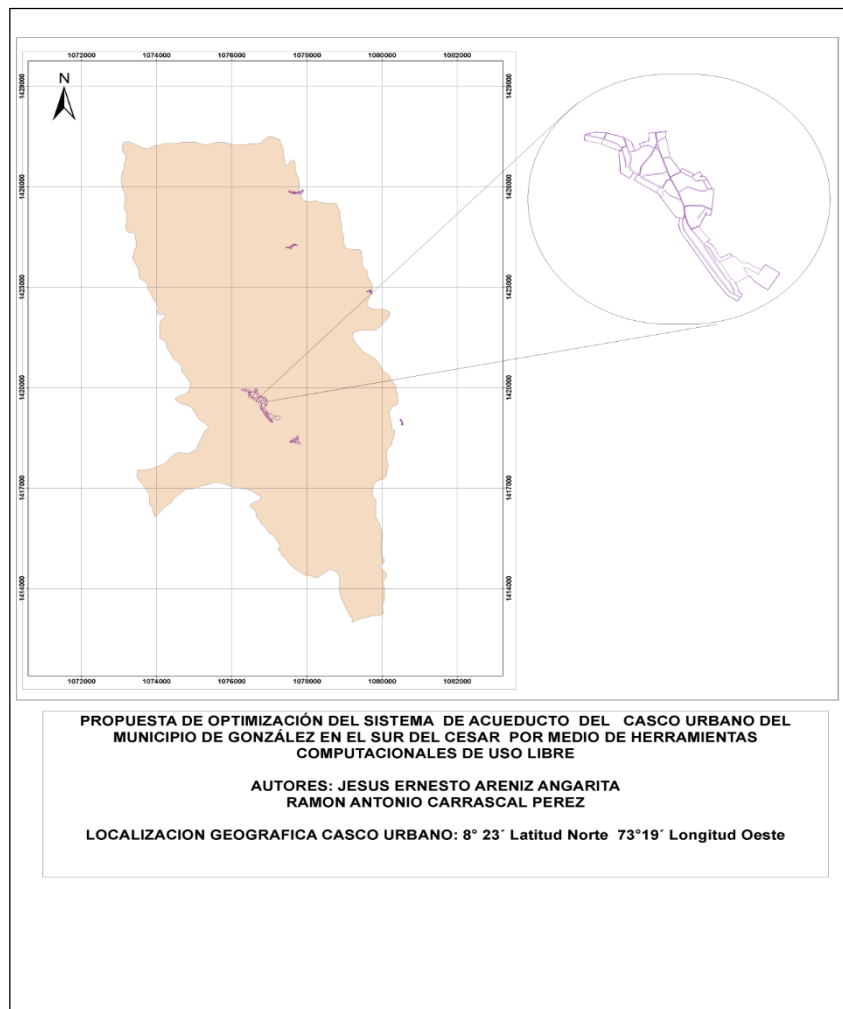


Figura 1. Localización del casco urbano del municipio

Fuente: Autores (2017)

1.5.2 Delimitación Operativa

La fase operativa del proyecto consistirá en la recolección de datos en campo el cual estará apoyado por material fotográfico de respaldo para realizar un diagnóstico de la red de distribución y cada una de las obras hidráulicas que componen el sistema, el trabajo de campo se apoyara o complementara con un trabajo de software de modelación hidráulica de código libre, y software de sistemas de información geográfica para los estudios morfométricos y delimitación de la cuenca abastecedora, junto con los estudios topográficos para perfiles del terreno

1.5.3 Delimitación Conceptual

El proyecto se enmarca dentro de los conceptos de uso racional del recurso hídrico, estudios hídricos e hidráulicos, cuencas hídricas, morfometría oferta y demanda hídrica, estructuras de captación y líneas de conducción, parámetros hidráulicos, caudal, y los demás establecidos por el documento del RAS 2010.

1.5.4 Delimitación Temporal

Se tiene presupuestado desarrollar el proyecto en un total de cuatro (4) meses teniendo como fecha de inicio el día de la aprobación de esta propuesta por parte del comité académico.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1 Marco Histórico

A nivel mundial el contar con un agua potable segura y un saneamiento adecuado son cruciales para la reducción de la pobreza, para un desarrollo sostenible y para lograr todos y cada uno de los Objetivos de Desarrollo del Milenio. (Ban Ki-moon, 2014), según estima las naciones unidas 884 millones de personas en el mundo carecen de acceso seguro al agua potable y un total de 2.600 millones de personas carecen de acceso a un saneamiento básico, lo que supone el 40% de la población mundial

Para las naciones unidas la meta del objetivo de Desarrollo del Milenio insta a “reducir a la mitad para 2015, la proporción de personas sin acceso sostenible al agua potable y a servicios básicos de saneamiento”.

El 28 de julio de 2010, la Asamblea General de las Naciones Unidas, mediante la Resolución A/RES/64/292, determinó que el acceso seguro a un agua potable salubre y al saneamiento como un derecho humano fundamental el cual es el complemento para el disfrute de la vida y de todos los demás derechos humanos.

En el mes de noviembre de 2002, el Comité de Derechos Económicos, Sociales y Culturales de las Naciones Unidas adoptó su resolución general nº 15 sobre el derecho al agua, estableciendo que “El derecho humano al agua es el derecho de todos a disponer de agua suficiente, salubre, aceptable, accesible y asequible para el uso personal y doméstico, para el mes de abril de 2011, el Consejo de Derechos Humanos reconoce, mediante su Resolución 16/2,

el acceso seguro al agua potable y al saneamientos como un derecho humano: un derecho a la vida y a la dignidad humana.

Las naciones unidas argumentan que los servicios de abastecimiento de agua y saneamiento para cada persona deben ser prestados de forma continua y en cantidades suficientes para el uso personal y doméstico. Estos usos incluyen normalmente agua para el consumo humano (potable), saneamiento personal, lavado de ropa, preparación de alimentos, higiene personal y limpieza del hogar. Según la Organización Mundial de la Salud (OMS), son necesarios entre 50 y 100 litros de agua por persona al día para garantizar que se cubren las necesidades básicas y que no surjan grandes amenazas para la salud.

El Informe sobre Desarrollo Humano 2006. (Más allá de la escasez: Poder, pobreza y la crisis mundial del agua. 2006), para la OMS. The right to water. 2003, contempla que la mayoría de las personas requieren del planeta al menos 2 litros de agua salubre al día para la preparación de alimentos,

Puesta en práctica del derecho humano al agua en Sudáfrica

Los contadores de prepago de Phiri, en una localidad de Soweto en Sudáfrica, fueron diseñados para el abastecimiento gratuito de 25 litros de agua /hab al día o de 6.000 litros por hogar al mes. Una vez se alcanzan los niveles designados, estos contadores automáticamente interrumpen el suministro del agua, En su sentencia, el Tribunal Superior del país calificó de ilegal, irracional e inconstitucional la imposición de este sistema de contadores de prepago con mecanismos de interrupción automática impuesto por la ciudad de Johannesburgo a la localidad de Phiri.

La Ciudad de Johannesburgo presentó una apelación a la sentencia de la Corte Suprema de Apelaciones, que ratificó la apelación y estableció que 42 litros de agua al día por cada habitante de Phiri eran suficientes en lugar de los 50 litros ordenados por el Tribunal Superior.

En contraposición con las conclusiones de ambos tribunales, el Superior y el Supremo de Apelaciones, el Tribunal Constitucional consideró que la política nacional de suministro básico gratuito adoptada por la Ciudad que otorga 25 litros/persona/día era suficiente de acuerdo a la Constitución y que el uso de los contadores tipo prepago estaba ajustado a la ley. (Naciones Unidas, ACNUDH, ONU-Hábitat, OMS. (The) Right to Water, Fact Sheet No, 35. 2010)

El recurso hídrico que requiere una persona tanto para su uso personal como doméstico debe ser salubre, es decir, estar libre de micro-organismos patógenos, sustancias químicas y amenazas radiológicas las cuales pueden constituir un serio peligro para la salud. Las medidas sobre seguridad del agua potable vienen normalmente definidas por estándares nacionales y/o locales.

Las llamadas Guías para la calidad del agua potable de la OMS, proporcionan la base para el desarrollo de esos estándares nacionales que, adecuadamente ejecutados, garantizarán la seguridad del agua potable. Todas las personas tienen derecho a un saneamiento seguro y adecuado. Las instalaciones deben situarse donde pueda salvaguardarse la seguridad física de las personas. Garantizar un saneamiento seguro también requiere una educación y promoción sustancial en materia de higiene (Informe sobre Desarrollo Humano 2006. Más allá de la escasez: Poder, pobreza y la crisis mundial del agua.)

La contaminación del agua, la falta de acceso seguro al agua potable y las relaciones entre estos factores en los barrios pobres de la ciudad de Córdoba en Argentina, estaban en el centro del caso Marchisio José Bautista y Otros casos. Al no contar con una conexión a la red pública de distribución de agua, estos barrios dependen de los pozos de aguas subterráneas que se encontraban fuertemente contaminadas por sustancias fecales y otros contaminantes. Además, se había construido una planta depuradora de agua río arriba que, debido a una capacidad insuficiente, vertía al río residuos sin tratar diariamente. El Tribunal del Distrito ordenó a las autoridades municipales tomar medidas urgentes para abordar la situación y minimizar el impacto ambiental de la planta hasta encontrar una solución permanente para su funcionamiento. También ordenaba suministrar 200 litros de agua potable salubre por hogar al día hasta que se garantizara el total acceso a los servicios públicos de agua. (Naciones Unidas, ACNUDH, ONU-Hábitat, OMS. (The) Right to Water, Fact Sheet No, 35. 2010)

Históricamente en El Salvador los servicios de agua y saneamiento básico fueron durante un tiempo prestados por cada alcaldía local. A principios de los años de los 60's llegó al país la corriente de las empresas del Estado encargadas de prestar estos servicios en todo el país. Esto llevó a que en el año 1961 se creara la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (ANDA), entidad a la que se transfirieron la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua y alcantarillado de las poblaciones del país. Con el tiempo esta modalidad se fue desgastando cayendo víctima de la extrema centralización, los abusos, la corrupción, la ineficiencia, el descuido, la politización, etc.

(<http://www.anda.gob.sv/institucion.php>)

Análisis Del Sector De Agua Potable Y Saneamiento En Colombia

En la década de los cuarenta, se conforma y consolida el concepto de servicio público, planteado en términos sociales como una necesidad de los habitantes de las ciudades su suministro lo proporciona el Estado bajo ciertas características. Para cumplir esa meta se creó el Fondo de Fomento Municipal, adscrito al Ministerio de Hacienda. El Fondo tenía la responsabilidad de obtener y canalizar recursos financieros para el desarrollo municipal.

En 1974, los entes regionales y departamentales adquieren carácter de empresas donde se propicia la participación de municipios, manteniendo el control nacional por vía financiamiento y capital mayoritario (acciones), y de tutela administrativa y política. Se crean entonces, las denominadas ACUAS Departamentales (entidades departamentales conformadas con la participación del Departamento, los Municipios e Insfopal, las cuales se encargarían de administrar y conservar los acueductos y alcantarillados de las poblaciones afiliadas, canalizando la inversión del Estado en ese importante renglón de la salud pública). En 1976, en seguimiento de un cambio en la política sectorial del gobierno y algunas empresas municipales con el nombre de EMPO (organismos ejecutores de carácter regional o municipal, denominados Empresas de Obras Sanitarias) Para la época de 1945 - 1986, El carácter de los servicios públicos de agua potable y saneamiento básico en este período, cuya prestación garantiza el Estado, obedece a un proceso de socialización y reconocimiento institucional. No surge espontánea y simultáneamente con el propio sector donde el papel del Estado es determinante. La intervención del nivel nacional es progresiva y variable: parte de lo regulativo sin gran poder, pasando a lo ejecutivo con alta o total injerencia en el proceso de decisiones en lo normativo, en lo fiscal, en la gestión y en la promoción social (Naciones Unidas Colombia, 2012).S.

Según el COMPES, 3810 de 2014 En Colombia se ha reconocido la existencia 1102 municipios que se clasifican en categorías uno a seis y categoría especial, de acuerdo con su número de habitantes y a sus Ingresos Corrientes de Libre Destinación –ICLD. La categoría 6 agrupa a los municipios con menor volumen de ICLD y/o menos habitantes.

Para el área urbana por cobertura de acueducto y alcantarillado, se entiende como la conexión de la vivienda a los servicios. Para el área rural, la cobertura de suministro de agua incluye la conexión de la vivienda al servicio de acueducto o suministro de agua a través de soluciones alternativas como otra fuente por tubería, pozo con bomba y pila pública; en el caso del alcantarillado para el área rural se incluyen conexiones al servicio, así como soluciones alternativas como inodoro conectado a pozo séptico y letrina.

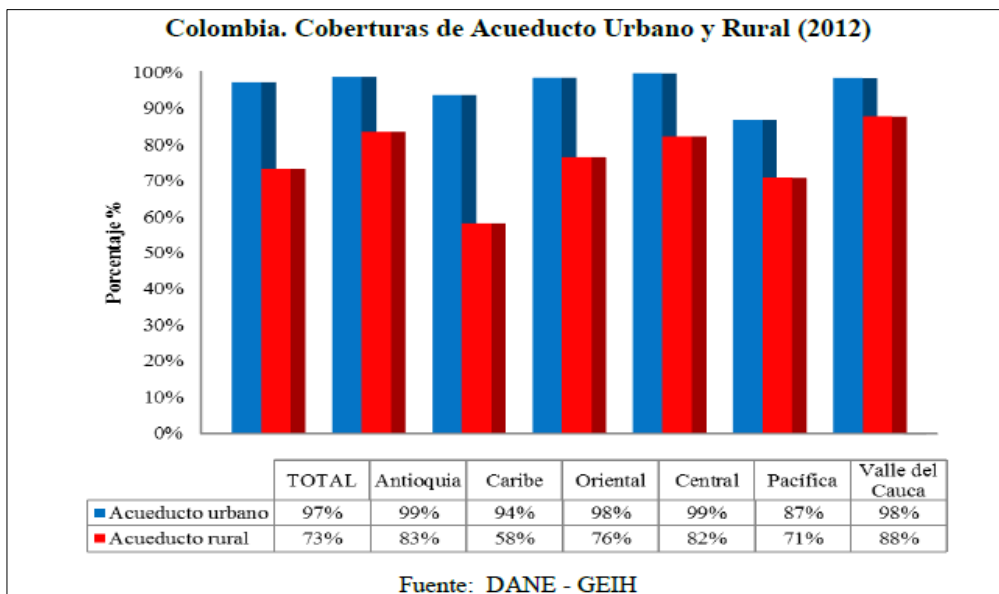


Figura 2. Cobertura de acueducto urbano y rural en Colombia.

Fuente: DANE 2012

Para el año 2016 el gobierno nacional dispuso de 173.647 millones de pesos para realizar conexiones intradomiciliarias, lo que le ha permitido a más de 30.159 familias contar con el acceso real a los servicios de acueducto y alcantarillado en el interior de sus hogares. Así mismo, estas familias pudieron beneficiarse con la instalación de duchas, lavamanos, inodoros y lavaplatos mejorando radicalmente su calidad de vida. Esta revolución ha beneficiado a muchas familias y lo seguirá haciendo pues se contempla la continuidad de los programas. (Revista Semana)

Y estas son algunas de las obras terminadas a nivel nacional:

Pereira. Construcción de la planta de tratamiento de agua la Nueva Aurora y obras complementarias

Valor: 12.008 millones de pesos

Beneficiados: 946.990 habitantes

Bucaramanga. Regulación del río Tona-Embalse de Bucaramanga

Valor: 279.596 millones de pesos

Beneficiados: 1.500.000 habitantes

Pasto. Optimización de la planta de tratamiento de agua potable Centenario

Valor: 7.776 millones de pesos

Beneficiados: 349.541 habitantes

Magangué. Optimización, construcción y/o ampliación sistemas de acueducto

Valor: 9.092 millones de pesos

Beneficiados: 39.064 habitantes

Guamo. Optimización del suministro de agua para el acueducto

Valor: 11.535 millones de pesos

Beneficiados: 20.212 habitantes

Fundación. Ampliación y optimización del sistema de acueducto corregimiento santa rosa de

Lima

Valor: 2.239 millones de pesos

Beneficiados: 1.228 habitantes

Santa Marta. Ampliación y optimización del sistema de acueducto y alcantarillado en el resguardo indígena chimila (corregimiento Gaira)

Valor: 468 millones de pesos

Beneficiados: 142 habitantes

Providencia. Construcción del sistema de acueducto

Valor: 18.559 millones de pesos

Beneficiados: 1.010 habitantes

Cisneros. Construcción, ampliación y optimización del sistema de acueducto

Valor: 4.455 millones de pesos

Beneficiados: 9.623 habitantes

Padilla, Puerto Tejada, Guachené, Caloto y Villarica. Construcción acueducto regional del norte del Cauca

Valor: 31.704 millones de pesos

Beneficiados: 144.500 habitantes

Sahagún. Optimización y ampliación del sistema de acueducto fase I

Valor: 12.206 millones de pesos

Beneficiados: 45.000 habitantes

Paratebuena. Optimización de los componentes del sistema de acueducto del casco urbano

Valor: 3.686 millones de pesos

Beneficiados: 2.800 habitante

2.2. Marco Teórico

Según (GOMEZ & FUENTES, 2012) el poder suministrar una adecuada cantidad y calidad de agua ha sido uno de los temas que han inquietado desde los principios a las comunidades, de cualquier civilización; realizándose esta actividad de una forma inadecuada desde los inicios debido a que la distribución se realizaba desde las fuentes lejanas hasta unos puntos donde se entregaba a las personas para poder llevarlo a sus hogares.

Sin importar la procedencia del agua superficial o proveniente de acuíferos, deben ser transportadas a las comunidades para el disfrute de esta, este proceso desde la fuente de abastecimiento hasta donde va a ser tratada se puede hacer por canales abiertos o tuberías de ahí después de que se realiza el proceso de potabilización se debe suministrar a los usuarios por medio de tuberías cerradas. Trintano; 2013)

Los sistemas de acueductos se encuentran constituidos por varios aspectos como lo es la parte técnica la cual es la encargada de captar, transportar, tratar, almacenar y distribuir. Y la parte humana que se encarga de mantener reparar y controlar el funcionamiento del sistema de acueducto (Ascanio & Peñaranda 2016)

En cuanto a las herramientas de modelación para un sistema de acueducto, El software a utilizar es conocido como EPANET 2.0. el cual es un modelo automatizado de simulación que predice el comportamiento dinámico de la calidad hidráulica del agua en los sistemas de distribución y que funciona sobre un periodo de tiempo extendido. (ROSSMAN; 2014)

Entre los elementos que puede simular el programa se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses (referencias de carga constante) y adicionalmente permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas.

EPANET es considerado una herramienta usada para el desarrollo en el aumento del conocimiento que se relaciona con el movimiento y el destino del recurso hídrico dentro de una red de distribución; este software puede ser usado para multitud de análisis, diseño de programas de muestreo, calibración de modelos hidráulicos, análisis de características físico químicas del agua (ROSSMAN; 2014)

2.2.1. Características de Un modelo Hidráulico.

Según (ROSSMAN; 2014); para poder realizar el llamado modelo de calidad de aguas se hace necesario contar con un modelo hidráulico completo y preciso, EPANET es lo que se denomina un motor de análisis hidráulico el cual incluye las siguientes características

- No presenta límite en el tamaño de la red que se pretende analizar.
- Es capaz de calcular las pérdidas presentadas en la conducción
- Incluye las pérdidas menores en los elementos tales como acoplamientos y codos
- Modela bombas funcionando velocidad de giro constante como velocidad de giro variable.
- Calcula la cantidad de energía que se consume y el costo de las estaciones.
- Modela diferentes tipos de válvulas (válvulas de regulación, retención, aislamiento, válvulas reductoras de presión y control de caudal).

2.2.2 Los sistemas de información geográfica SIG.

Los SIG o sistemas de información geográfica son la integración organizada de software, hardware, datos y personal; con el propósito de capturar, almacenar, manejar, analizar, modelar y representar en todas sus formas la información geográficamente geo referenciada con el fin de resolver problemas complejos de planificación y gestión (OREYANA, 2014)

La cuestión fundamental para darle uso a un SIG es la de la gestión de datos espaciales; el sistema nos permitirá separar la información en capas temáticas y las almacena de forma independiente, lo cual nos permite trabajar con esta información de manera rápida y sencilla (Leiva; 2013)

2.2 Marco Contextual

El municipio de González se localiza en toda la cordillera oriental a una altura promedio de 1350 m.s.n.m. (Fuente: Estación meteorológica del municipio de Convención Norte de Santander). El municipio se localiza en la subregión sur del departamento del Cesar, el cual a su vez se encuentra ubicado al nororiente del país.

Las coordenadas geográficas del municipio de González son:

8° 23' latitud norte

73°19' de longitud oeste de Greenwich

Tabla 1.

Relación de los límites oficiales del municipio de González, departamento del Cesar

Limite	Descripción
NORTE	Con el municipio de Convención
NOR-OESTE	Corregimiento de Otaré - Municipio de Ocaña (N de S)
OESTE	Municipio de Río de Oro
NOR-ESTE	Municipio de Convención
SUR	Municipio de Ocaña (N de S)

Fuente. Plan de Desarrollo Municipal de González (2012- 2015)

El municipio de González se encuentra a 23 Km. del municipio de Río de Oro, a 74 Km. del municipio de Aguachica y a 360 Km. de la capital del departamento (Valledupar), y cuenta con una extensión aproximada de 77 Km². El mapa No2 que se presenta a continuación hace referencia el casco urbano del municipio de Gonzales salida grafica construida por los autores de este proyecto a partir de la información geográfica oficial de la alcaldía municipal a escala 1:2000

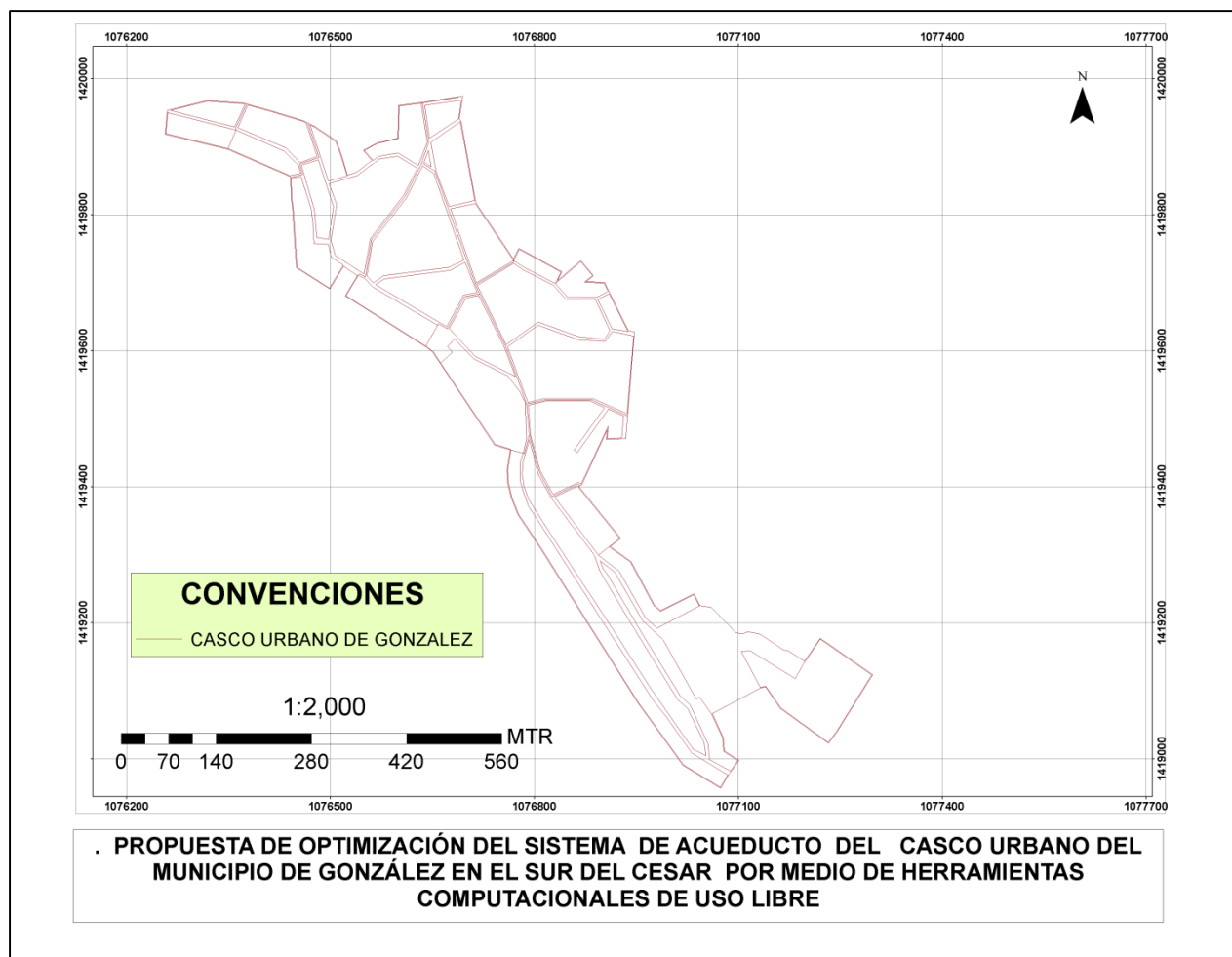


Figura 3. Casco urbano del municipio de González.
Fuente: Autores (2017)

2.3 Marco Conceptual

Sistemas De Acueducto. Según el Ras 2010 se entiende 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 y comprende los siguientes componentes:

La(s) fuente(s) de abastecimiento, la(s) captación(es) de agua superficial y/o agua subterránea y sus anexidades, la(s) aducción(es) y conducción(es), las redes de distribución, las estaciones de bombeo y los tanques de compensación. Los procesos de tratamiento del agua para su potabilización.

Dotación Neta Mínima Y Máxima. Para el Ras2010 la dotación neta corresponde a las cantidades mínimas y máximas de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto

El concepto de dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema y sus valores mínimos y máximos se establecen de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 2.*Relación de los valores máximos y mínimos de la dotación neta*

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab.día)	Dotación neta máxima (L/hab.día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-

Fuente: RAS 2010

Capacidad de la Fuente Superficial. El concepto que entrega el reglamento técnico RAS 2010 es presentado como que, si el caudal mínimo histórico de la fuente superficial es insuficiente para cumplir con el caudal de diseño de la estructura de captación, pero el caudal promedio durante un periodo que abarque el intervalo más seco del que se tenga registro, es suficiente para cubrir la demanda, esta debe satisfacerse mediante la construcción de uno o más embalses de compensación. En todos los casos, la fuente debe tener un caudal tal que garantice un caudal mínimo remanente aguas abajo de las estructuras de toma con el fin de no interferir con otros proyectos, tanto de abastecimiento de agua para consumo humano como de agricultura y piscicultura, reservando en todos los casos el ecosistema aguas abajo. Por consiguiente, el diseñador debe conocer los proyectos presentes y futuros que utilicen agua de la misma fuente del proyecto que está diseñando o construyendo. (RAS 2010).

Periodo De Diseño. El Documento RAS 2010 recomienda que para el caso de las obras de captación de agua superficial, los periodos máximos de diseño que se deben utilizar, se especifican en la siguiente tabla

Tabla 3.

Periodos de retorno establecidos para los distintos tipos de complejidad en los diseños

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño
Bajo	15 años
Medio	20 años
Medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: RAS 2010

Capacidad De Diseño De Agua. La estructura de captación del sistema es la encargada de realizar la captura de agua y debe estar ceñida a los siguientes parámetros técnicos según lo establecido por el RAS 2010

Para todos los niveles de complejidad del sistema, la capacidad de las estructuras de toma debe ser hasta de 2 veces el caudal máximo diario (2QMD), más la pérdidas en la aducción y las necesidades en la planta de tratamiento si existe almacenamiento; o igual al caudal máximo horario si no existe almacenamiento

Periodos De Diseños Para Las Redes De Conducción. Para todos los niveles de complejidad, los proyectos de redes de distribución de acueducto deberán ser analizados y evaluados teniendo en cuenta el período de diseño, llamado también horizonte de planeamiento del proyecto, con el fin de definir las etapas de diseño según las necesidades del proyecto, basadas en la metodología de costo mínimo. (RAS 2010)

Índice de calidad agua. Este índice es ampliamente utilizado entre todos los índices de calidad de agua existentes siendo diseñado en 1970, y puede ser utilizado para medir los cambios en la calidad del agua en tramos particulares de los ríos a través del tiempo, comparando la calidad del agua de diferentes tramos del mismo río además de compararlo con la calidad de agua de diferentes ríos alrededor del mundo. Los resultados pueden ser utilizados para determinar si un tramo particular de dicho río es saludable o no (ICAU, 2012)

Cuenca hidrográfica. Según el IDEAM 2014 Esta es el área de aguas superficiales o subterráneas que vierten a una red hidrográfica natural con uno o varios cauces naturales, de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor que, a su vez, puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o bien directamente en el mar. La cuenca hidrográfica se define como una unidad territorial en la cual el agua que cae por precipitación se reúne y escurre a un punto común o que fluye toda al mismo río, lago, o mar. En esta área viven seres humanos, animales y plantas, todos ellos relacionados. También se define como una unidad fisiográfica conformada por la reunión de un sistema de cursos de ríos de agua definidos por el relieve. Los límites de la cuenca o divisoria de aguas se definen naturalmente y en forma práctica corresponden a las partes más altas del área que encierra un río

2.4 Marco Legal

El inciso segundo del artículo 365 de la Constitución Política afirma: "Los Servicios públicos... podrán ser prestados por el Estado, directa o indirectamente, por comunidades organizadas, o por particulares. En todo caso el Estado mantendrá la regulación, el control y vigilancia de dichos servicios".

El marco constitucional y la Ley 142/1994, establecen pautas claras de eficiencia, participación privada, descentralización, regulación, vigilancia y control que deben cumplirse en cualquier esquema que seleccione el municipio para la prestación de los servicios.

Los siguientes son algunos de los artículos contemplados en el RAS 2010, Título A, los cuales permiten establecer la normatividad que se debe tener en cuenta para el desarrollo del presente proyecto.

Artículo 3. Por diseño, obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico se entienden los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo que se desarrollen en la República de Colombia, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado.

Artículo 4 “Sujeción A Los Planes De Ordenamiento Territorial”. La ejecución de obras relacionadas con el sector de agua potable y saneamiento básico se debe llevar obligatoriamente a cabo con sujeción al Plan de Ordenamiento Territorial de cada localidad, en los términos establecidos en el artículo 16 de la Ley 388 de 1997.

Artículo 203. Competencia Del Control, Inspección Y Vigilancia. Sin perjuicio de la función de control, inspección y vigilancia que corresponde a las entidades competentes en relación con los reglamentos técnicos vigentes, compete de manera general a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, en los términos del artículo 79 de la Ley 142 de 1994, numeral 79.12, verificar el cumplimiento de la normativa técnica estipulada en el reglamento RAS 2000.

Artículo 208. “Permisos especiales”. La modificación al nivel de complejidad del sistema establecido en el literal A.3.3 del Ras 2000 debe ser autorizado por la Comisión de Regulación de Agua Potable en los términos del artículo 73, numeral 73.5 y artículo 74, numeral 74.2, literal b de la Ley 142 de 1994.

Los oferentes de bienes y/o servicios para sistemas de agua potable y saneamiento básico que incorporen tecnologías no institucionalizadas aun en el país deberán presentar, además del Certificado de Conformidad expedido por un organismo acreditado o reconocido por la Superintendencia de Industria y Comercio, los permisos especiales de los Ministerios del Medio Ambiente y/o Salud, si estos bienes y/o servicios pueden producir efectos contaminantes en el medio ambiente o utilizan sustancias químicas que puedan ser nocivas para la salud.

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo De Investigación

El proyecto se caracteriza por ser un tipo de investigación descriptiva y aplicada basado en el análisis exploratorio bajo la observación in situ en el área de la microcuenca abastecedora del acueducto y del sistema actual de acueducto del casco urbano del municipio de González en el cual se establecerá la oferta y demanda hídrica superficial y la eficiencia del sistema actual junto con la formulación de un nuevo diseño de acuerdo a las condiciones técnicas- ambientales y sociales de la zona.

3.2 Metodología De La Investigación

Para efectos de la investigación, el estudio se realizará durante 4 meses, en el municipio de la González, Cesar y dentro del área de drenaje natural o microcuenca abastecedora del acueducto.

Esta investigación es de tipo sistémica, empírica y crítica (Keirleger, 2002), ya que estos conceptos se aplican a estudios de tipo cuantitativo, cualitativos y/o mixtos, la razón por que la investigación es sistémica es debido a que hay una disciplina como base para realizar la investigación científica y por lo cual no se dejan hechos al azar, el carácter empírico denota

entonces que se recolectan datos para su posterior análisis y crítica por que esta se encuentra sujeta a evaluación y mejoras constantes

Se realizara una serie de visitas a campo por medio de las cuales se formulara un diagnóstico de las condiciones físicas del sistema hidráulico componente del acueducto, por medio del uso de los sistemas de información geográfica se estudiara la microcuenca abastecedora empleando alguno de los métodos establecidos en la resolución 865 del año 2004 emitida por el IDEAM, para el desarrollo de los modelos hidráulicos y modelación del sistema de acueducto se usara el software libre EPANET 2.0 que permitirá determinar las cantidades de obra y el diseño específico

3.3 Población Y Muestra.

3.3.1. Población

La población de estudio es aquella que se encuentra asentada en el casco urbano del municipio de González, departamento del Cesar.

3.3.2. Muestra

La muestra corresponde al número de usuarios del acueducto del centro poblado de González, esta información procederá de los archivos oficiales de la alcaldía municipal y de la asociación de usuarios del acueducto.

3.3.3 Técnicas E Instrumentos De Recolección De La Información

La técnica a implementar en la investigación es la observación directa para el levantamiento de la información primaria, consulta de información secundaria, participación de actores y usuarios para la elaboración del balance hídrico con el apoyo de diversos software SIG y software para correr modelos hidrológicos matemáticos para la estimación de caudales.

En cuanto a la instrumentación, se emplearan elementos tales como: micromolinete para la medición de caudales, GPS para determinar el posicionamiento de cada elemento que conforma el sistema de acueducto. Además de esto, se empleara también herramienta menor como cinta métrica y cámara fotográfica para el respectivo registro.

3.4 Procesamiento Y Análisis De La Información

La interpretación, análisis y evaluación de la información se basara en los siguientes procedimientos:

- Captura de información en campo y consulta de geoportales nacionales e internacionales
- Gestión de los archivos en formatos vectoriales y Ráster para extracción de información geográfica
- Solicitud de la información climatológica de las estaciones en la zona de influencia con los archivos en series de tiempo con por lo mínimo 10 años, estos formatos en base de datos de formato cvs, se migrará a archivo vectorial con base de datos con motor de lenguaje HSQL

- Digitalización de la información geográfica generada a partir de imágenes de alta resolución de la zona de la microcuenca.
- Generación de la cartografía temática y el documento técnico de estudio

Posteriormente con toda la información obtenida se realizara el respectivo diagnóstico de las condiciones actuales del sistema de acueducto, verificando su eficiencia y cumplimiento con la normativa estipulada en el RAS 2010. En conjunto con la verificación de las condiciones físico químicas del agua captada.

Finalmente con los datos topográficos y demás datos obtenidos se procederá a realizar la propuesta del diseño del sistema de acueducto optimizado, apoyándonos en el empleo de herramientas computacionales como Epanet 2.0.

Capítulo 4. Administración Del Proyecto.

4.1 Recursos Humanos

Para desarrollar la investigación se contará con la participación de las siguientes personas:

Director.AGUSTÍN MACGREGOR TORRADO

Autores..... JESÚS ERNESTO ARENIZ ANGARITA

RAMÓN ANTONIO CARRASCAL PÉREZ

4.2 Recursos Institucionales.

- Biblioteca Argemiro Bayona, de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña
- Hemeroteca de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña
- facultad de ingeniería civil de la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña
- CORPOCESAR. Alcaldía municipal de Gonzales

4.3 Recursos Financieros.

INGRESOS

Autor 1 \$ 700.000

Autor 2 \$ 700.000

TOTAL INGRESOS \$ 1.400.000

EGRESOS

Papelería \$ 50.000

Fotocopias \$ 50.000

Transporte \$ 200.000

Impresión \$ 100.000

Empaste \$ 50.000

Imprevistos \$ 50.000

Aportes tecnológicos \$ 900.000

TOTAL EGRESOS \$1.400.000

SUMAS IGUALES	\$1.400.000	\$1.400.000
----------------------	--------------------	--------------------

Capítulo 5. Entrega De Resultados

5.1. Cumplimiento del objetivo específico 1.Verificacion del estado actual de cada una de las estructuras que conforman el sistema de acueducto para determinar su aporte a la eficiencia del mismo.

Para dar cumplimiento a este objetivo específico dentro de la investigación propuesta se realizaron una serie de visitas al municipio de González sur del departamento del Cesar, desde el punto geográfico donde se localiza la bocatoma de captación de agua para el acueducto urbano del mencionado municipio, la geolocalización de las estructuras hidráulicas y los puntos críticos o neurálgicos que puedan ocasionar dificultades al óptimo funcionamiento del sistema.

En la figura 4 se puede apreciar el paisaje predominante en la zona de estudio el cual corresponde a paisaje de montaña con altas pendientes superiores al 25 % según lo indica el esquema de ordenamiento territorial del municipio



Figura 4. Paisaje predominante en el municipio de González departamento del Cesar.
Fuente. Autores. 2017

5.1.1. Caracterización General Del Municipio De Gonzales Cesar.

Según el plan de desarrollo de Gonzales (2012 – 2015). El municipio es considerado un territorio escaso en agua, esto es debido a que sus precipitaciones en la parte media y baja del municipio son escasas y esto ocurre así durante la mayor parte del año (según diagnóstico sectorial se presentan de los 365 días, en lluvia solo 117 al año) y están influenciadas por vientos irregulares, que por su acción en la parte baja tiene tendencia en la desecación de los suelos, su velocidad es irregular con valores entre 5.8 m/s–1.6 m/s, dependiendo de la época del año; es mayor en los meses de enero, febrero, marzo, julio, agosto y diciembre donde se presentan

pequeños vendavales y un brillo solar constante (según diagnóstico sectorial, 1454.2 horas al año), que tiende a la reseca del ambiente, produciendo aridez en este sector que cual se evidencia en su relieve expuesto a las condiciones climáticas influenciadas por el valle del Magdalena Medio, que influye en el ciclo hidrológico de este sector.

Una de las causas de este alto índice de escasos es la gran deforestación que el territorio posee; en su mayor parte los habitantes del territorio se encuentra dedicado a la producción agropecuaria, lo que produjo la tala indiscriminada de la mayor parte del bosque natural en sector medio y bajo del municipio, quedando relictos de bosque secundarios en las partes altas del sistema montañoso. (Plan de desarrollo de Gonzales. 2012 – 2015).

Según el plan de desarrollo municipal de Gonzales 2012 -2015, La principal fuente de agua para el consumo humano, al igual que para riego de cultivos es la quebrada Cundina, la cual también suministra el agua para el acueducto municipal, está quebrada se encuentra ubicada en la vereda de san Cayetano a una altura promedio de 1700 m.s.n.m y una longitud de cauce de 2300 mtrs (hasta la bocatoma del acueducto).

Según el EOT (2011), La red hidrográfica del Municipio en la clasificación nacional figura en las Cuencas: Cuenca Alta del río Catatumbo, afluente del Río Arauca, que conduce sus aguas desde Colombia hasta Venezuela en un sentido de travesía de noreste hasta su desembocadura en el Golfo de Venezuela y La Segunda, la Cuenca del Río Lebrija afluente del

Río Magdalena. El Municipio está clasificado y dividido por dos Subcuencas La Catatumbo Alto y el Lebrija Bajo.

Tabla 4.

Relación de la red hidrográfica principal del municipio de González Departamento del Cesar.

NOMBRE DE LA QUEBRADA	VEREDA O CORREGIMIENTO	LONG. APROXIMADA (KM)	Q aproximado (l/s)
Cundina	San Cayetano	2.5	6.27
Las animas	San Cayetano	2.9	0.679
El Chorrón	El Chorrón	1.84	0.68
Culebrita	Culebrita	4.22	2.13
Tequendama	Tequendama	2.7	0.28
Burbura	Burbura	2.3	4.33
Bujaravita	Bujaravita	3.5
Montera	Montera	2.45
Estancia	Quebrada Estancia	7.82	28.8
Oso	Oso	2.76	2.44
Bujuriamá	Bujuriamá	2.62	3.16
La floresta	La Floresta	2.88	1.25
Andrea	Vijagual	1.58	3.83
González	González	35.3	4.25
Baltarazico	San Isidro	2.7	6.3

Fuente. Plan de desarrollo municipal González 2012- 2015

A continuación se presenta la relación de las estructuras visitadas dentro de las jornadas de campo realizadas y la descripción de estas, junto con su diagnóstico técnico.

Tabla 5.*Coordenadas Planas tomadas en campo*

CARTERA DEL LEVANTAMIENTO DE INFORMACION ESPACIAL				
NÚMERO DEL PUNTO	NOMBRE DEL PUNTO	ESTE	NORTE	ELEVACION
Punto1	Bocatoma	1074729.75	1423999.28	1630.2
Punto2	Desarenador	1074718.21	1424008.08	1626.31
Punto3	Reducción	1075208.65	1423673.34	1551.8
Punto4	Reducción	1075488.11	1423012.23	1524.21
Punto5	Válvula	1076306.22	1421959.93	1392.99
Punto6	Planta de tratamiento	1076793.64	1421143.56	1433.9
Punto7	Tanque de almacenamiento	1076513.79	1420221.16	1354.51

Fuente. Autores (2017)

Es importante aclarar que el punto 6 “planta de tratamiento de agua” hace referencia al lugar geográfico donde se planea construir esta planta de tratamiento, en la actualidad el sistema de acueducto no cuenta con planta de tratamiento.

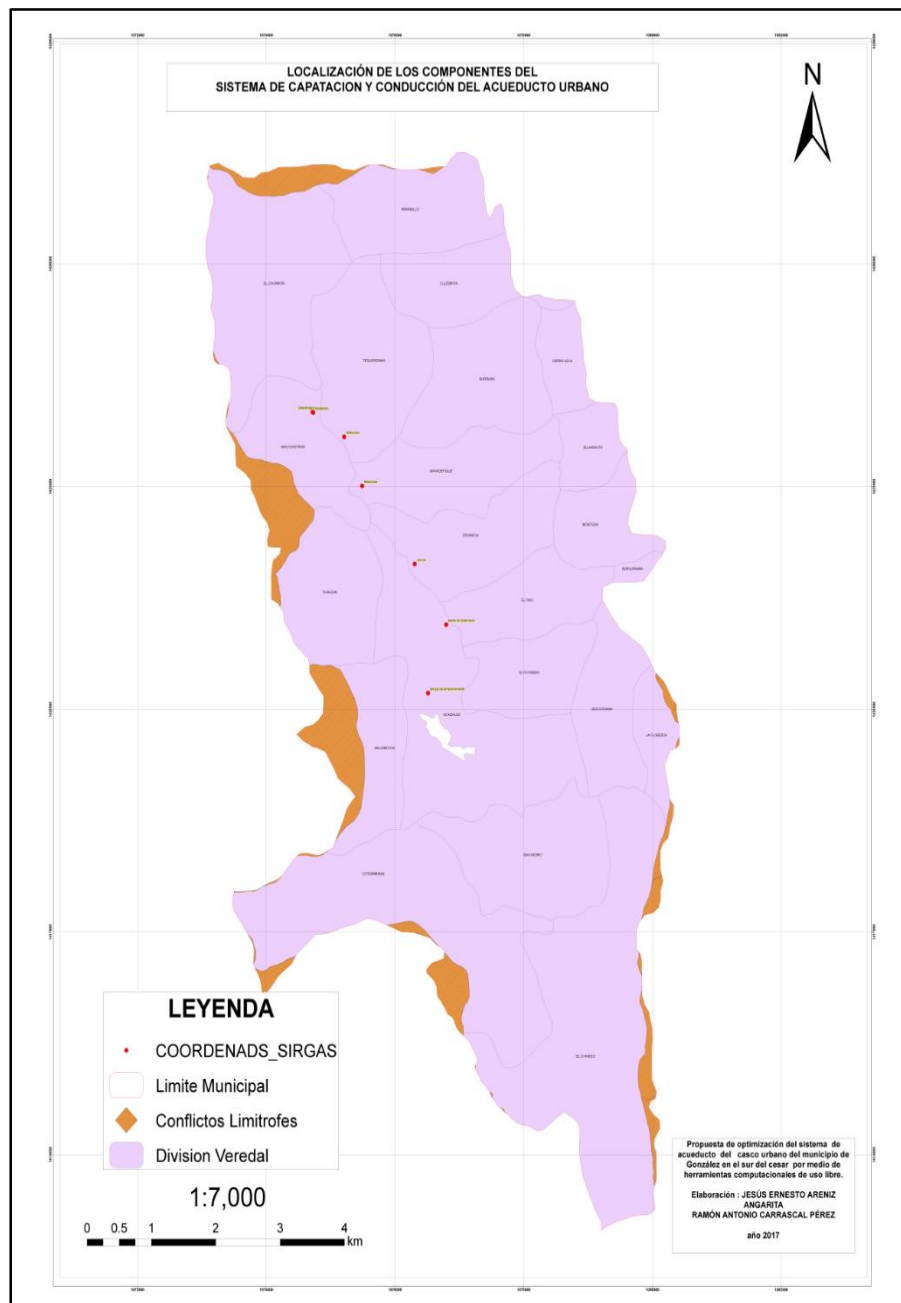


Figura 5. Localización espacial de los puntos estratégicos en el sistema de acueducto.

Fuente: Autores 2017



Figura 6. Localización de las coordenadas tomadas en campo con Google Earth Pro 2016.
Fuente. Google Earth Pro

El sistema de acueducto urbano de González presenta un nivel de complejidad según el número de habitantes de la cabecera municipal es **BAJO**, ya que él según la proyección poblacional presentada por el DANE para el año 2017 es de 1314, además según el índice de pobreza del DNP su capacidad económica es baja por dedicarse casi la totalidad del tiempo a las actividades propias del sector agropecuario a pequeña y mediana escala.

Tabla 6.

Proyección de población para los últimos 6 años

Año	Población
2012	1.354
2013	1.340
2014	1.327
2015	1.316
2016	1.313
2017	1.314

Fuente: DANE

	A	B	C	D	E	F	G
1	ÍNDICE DE POBREZA MULTIDIMENSIONAL MUNICIPAL						
2	Incidencia de la pobreza multidimensional (H) - Porcentaje de población multidimensionalmente pobre, K=33%						
3	Fuente: Cálculo DNP - SPSCV con datos del Censo 2005						
4							
5	Cod Dpto	Depto	Codigo municipio	Municipio	Población Muestra Cocensal 2005	Población pobre por IPM	Incidencia (H)
404	19	Cauca	19821	Toribio	26.498	23.422	88,39%
405	19	Cauca	19824	Totoro	17.573	15.519	88,31%
406	19	Cauca	19845	Villa Rica	14.362	9.175	63,88%
407	20	Cesar	20001	Valledupar	346.125	184.204	53,22%
408	20	Cesar	20011	Aguachica	80.674	57.519	71,30%
409	20	Cesar	20013	Agustín Codazzi	52.124	38.085	73,07%
410	20	Cesar	20032	Astrea	17.785	14.987	84,27%
411	20	Cesar	20045	Becerril	13.516	9.557	70,71%
412	20	Cesar	20060	Bosconia	30.324	23.553	77,67%
413	20	Cesar	20175	Chimichagua	30.109	26.106	86,70%
414	20	Cesar	20178	Chiriguana	21.424	15.217	71,03%
415	20	Cesar	20228	Curumani	26.693	20.351	76,24%
416	20	Cesar	20238	El Copey	24.344	19.264	79,13%
417	20	Cesar	20250	El Paso	20.278	16.166	79,72%
418	20	Cesar	20295	Gamarra	14.188	11.240	79,22%
419	20	Cesar	20310	González	8.794	7.537	85,71%
420	20	Cesar	20383	La Gloria	14.173	11.644	82,16%
421	20	Cesar	20400	La Jagua de Ibirico	21.368	14.914	69,79%

Figura 7 . Índice de pobreza multidimensional municipal.

Fuente: departamento nacional de planeación (DNP)

5.1.2. Estructuras Hidráulicas Del Sistema De Acueducto Y Su Diagnóstico.

A continuación se presenta la caracterización y diagnóstico de cada una de las estructuras de hidráulicas que componen el sistema de acueducto en su captación y conducción hasta el tanque de almacenamiento.

5.1.2.1. Bocatoma de Captación.

Esta estructura se encuentra localizada en las coordenadas planas X 1074729.75; Y: 1423999.28; elevación 1630.2. Es una bocatoma sumergible que se construyó en concreto ciclópeo ; y es la encargada de realizar la captación del caudal requerido para el abastecimiento del acueducto urbano de



Figura 8. Bocatoma sumergible de captación.

Fuente: Autores (2017)

- Las dimensiones de la bocatoma de captación son las siguientes:

Ancho 1.2 mts

Largo 4.0 mts

Caudal de captación: 6.27lts/seg

- Las dimensiones de la rejilla son:

Ancho: 0.5 mts

Largo: 1.0 mts

Posee 34 barrotes de $\frac{1}{2}$ " con separación entre barrotes de 3cm.

- Canal de aducción

Ancho: 0.5 mts

Largo: 1.7 mts

- Cámara de recolección:

Ancho: 1.0 mts

Largo: 1.0 mts

El canal de captación cumple con las funciones establecidas, aunque se encuentra un poco deteriorado por el transcurso del tiempo. En cuanto a la cámara de recolección es difícil su limpieza y mantenimiento ya que sus dimensiones impiden el acceso adecuado, además en la parte superior la cámara de recolección existe una tapa en concreto con tan solo un pequeño orificio de acceso.



Figura 9. Orificio de acceso a cámara de recolección

Fuente: Autores (2017)

En general el estado físico de la bocatoma es regular, al factor del deterioro físico por el pasar de los años se le debe sumar el hecho indudable de su deficiente pobre mantenimiento, durante la visita a la bocatoma se pudieron notar obstrucciones temporales causados por sedimentación y material vegetal.

Aforo para determinar el caudal captado: en vista que durante la visita se pudo constatar que el caudal captado era igual que el caudal de la quebrada, ya que por la rejilla estaba pasando la totalidad del agua de la quebrada, se optó por determinar el caudal con el siguiente aforo:

Calculo de la velocidad superficial:

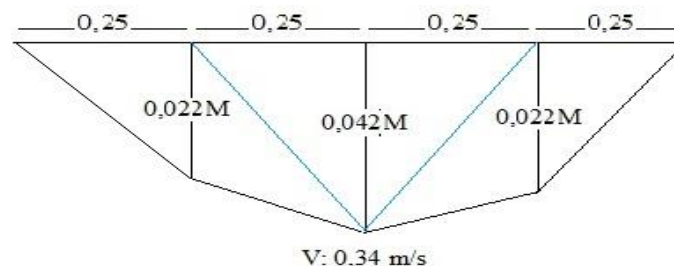
$$X = 1.8 \text{ m}$$

$$T_1 = 4.81 \text{ seg } T_2 = 4.67 \text{ seg } T_3 = 4.84 \text{ seg } T_4 = 5.35 \text{ seg } T_5 = 6.51 \text{ seg}$$

$$V = 1.8 / 5.24$$

$$V = 0.34 \text{ m/s}$$

Calculo del área: para calcular el área se tuvo en cuenta la siguiente sección transversal de la quebrada



Se determinó el área de cada triángulo obteniendo un área total de la sección de 0.0223 m^2

$$Q = V \times A$$

$$Q = 0.34 \times 0.0223 = \mathbf{7.58 \text{ L/seg}}$$

5.1.2.2. Desarenador.

Esta estructura se localiza inmediatamente después de la bocatoma de captación y es la obra hidráulica construida para la recolección del material flotante. Se encuentra localizado en las coordenadas planas X: 1074718.20757; Y: 1424008.07603; Elevación: 1626.31.

Las dimensiones del desarenador son las siguientes:

Ancho total: 1.86mts

Largo total: 6.4 mts

Profundidad: 1.5mts en la parte superior y 1.6mts en la parte inferior

Pendiente en el fondo: 2.46%

Cuenta con una cámara de aquietamiento, zona de sedimentación un vertedero de excesos, no posee pantallas. En la figura 12 es posible observar la cámara de aquietamiento



Figura 10. Tanque desarenador del sistema de acueducto de González

Fuente: Autores (2017)

5.1.2.3. Línea de Aducción bocatoma-desarenador.

Es la encargada de transportar el agua desde la bocatoma hasta el desarenador, posee una longitud de 17 mts y está construido con dos unidades de PVC cada uno de 6" de diámetro. En la visita se evidenció que trabajan a tubo lleno, lo cual no afecta al desarenador, ya que este posee un vertedero de excesos.



Figura 11. Tubería de aducción bocatoma-desarenador.

Fuente: Autores (2017)



Figura 12. Tubería de llegada al desarenador.

Fuente: Autores (2017)

5.1.2.4. Línea de conducción del desarenador al tanque de almacenamiento.

Cuenta con aproximadamente 4.500 mts de tubería que van desde el desarenador hasta el tanque de almacenamiento, consta de dos tuberías que inicialmente son de un diámetro de 6", las cuales salen del desarenador. En aproximadamente 1400mts se presentan reducciones en las tuberías, en una de ellas a 4" en las coordenada X: 1075208,606; Y: 1423673,343 y la otra se reduce a 3" en las coordenadas X: 1075488,075; Y: 1423012,231. Según versión del fontanero, estas reducciones se realizaron con el fin de mejorar las condiciones de presión. No fue posible su registro fotográfico, ya que los puntos donde se efectuaron las reducciones, la tubería se encuentra enterrada. Dichos diámetros de tubería son los que finalmente llegan hasta el tanque de almacenamiento con un caudal aproximado de 4.5 lts/seg (información brindada por el fontanero, ya que el punto de llegada de la tubería al tanque es de difícil acceso para realizar un aforo). Durante el recorrido se evidenciaron múltiples conexiones fraudulentas y perforaciones en las tuberías especialmente en la que posee más tiempo de instalada, hasta el punto que en algunas épocas solo llega el líquido por una de las tuberías (la que fue instalada recientemente).



Figura 13. Perforación en la tubería.

Fuente : Autores 2017



Figura 14. Conexión fraudulenta

Fuente: Autores 2017

Tabla 7.

Coordenadas planas de la línea de aducción del sistema de acueducto de González

LONGITUD (KM)	COORDENADAS DE INICIO		COORDENADAS DEL PUNTO MEDIO		COORDENADAS PUNTO FINAL	
	X	Y	X	Y	X	Y
4.559.187	1074718.21	1424008.08	1076082.27	1422247.99	1076513.79	1420221.16

Fuente: Autores 2017

5.1.2.5. Planta de tratamiento.

El acueducto de Gonzales no cuenta con planta de tratamiento de agua , lo cual pone en grave riesgo la salud y el índice de calidad de vida de la población que se beneficia de este recurso , es fundamental que el municipio gestione los recursos

necesarios para los estudios , diseños y construcción de la planta de tratamiento ; la administración municipal tiene dispuesto el lugar geográfico para la construcción de esta planta sobre las coordenadas planas X: 1076793.64261; Y: 1421143.55704; Elevación: 1433.9 mtrs.

5.1.2.6. Tanque de Almacenamiento.

Este sistema convencional de acueducto cuenta con un tanque de almacenamiento construido en concreto reforzado, localizado en las coordenadas planas X: 1076513.78707 Y: 1420221.16304; Elevación: 1354.51

Las dimensiones del tanque son:

Ancho: 9mts

Largo: 14 mts

Profundidad: 3.2mts

Capacidad de almacenamiento de 403,2 m³

El tanque cuenta con válvulas para control del agua que sale hacia la red distribución, atraque en la tubería de llegada de 4" y una tubería de desagüe de 6" para fines de limpieza. Se encuentra en buen estado.



Figura 15. Tanque de almacenamiento del acueducto urbano.

Fuente: Autores (2017)

5.2. Cumplimiento del Objetivo Especifico 2. Determinación las propiedades físico-químicas del agua captada

Para determinar las propiedades físico – químicas del agua la cual es captada y distribuida por el sistema de acueducto de Gonzales, se colectaron muestras en la bocatoma de captación y en el tanque de almacenamiento ; estas muestras fueron embaladas , marcadas de acuerdo a los protocolos establecidos y enviados al laboratorio de aguas de CORPOICA , el cual se encuentra en el centro de investigación de Tibaitata

Después de conocer la calidad del agua superficial en cuanto a sus características físico – químicas, se pudo establecer si la fuente es aceptable , regular , deficiente, muy deficiente , estas categorías están consignadas dentro del documento RAS



Figura 16. Toma de muestras para envío al laboratorio.

Fuente: Autores (2017)

Después de 9 días hábiles y un valor de \$ 150.000 por muestra y contra muestra fueron enviados los resultados del análisis por parte del laboratorio de aguas contratado para tal fin, en la siguiente figura se presentan los resultados obtenidos por parte del laboratorio de aguas

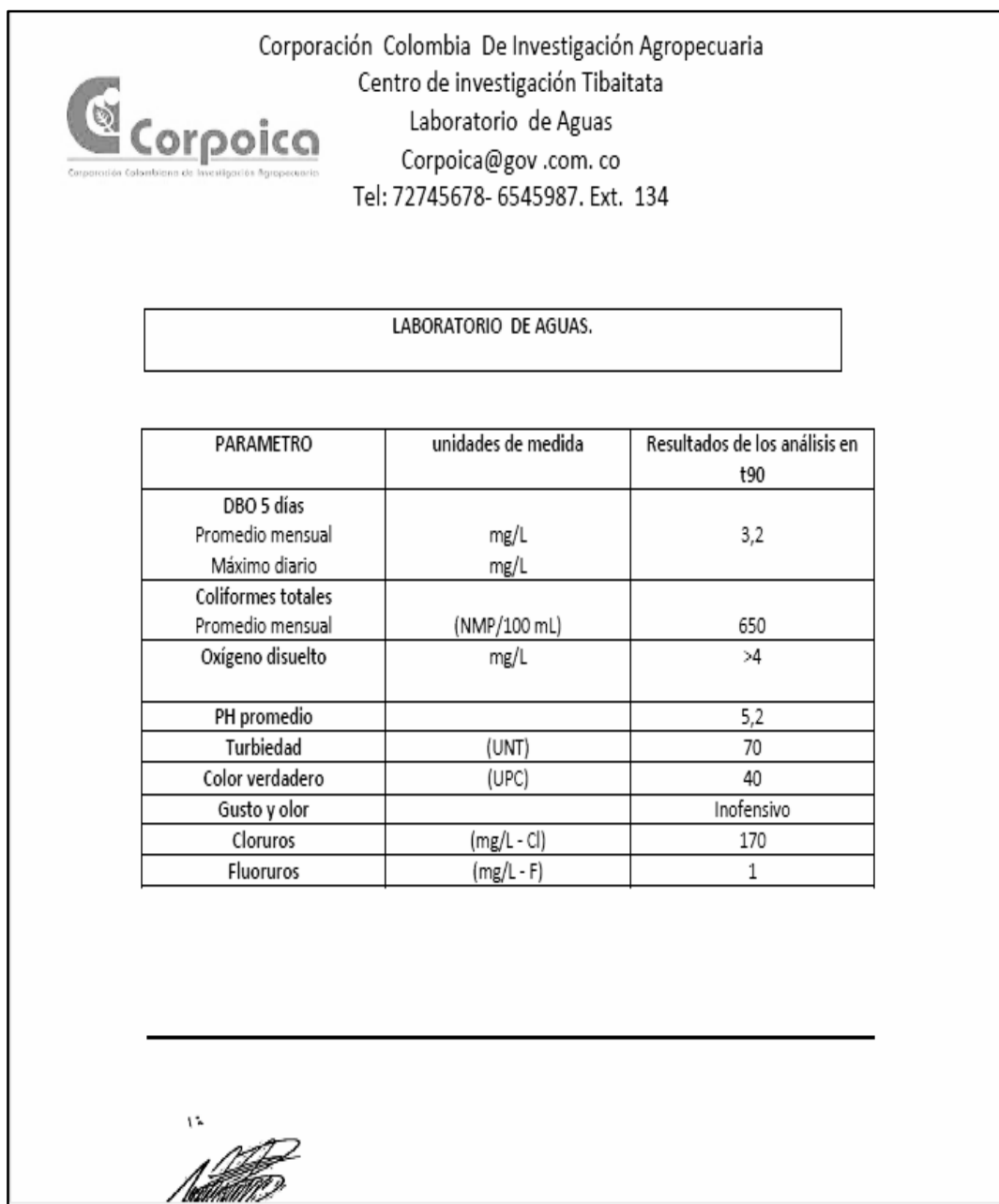


Figura 17. IP de los resultados del análisis de la fuente de agua del acueducto

Fuente. Corpoica

Según los estándares de calidad de aguas para consumo seguro por parte de la población humana la demanda DBO supera de forma importante el valor máximo según el RAS para poder ser considerado una fuente aceptable; según el documento mencionado RAS este a valor debe estar entre 1.5 mg/L o menor este durante el 90% del tiempo (t_{90}) en una serie estadística de análisis que cubra por lo menos un ciclo de lluvias y un ciclo seco

Para el parámetro de Coliformes totales el cual debe estar en un rango de 0 – 50(NMP/100 mL), los resultados de las muestras arrojaron 650 NMP/100 mL , según el RAS este valor clasifica a la fuente como de una calidad deficiente para el consumo humano.

El parámetro de Oxígeno disuelto se encuentra en >4 mg/L lo que según el RAS convierte la fuente en deficiente para consumo humano, el pH promedio de la fuente abastecedora es de 5.2. en una escala de 1-14 lo que para la clasificación presentada por RAS es una fuente de calidad regular

La Turbiedad arrojó resultados de 70(UNT); cuando el rango para ser aceptada la fuente, está entre 2 – 40 (UNT), por esta razón la fuente hídrica en esta investigación es de calidad deficiente, por ende los procesos de tratamiento mínimos a diseñar, construir y operar deben ser: remoción del material flotante mediante cribado con rejillas, desarenación si se justifica, coagulación, sedimentación, filtración rápida seguida de desinfección y ajuste de pH. Los procesos de coagulación y sedimentación deben diseñarse para obtener una eficiencia tal que permitan reducir la turbiedad a un valor máximo de 10 UNT y el color a un valor máximo de 20 UC. (RAS 2010)

El parámetro de color verdadero está en 40 (UPC), y según la norma de calidad técnica este debe estar < 10 para ser considerada una fuente aceptable para el consumo humano, por lo anterior la fuente hídrica que suministra el agua para el acueducto presenta una calidad regular



Figura 18 Visita de campo para verificación de las condiciones físicas del agua

Fuente: Autores 2017

5.3. Cumplimiento del Objetivo Especifico 3. Estimar la población actual y futura del casco urbano del municipio de González

Según el plan de desarrollo actual del municipio de Gonzales Las proyecciones de población del DANE en los últimos ocho años dejan ver un comportamiento decreciente tal como se observa en el siguiente cuadro , esto se puede presentar debido a que las variables poblacionales de mortalidad y expulsión son mayores que las de natalidad e ingreso poblacional. Para el 2012 la proyección de población es de 7.621 habitantes, de los cuales 1.354 habitantes son de la zona urbana del municipio y 6.267 son de la zona rural del mismo. Para el año 2016 la proyección es de 1313 habitantes y para el año 2017 se calculó en 1314, para el 2020 la proyección de la población está calculada por el DANE en un total 1324 habitante que habitaran el casco urbano.

Con los 1314 habitantes que se tienen para el 2017 se pudo determinar que el nivel de complejidad del sistema es BAJO, según el RAS 2010.

Tabla 8.

Nivel de complejidad según número de habitantes

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

Fuente: RAS 2010

Para un nivel de complejidad bajo tenemos un periodo de diseño de **25 años**, según RAS 2010

Tabla 9.

Periodo de diseño.

Nivel de Complejidad del Sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, Medio y Medio alto	25 años
Alto	30 años

A continuación se presentan los datos de población obtenidos del DANE

Tabla 10.

Censo poblacional urbana y proyección al año 2020 de la cabecera municipal de González sur del cesar

Año	Población
2005	1.593
2006	1.514
2007	1.477
2008	1.446
2009	1.419
2010	1.399
2011	1.377
2012	1.354
2013	1.340
2014	1.327
2015	1.316
2016	1.313
2017	1.314
2018	1.315
2019	1.318
2020	1.324

Fuente: DANE

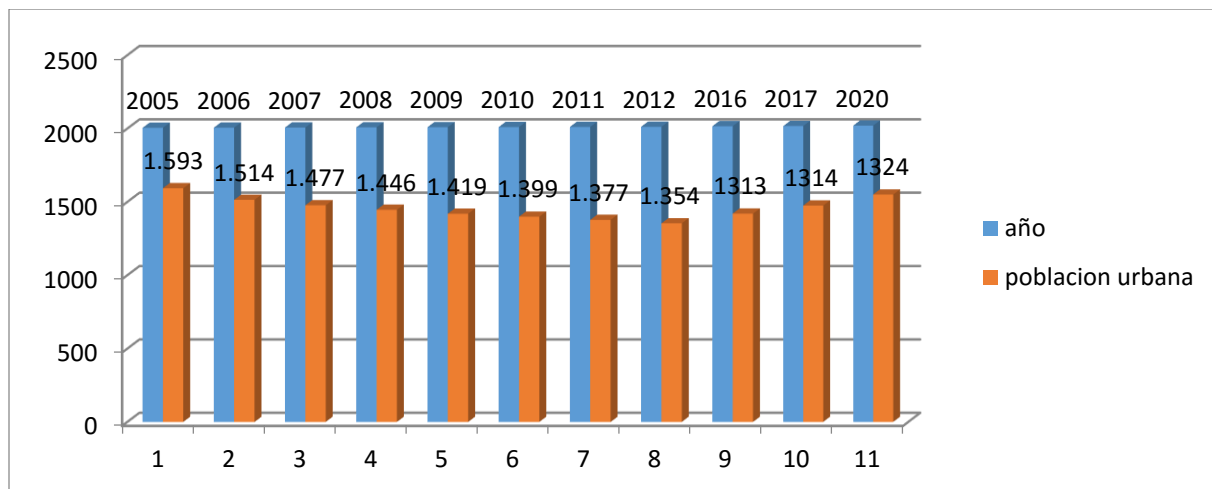


Figura 19. Crecimiento poblacional en el casco urbano del municipio de González

Fuente: Autores 2017

En vista de que se observa un decrecimiento en la población del municipio de González, se optó por emplear los métodos estipulados por el RAS 2010, teniendo como datos base los últimos cuatro años de la proyección que proporciona el DANE, donde se evidencia un pequeño crecimiento poblacional, lo que nos sirve como punto de partida para determinar la población del año horizonte 2042.

Tasa de crecimiento. La estimación de la población futura de acuerdo a los métodos de cálculo previstos por el R.A.S para el nivel de complejidad del sistema propuesto utiliza como método de proyección de la población, el aritmético, el geométrico, exponencial y el grafico considerando cada caso los registros características de crecimiento de la comunidad.

Tabla 11.

Métodos dispuestos por el RAS 2010 para el cálculo de la población a beneficiar del sistema de acueducto

NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA					
Método empleado para el calculo	Bajo	Medio	Medio alto	Alto	
Aritmético, geométrico y exponencial	X	X			
Aritmético, geométrico y exponencial + otros				X	X
Por componentes (demográfico)				X	X
Detallar por zonas y densidades				X	X

Fuente. RAS2010

Para de la determinación de población futura se tiene como base la siguiente información, obtenida de la base de datos de la página oficial del DANE, la cual servirá de base para la proyección de la población mediante los métodos establecidos en el RAS 2010.

Tabla 12.

Proyección poblacional 2016-2020

AÑO	POBLACIÓN
2016	1.313
2017	1.314
2018	1.315
2019	1.318
2020	1.324

Fuente: DANE

5.3.1. Métodos para la proyección de la población según RAS 2010.

5.3.1.1 Método aritmético

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc})$$

$$P_{2022} = 1324 + \frac{1324 - 1313}{2020 - 2016} * (2022 - 2020)$$

$$P_{2022} = 1330hab$$

$$P_{2027} = 1324 + \frac{1324 - 1313}{2020 - 2016} * (2027 - 2020)$$

$$P_{2027} = 1343hab$$

$$P_{2032} = 1324 + \frac{1324 - 1313}{2020 - 2016} * (2032 - 2020)$$

$$P_{2032} = 1357hab$$

$$P_{2037} = 1324 + \frac{1324 - 1313}{2020 - 2016} * (2037 - 2020)$$

$$P_{2037} = 1371hab$$

$$P_{2042} = 1324 + \frac{1324 - 1313}{2020 - 2016} * (2042 - 2020)$$

$$**P_{2042} = 1385hab**$$

5.3.1.2. Método geométrico

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{T_{uc} - T_{ci}}} - 1$$

$$r = \left(\frac{1324}{1313} \right)^{\frac{1}{2020 - 2016}} - 1$$

$$r = 0,21\%$$

$$P_f = P_{uc}(1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

$$P_{2022} = 1324(1 + 0,21\%)^{2022 - 2020}$$

$$P_{2022} = 1330hab$$

$$P_{2027} = 1324(1 + 0,21\%)^{2027 - 2020}$$

$$P_{2027} = 1344hab$$

$$P_{2032} = 1324(1 + 0,21\%)^{2032 - 2020}$$

$$P_{2032} = 1358hab$$

$$P_{2037} = 1324(1 + 0,21\%)^{2037 - 2020}$$

$$P_{2037} = 1372hab$$

$$P_{2042} = 1324(1 + 0,21\%)^{2042 - 2020}$$

$$P_{2042} = \mathbf{1387hab}$$

5.3.1.3 Método exponencial

$$K = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

$$K_{2017-2016} = \frac{\ln 1314 - \ln 1313}{2017 - 2016}$$

$$K_{2017-2016} = 0,00076$$

Se procedió de igual forma para hallar los k de los siguientes años obteniéndose los siguientes resultados

$$K_{2018-2017} = 0,00076$$

$$K_{2019-2018} = 0,0023$$

$$K_{2020-2019} = 0,0045$$

$$\bar{K} = \frac{0,00076 + 0,00076 + 0,0023 + 0,0045}{4}$$

$$\bar{K} = 0,0021$$

$$P_f = P_{ci} * e^{\bar{k} * (T_f - T_{ci})}$$

$$P_{2022} = 1324 * e^{0,0021 * (2022 - 2020)}$$

$$P_{2022} = 1330hab$$

$$P_{2027} = 1324 * e^{0,0021 * (2027 - 2020)}$$

$$P_{2027} = 1344hab$$

$$P_{2032} = 1324 * e^{0,0021 * (2032 - 2020)}$$

$$P_{2032} = 1356hab$$

$$P_{2037} = 1324 * e^{0,0021*(2037-2020)}$$

$$P_{2037} = 1372hab$$

$$P_{2042} = 1324 * e^{0,0021*(2042-2020)}$$

$$P_{2042} = 1387hab$$

Tabla 13.

Resumen de la proyección de la población.

Año	Métodos			
	Aritmético	Geométrico	Exponencial	Promedio
2022	1330	1330	1330	1330
2027	1343	1344	1344	1344
2032	1357	1358	1356	1357
2037	1371	1372	1372	1372
2042	1385	1387	1387	1386

Fuente: autores 2017

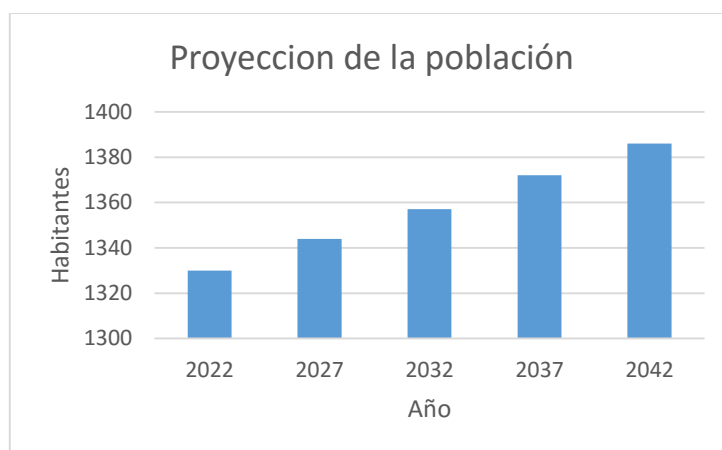


Figura 20, proyección de la población

Fuente. Autores 2017

5.4. Cumplimiento del objetivo específico 4. Determinar la demanda hídrica para la población proyectada teniendo en cuenta la normativa del R.A.S. 2010.

Según el RAS 2010 Si el caudal mínimo histórico de la fuente superficial es insuficiente para cumplir con el caudal de diseño de la estructura de captación, pero el caudal promedio durante un periodo que abarque el intervalo más seco del que se tenga registró es suficiente para cubrir la demanda, esta debería poder satisfacerse mediante la construcción de uno o más embalses los cuales se denominan de compensación. Para todos y cada uno de los casos, la fuente debe tener un caudal tal que garantice un caudal mínimo remanente aguas abajo de las estructuras de toma con el fin de no interferir con otros proyectos, tanto de abastecimiento de agua para consumo humano como de agricultura y piscicultura, preservando en todos los casos el ecosistema aguas abajo. (RAS 2010). A continuación se presenta resumen de las características generales de la zona de estudio

Tabla 14.

Características de la zona

ZONA	CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE GONZÁLEZ
POBLACION FUTURA (A 2042)	1386 HAB
NIVEL DE COMPLEJIDAD (SEGÚN RAS 2010)	BAJO
UBICACIÓN	SUR DEL MUNICIPIO
TEMPERATURA PROMEDIO	17°C
ALTITUD (M.S.N.M)	1354.51
ELEVACIÓN DE LA BOCATOMA	1630.2
PRECIPITACIÓN PROMEDIO MENSUAL	102 MM
TOPOGRAFÍA	QUEBRADA
PENDIENTES	>25%

Fuente. Autores 2017

Tabla 15.

Valor recomendado se ajusta a los requerimientos establecidos en el R.A.S.

DESCRIPCION	CANTIDAD	OBSERVACION
ASEO PERSONAL		
SANITARIO	20	
LAVADO DE ROPA	10	
COCINA	15	
RIEGO DE JARDINES	3	
LAVADO DE PISOS	2	
DATACIÓN NETA BÁSICA	75	
PÉRDIDAS TÉCNICAS		25% SEGÚN EL RAS 2010
Dotación neta	90	

Fuente: RAS 2010

5.4.1. Dotación neta

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

Tabla 16.

Dotación neta máxima según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta máxima para poblaciones con clima frio o templado (L/hab.dia)	Dotación neta máxima para poblaciones con clima cálido (L/hab.dia)
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente. Resolución 2320 del 2009

Para el municipio de González tenemos un nivel de complejidad bajo y un clima frio o templado, por lo tanto se toma una dotación neta de 90 ltrs/hab*día de la tabla anterior

5.4.2. Dotación bruta.

Este parámetro se usa para el diseño de cada del sistema de acueducto según el RAS 2010 utilizando la siguiente ecuación

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

Dónde:

d_{neta} = dotación neta = 90 ltrs/ hab/día

% p: pérdidas máximas admisibles = 25% (RAS 2010)

d_{bruta} = 90 / 1 - 0.25 = 120 ltrs / hab.día

5.4.3. Caudal medio diario.

Es el caudal medio calculado para la población proyectada se tiene en cuenta la dotación bruta.

$$Q_{md} = \frac{Población * d_{bruta}}{86400} \text{ Ltrs/seg}$$

$$Q_{md} = \frac{1386 * 120}{86400} \text{ Ltrs/seg}$$

$$Q_{md} = 1,9 \text{ Ltrs/seg}$$

Además debemos sumar las demandas de agua que corresponden a los diferentes usos presentes en el municipio.

5.4.4. Usos del Agua.

Según El RAS2010 el conocimiento de esta información es de gran importancia para poder proponer la optimización de las estructuras que componen el sistema de acueducto Los usos del agua potable en una población establecidos por el RAS son los siguientes

5.4.4.1. Uso Comercial.

Para poder estimar este dato técnico se debe formular un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros; además, cuantificar y analizar detenidamente la dotación comercial de acuerdo con las características de dichos establecimientos. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas. El uso comercial también incluye el uso en oficinas.

Tabla 17.

Consumo mínimo en comercio

Tipo de instalación	Consumo de agua
Oficinas (cualquier tipo)	20 L/m ² /día
Locales comerciales	6 L/m ² /día
Mercados	100 L/m ² /día
Lavandería de autoservicio	40 L/kilo de ropa seca
Clubes deportivos y servicios privados	150 L/asistente/día
Cines y teatros	6 L/asistente/día

Fuente: RAS 2010

Dado que el municipio cuenta con oficinas correspondientes a las ubicadas en la alcaldía y Coopigon, las cuales corresponden a un área total aproximada de 650 m², se procede a hallar el consumo teniendo en cuenta la tabla anterior:

$$U_c = \frac{650m^2 * \frac{20l}{m^2}/dia}{86400} = 0.15 \text{ Ltrs/seg}$$

5.4.4.2. *Uso institucional.*

Las dotaciones máximas para el uso institucional del agua potable que deben tenerse en cuenta se presentan en la tabla a continuación.

Tabla 18.

Consumo institucional

	Tipo de instalación	Consumo de agua
Salud	Hospitales, clínicas y centros de salud	800 L/cama/día
	Orfanatos y asilos	300 L/huésped/día
Seguridad	Cuarteles	150 L/persona/día
	Cárceles	150 L/interno /día

Fuente: RAS 2010

El centro de salud del municipio cuenta con 5 camas, entontes tenemos

$$U_i = \frac{5 \text{ camas} * \frac{800Ltrs}{\text{cama}}/dia}{86400} = 0.046 \text{ Ltrs/seg}$$

5.4.4.3. *Uso escolar.*

Se tiene en cuenta en caso de que la zona del municipio objeto del diseño incluya edificaciones destinadas al uso de actividades docentes y académicas

Tabla 19.*Consumo para uso escolar*

Tipo de instalación	Consumo de agua
Educación elemental	20 L/alumno/jornada
Educación media y superior	25 L/alumno/jornada

Fuente: RAS 2010

El colegio Jorge Eliecer Gaitán tiene en la actualidad 573 estudiantes que están presentes en la institución durante una única jornada.

$$U_e = \frac{573 \text{ alumnos} * \frac{20\text{Ltrs}}{\text{alumno}} / \text{dia}}{86400} = 0.133 \text{ Ltrs/seg}$$

5.4.4.4. Uso para fines Públicos.

Este consumo está conformado por el agua la cual es utilizada para el riego de zonas verdes, lavado de calles, mataderos, parques, hospitales etc.

Tabla 20.*Consumos para fines públicos*

Tipo de instalación	Consumo de agua
Entretenimiento (teatros públicos)	6 L/asiento/día
Deportes al aire libre , con baño y vestidores	150 L/asistente/día
Recreación social (deportivos municipales)	25 L/asistente/día

Fuente: RAS 2010

El polideportivo municipal tiene una capacidad aproximada para 300 personas

$$U_c = \frac{300 \text{ asistentes} * \frac{25\text{Ltr}}{\text{asistente}} / \text{dia}}{86400} = 0.087 \text{ Ltrs/seg}$$

Al sumar el caudal medio diario con los caudales respectivos de cada uno de los usos tenemos:

$$Q_{md} = 1,9 + 0,15 + 0,046 + 0,133 + 0,087 = \mathbf{2,32Ltrs/seg}$$

5.4.5. Caudal máximo diario

$$Q_{MD} = Q_{md} * K_1$$

5.4.6. Caudal máximo horario

$$Q_{MH} = Q_{MD} * K_2$$

Tabla 21.

Coefficientes para determinar QMD y QMH

Nivel complejidad	Bajo	
K1	1,3	Caudal máximo diario Numeral B.2.8.2.2
K2	1,5	Caudal máximo horario Numeral B.2.8.3

Fuente: RAS 2010

Tabla 22.

Proyecciones de población y demanda de consumos en el casco urbano.

Proyección	Año	Población	Dotación neta	Dotación bruta	Qmd	Q usos	Qmd total	k1	QMD	k2	QMH
			(LT/hab.día)	(LT/hab.día)					(LT/sg)		(LT/sg)
0	2016	1313	90	120	1,82	0,416	2,236	1,3	2,9068	1,5	4,3602
1	2017	1314	90	120	1,83	0,416	2,246	1,3	2,9198	1,5	4,3797
2	2022	1328	90	120	1,84	0,416	2,256	1,3	2,9328	1,5	4,3992
3	2027	1337	90	120	1,86	0,416	2,276	1,3	2,9588	1,5	4,4382
4	2032	1346	90	120	1,87	0,416	2,286	1,3	2,9718	1,5	4,4577
5	2037	1356	90	120	1,88	0,416	2,296	1,3	2,9848	1,5	4,4772
6	2042	1386	90	120	1,9	0,416	2,316	1,3	3,0108	1,5	4,5162

Fuente. Autores 2017

5.5. Cumplimiento del Objetivo Especifico 5. Estudio hidrológico de la cuenca

abastecedora del acueducto urbano de González para determinar la oferta hídrica de esta según lo establecido en la resolución 865 del 2004

5.5.1. Características morfométricas de la microcuenca abastecedora de la quebrada La Cundina.

Para determinar las principales características morfométricas de la microcuenca abastecedora se implementó el software SIG ARCGIS 10.3 versión académica de la universidad francisco de paula Santander Ocaña por medio de la herramienta de Hydrology la cual se encuentra en la extensión de Arc Tollbox y en donde el insumo principal fue el modelo digital de elevación con un valor de pixel de 12*12 mtrs y el cual se obtuvo del portal de servicio geológico de los estados unidos.

5.5.2. Modelación Hidrológica.

Según (Salazar, 2008; IDEAM, 2010) la vulnerabilidad del recurso hídrico al cambio climático se puede abordar desde dos puntos de vista: mediante el análisis de susceptibilidad de los sistemas hídricos para conservar y mantener su régimen hidrológico actual ante las posibles alteraciones climáticas y por el análisis de vulnerabilidad de los sectores usuarios del recurso, ante la amenaza de cambios sustanciales en el régimen hidrológico

La predicción de flujos de agua en una cuenca hidrográfica requiere el uso de modelos, los cuales deben ser evaluados para diferentes condiciones ambientales (climáticas, topográficas, suelos y cobertura vegetal). Existen diferentes modelos que pueden emplearse como hidráulicos, hidrológicos, de planificación y de prevención (Xu & Singh, 2004; Debels & Escurra, 2010; Ponce, 1989; Sharma, 20012).

Entonces Los modelos hidrológicos buscan poder capturar los mecanismos físicos de generación de la escorrentía superficial, caracterizando la precipitación sobre la superficie de la tierra y la fracción de agua que es evapotranspirada, el escurrimiento hacia cuencas hídricas y la recarga a los acuíferos subterráneos. La humedad del suelo y la escorrentía son procesos claves para una simulación precisa de la descarga, con modelos hidrológicos. Los datos históricos se utilizan para elaborar regresiones multivariadas entre la escorrentía y los parámetros climáticos (Vogell et al., 1999; Revelle and Waggoner, 1983).

Los modelos físicamente basados siguen las leyes de la física y/o procesos químicos y están descritos por ecuaciones diferenciales, se emplean cuando pueden medirse los parámetros a pequeña escala (Bormann, 2010). Los modelos conceptuales son representaciones simplificadas de los procesos físicos, en términos matemáticos, simulan procesos complejos basándose en parámetros claves conceptuales (Ponce, 1989). El uso extensivo de los modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica refleja la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar los componentes determinísticos en todas las instancias (Nash & Sutcliffe, 1970).

Elegir el modelo es un paso crucial en la modelación para predecir con exactitud caudales y otras variables y entender las respuestas de las cuencas hidrográficas (Clark et al., 2011). Para un estudio de caso en particular depende de muchos factores (Gleick, 1986); el propósito del estudio, el modelo y la disponibilidad de datos son los factores dominantes de la selección (Xu, 1999). Por ejemplo, para evaluar la gestión de recursos hídricos a escala regional, modelos de precipitación-escorrentía (modelos de balance) han sido empleados (Gleick, 1986; Schaake & Liu, 1989; Mimikou et al., 1991; Arnell, 1992; Xu 1999). Para la evaluación detallada de flujo superficial, modelos conceptuales de parámetro globalizado han sido utilizados (Xu, 1999). Para la simulación de los patrones espaciales de respuesta hidrológica dentro de una cuenca, los modelos distribuidos son necesarios (Beven, 1989; Bathurst & O'Connell, 2010).

La red de drenaje fue obtenida del mapa de direcciones de flujo, mediante el Software ArcGIS. No se detectaron errores, en virtud del buen desempeño de las herramientas SIG en

zonas montañosas. Se efectuó la revisión de las áreas de drenaje estimadas por SIG, con las reportadas en la cartografía disponible, sin encontrar diferencias importantes o significativas

Los mapas geológicos y de textura de suelos fueron digitalizados, usando el ArcGIS, tomando como referente la información reportada por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) y CORPOCALDAS. El mapa de cobertura y usos de suelos fue digitalizado en basado en la información suministrada por CORPOCESAR.

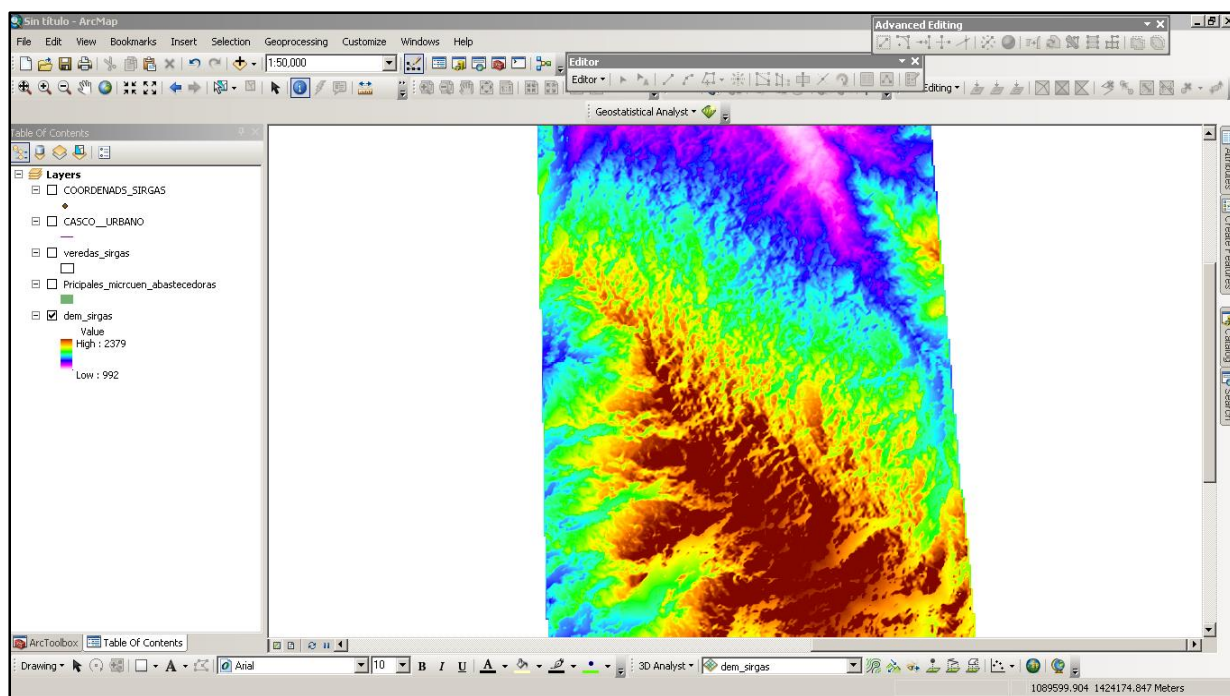


Figura 21. Interface de trabajo del software SIG ARCGIS 10.3

Fuente: Autores 2017

5.5.3. Delimitación Automática De La Microcuenca Abastecedora.

El modelo digital de elevación se sometió a un Geoproceso de extracción por mascara para conseguir la información geográfica únicamente del municipio de Gonzales, este modelo digital de elevación se proyectó a un sistema plano MAGNA SIRGAS COLOMBIA BOGOTA

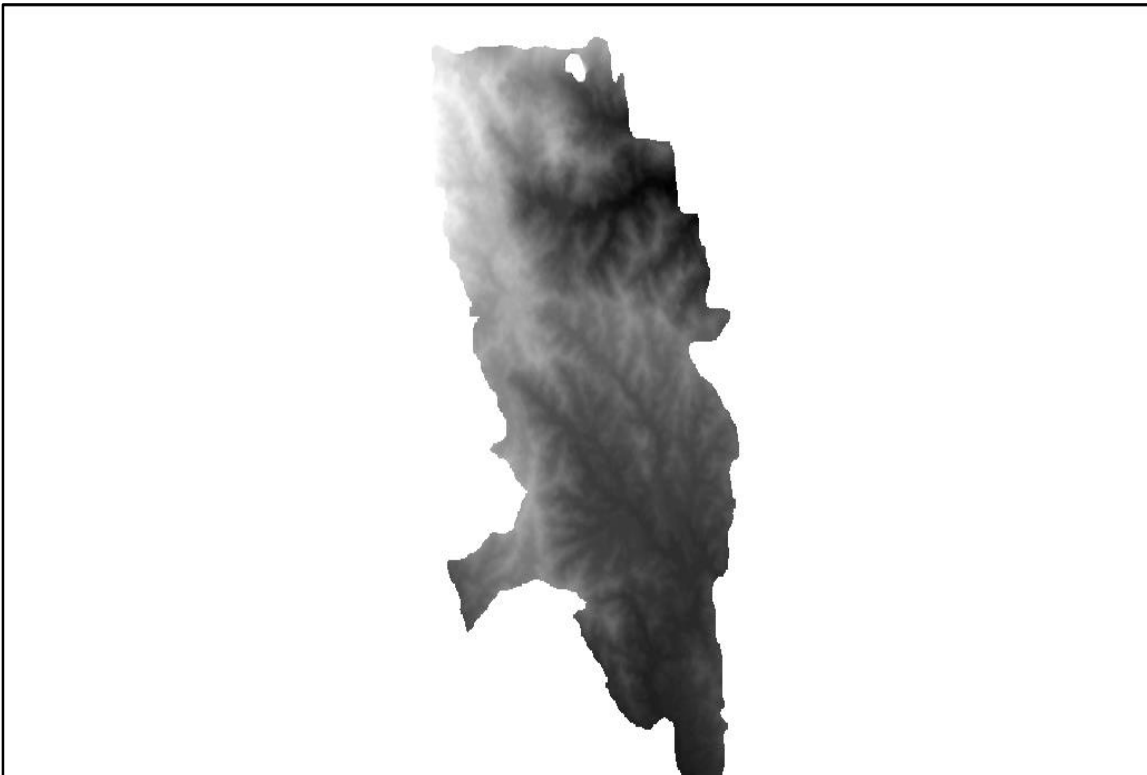


Figura 22. Modelo digital de elevación

Fuente. SERVICIO GEOLOGICO DE LOS ESTADOS UNIDOS

Luego de la reproyección del modelo digital de elevación se realizó una mejor modelación mediante el uso de la herramienta FILL de Arc Tollbox para corregir fugas de información por medio de la irregularidad de los pixeles el resultado es un modelo digital de información muy similar al de la figura anterior pero ya no presentara fugas de información, para proseguir con la generación del raster de dirección y acumulación de flujos

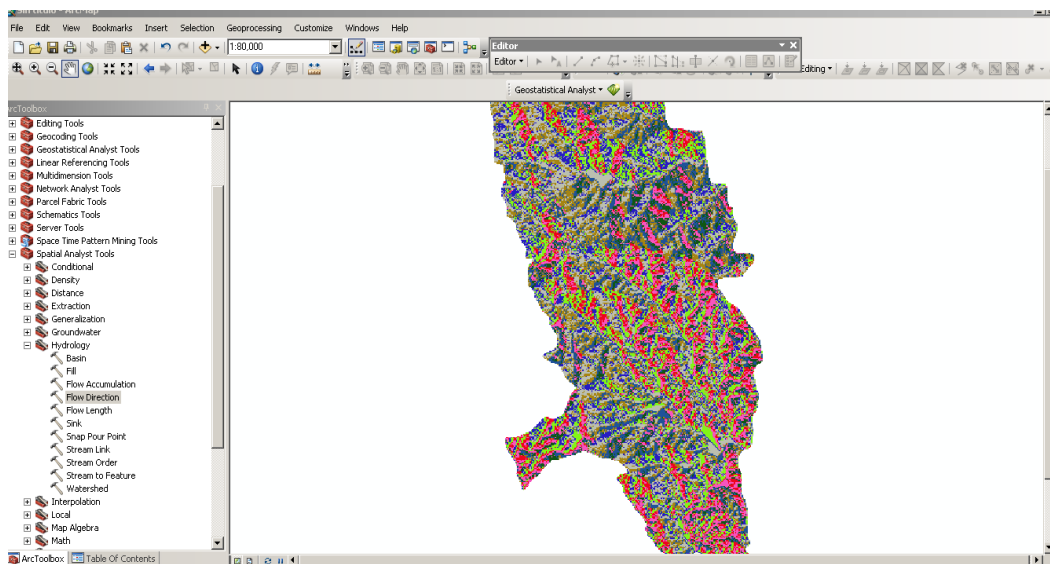


Figura 23. Dirección de flujos en el modelo digital de elevación.
Fuente. Autores 2017

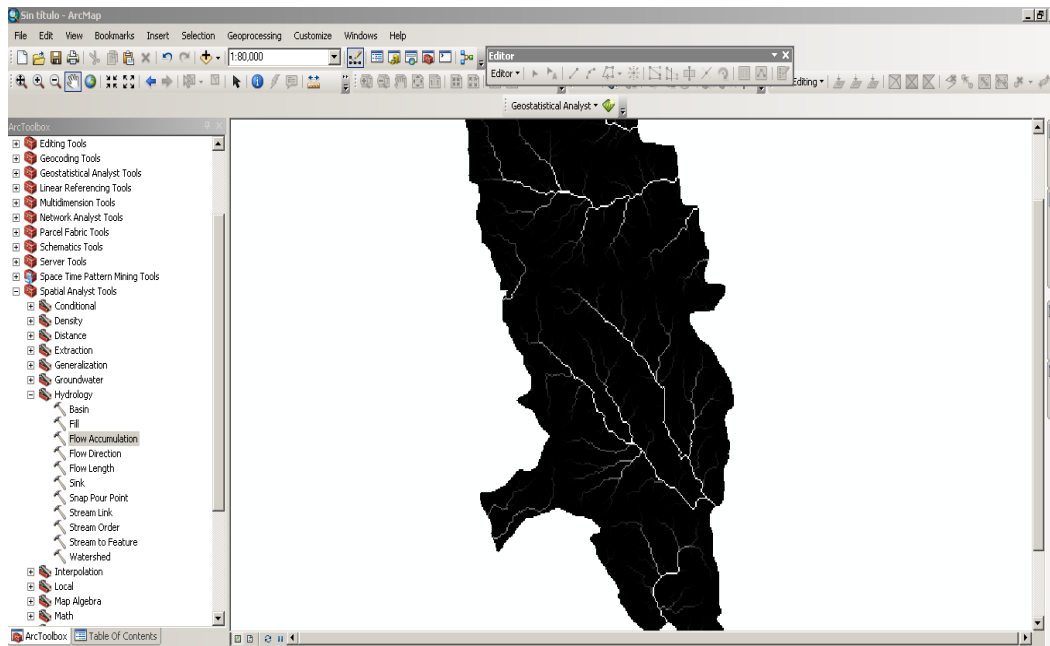


Figura 24 Acumulación de flujos en el modelo digital de elevación.

Fuente. Autores 2017

El punto de desfogue o punto de control se diseñó mediante un modelo vectorial en las coordenadas planas X: 1074187.48297; Y: 1424027.42024 , a partir de este punto se generó un archivo tipo raster llamado SPNAP pour point el cual es fundamental para el proceso de delimitación de la microcuenca

Mediante el uso de la calculadora RASTER del algebra de mapas se calcula la profundidad de los drenajes o redes hídricas primarias del municipio. Por medio de la herramienta de data manager tools se generaron vértices en las intercepciones de cada una de las corrientes naturales y de esta forma poder repetir el proceso de delimitación automática de las cuencas del municipio

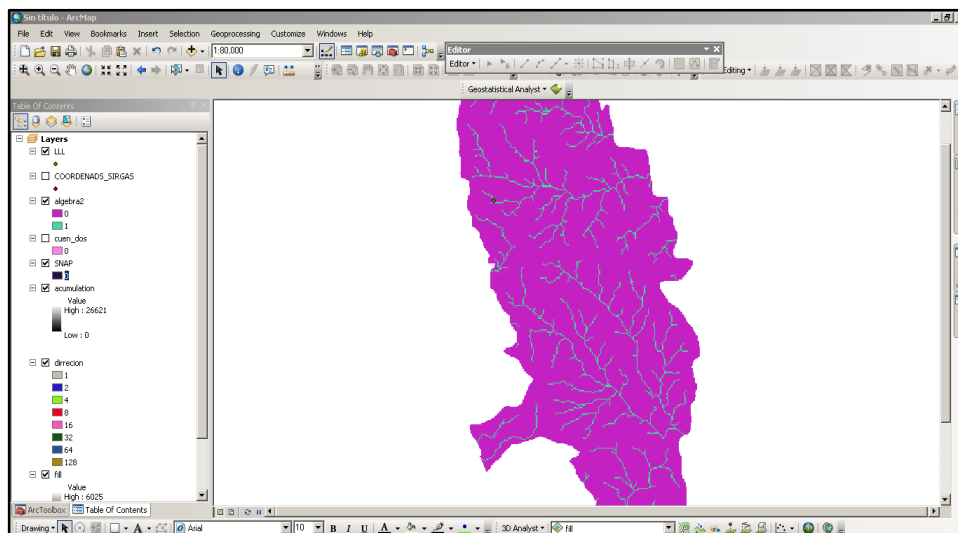


Figura 25. Resultado del proceso de algebra de mapas para determinar la cantidad de drenajes primarios en el municipio.

Fuente. Autores 2017

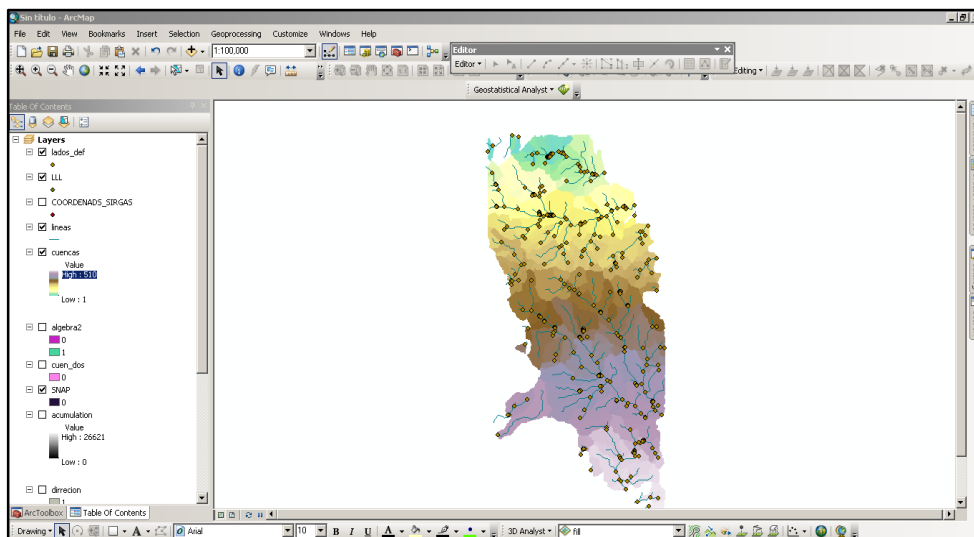


Figura 26. Modelo raster de la delimitación automática de las cuencas hidrográficas

Fuente. Autores 2017

Como resultado final de la delimitación automática se obtuvo el polígono que representa el área superficial de la microcuenca abastecedora de la quebrada la cundina a partir de esta polígono se calcularon las características morfométricas básicas de esta microcuenca y las cuales son presentadas en la siguiente tabla

El cálculo del área superficial de la microcuenca de la quebrada la cundina permitió establecer que ésta es una pequeña microcuenca y que según la resolución **865 de 2004** para la realización de su estudio hidrológico se debe implementar el método relación lluvia escorrentía, ya que esta no supera los 250 km² de área superficial de escurrimiento.

Tabla 23.

Cálculo del área de la cuenca

AREA SUPERFICIAL	UNIDAD DE MEDIDA
16.464548	KM ²
1646.454768	Ha
28.308868	km

Fuente. Autores 2017



Figura 27. Localización en el espacio de la microcuenca de la quebrada la cundina

Fuente Autores 2017

Esta metodología fue diseñada o propuesta por el Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos (Soil Conservation Service, SCS), y el cual es un método para el cálculo de las abstracciones iniciales de una tormenta, las cuales incluyen la intercepción, la detención superficial y la infiltración denominada número de curva de escorrentía.

Según la resolución 865 del 204, La escorrentía es función de la profundidad total de precipitación y de un parámetro de abstracción referido al número de curva de escorrentía o CN. Este método es aplicable para cuencas menores a 250 km² y se puede aplicar para conocer la escorrentía mensual y generar mapas de Isolineas de escorrentía como ayuda para el cálculo de la oferta hídrica superficial.

5.5.4. Número de curva de escorrentía CN.

El número de curva de escorrentía CN del Soil Conservation Service, SCS, fue desarrollado como un índice que representa la combinación de los grupos hidrológicos del suelo, el uso y la clase de tratamiento de la tierra. Análisis empíricos condujeron a deducir que el CN es función de tres factores: Clase de suelo, la cobertura y las condiciones de humedad antecedente.

5.5.5. Clasificación hidrológica de los suelos.

El SCS clasificó hidrológicamente más de 4.000 suelos basándose en su potencial de escurrimiento para lo cual los agrupó en cuatro grupos de suelos hidrológicos, los cuales se identifican con las letras A, B, C y D. (RESOLUCION 865 DEL 2004)

Suelo tipo A. Potencial de escurrimiento bajo. Suelos con altas capacidades de infiltración cuando están completamente húmedos, principalmente arenas y gravas muy bien ordenadas. Suelos con alta transmisión de agua.

Suelo tipo B. Suelos con capacidades de infiltración moderadas cuando están completamente húmedos, principalmente suelos medianamente profundos y drenados, con textura de sus agregados variando entre moderada y muy fina. Tiene velocidades medias de transmisión de agua.

Suelo tipo C. Suelos con capacidades de infiltración baja cuando están completamente húmedos, principalmente suelos que contienen una capa que impide el movimiento hacia abajo o suelos con textura fina o moderadamente fina. Estos suelos tienen baja transmisión de agua.

Suelos tipo D. Suelos con capacidades de infiltración muy bajas cuando están completamente húmedos. Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos. Suelos con transmisión del agua muy baja.

Para poder determinar la clasificación Hidrológica de los suelos de la microcuenca se acudió a estudio de suelos del departamento del Cesar elaborado a una escala de 1:25000 elaborado por el IGAC y financiado por CORPOCESAR en el año 2012, la información del estudio de suelos se solicitó a CORPOCESAR en formato vectorial SHAPEFILE de ESRI para poder realizar el correspondiente Geoproceso.

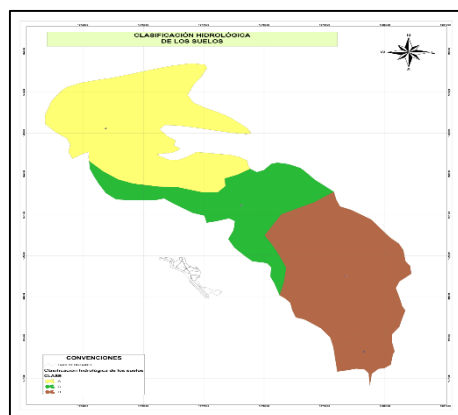


Figura 28. Mapa de la clasificación Hidrológica de los suelos en la microcuenca
Fuente Autores 2017

Para obtener el valor de la curva de escorrentía se usaron los siguientes valores obtenidos de la tabla de CN (curva de escorrentía), la cual se encuentra dentro de la resolución 865 del 2004

USO DE LA TIERRA	COBERTURA TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICION HIDROLOGICA	GRUPO DE SUELOS			
			A	B	C	D
1.Rastrojo	Hileras Rectas	-----	77	86	91	94
2.Cultivos en Hileras	Hileras Rectas	Mala	71	81	88	91
	Hileras Rectas	Buena	67	78	85	89
	Curvas de Nivel	Mala	70	79	84	88
	Curvas de Nivel	Buena	65	75	82	86
	Cur/Niv y Terrazas	Mala	66	74	80	82
	Cur/Niv y Terrazas	Buena	62	71	78	81
3.Cultivos en Hileras Estrechas	Hileras Rectas	Mala	65	76	84	86
	Hileras Rectas	Buena	63	75	83	87
	Curvas de Nivel	Mala	63	74	82	85
	Curvas de Nivel	Buena	61	73	81	84
	Cur/Niv y Terrazas	Mala	61	72	79	82
	Cur/Niv y Terrazas	Buena	59	70	78	81
4. Leguminosas en Hileras Estrechas o Forraje en Rotación	Hileras Rectas	Mala	66	77	85	89
	Hileras Rectas	Buena	58	72	81	85
	Curvas de Nivel	Mala	64	75	83	85
	1/ Curvas de Nivel	Buena	55	69	78	83
	Cur/Niv y Terrazas	Mala	63	73	80	83
	Cur/Niv y Terrazas	Buena	51	67	76	80
5.Pastos de Pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de Nivel	Mala	47	67	81	88
	Curvas de Nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de Nivel	Buena	6	35	70	79
6.Pastos de Corte		Buena	30	58	71	78
7.Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
8.Pastos		-----	59	74	82	86
9.Caminos de Tierra 2/		-----	72	82	87	89
10.Pavimentos		-----	74	84	90	92

1/ Siembre Tupida o al Voleo
2/ Incluyendo Derecho de Via

Figura 29. Tabla de los valores de la CN según la clasificación Hidrológica de los suelos.

Fuente. Resolución 865 del 2004

5.5.6. Coberturas de la tierra o tratamientos de las tierras en la microcuenca.

Según la resolución 865 del 2004; La condición superficial en la cuenca hidrográfica se refleja en el uso del suelo y las clases de tratamiento. El uso del suelo está asociado a las coberturas forestales y vegetales de la cuenca como son el tipo de vegetación, los usos agrícolas, tierras en descanso, superficies impermeables y áreas urbanas. El tratamiento del suelo se aplica a las prácticas mecánicas como perfilado de curvas de nivel propias del uso agrícola, y prácticas de manejo como controles de pastoreo y rotación de cultivos.

En suelos cultivados se identifican: tierras en descanso, praderas, cultivos de hilera, cultivos de granos, rotaciones (pobre, aceptable, buena), cultivos en hileras rectas, vegetales sembrados cercanamente, campos sembrados a lo largo de la curva de nivel y cultivos en terrazas.

Para poder realizar la clasificación de las coberturas de la tierra se descargó una imagen de satélite landsat 7emt++ del año 2016 desde el Geoportal del servicio geológico de los estados unidos, esta imagen se reprojectó del sistema internacional de referencia WGS 84 a un sistema de proyección plano MAGNA SIRGAS COLOMBIA BOGOTA , y se usó el método de reclasificación asistida en el software SIG ARGIS 10.3.



Figura 30. Imagen de satélite landsat 7 etm ++ del año 2016.

Fuente. USGG

5.5.7. Condición Hidrológica de los suelos en la microcuenca.

El tipo de vegetación y la densidad de la cobertura en la cuenca tienen una gran influencia en la capacidad de infiltración del suelo. Se definieron las siguientes categorías de cobertura para pasto natural. El porcentaje se estima cualitativamente en los mapas respectivos

Pobre = Menos del 50% de área cubierta por pasto. Alta intensidad de pastoreo

Aceptable = 50 al 75% del área cubierta por pasto. Intensidad media de pastoreo.

Buena = 75% del área cubierta por pasto. Intensidad ligera de pastoreo

La condición hidrológica para los bosques se determina igualmente cualitativamente como:

Pobre = bosques regularmente quemados con pocos arbustos y poco humus vegetal.

Aceptable = con algunos arbustos, moderada cantidad de humus vegetal y pasto.

Buena = Protegido con pasto, con alta cantidad de humus vegetal y muchos arbustos cubriendo la superficie.

Según la reclasificación de la imagen de satélite la condición hidrológica de los suelos en la cuenca hidrográfica es una condición pobre debido a sus procesos de deforestación y pérdida de vegetación natural lo cual afecta el ciclo hidrológico del agua.

5.5.8. Calculo de la precipitación media mensual.

Para el caculo de la precipitación media ménsula en la zona de la microcuenca, se solicitaron los registros de precipitación históricos de los últimos 20 años, el ideam entrego esta información en formato de block de notas , estos datos fueron analizados para encontrar los datos incompatibles con las mediciones históricas de la zona en estudio.

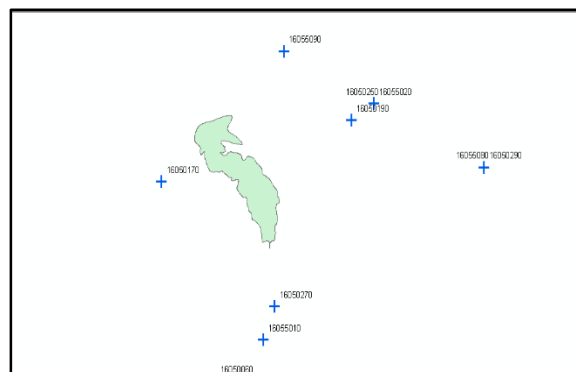


Figura 31. Localización de las estaciones meteorológicas del IDEAM requeridas.

Fuente: Autores 2017

En la tabla 24 se muestra las estaciones seleccionadas para el estudio hidrológico y sus información técnica específica, una vez se unifico la información histórica de la precipitación se acudió a generar los mapas de isoyetas para determinar el promedio de precipitación histórico en la microcuenca

Para la generación del mapa de Isoyetas se usó una interpolación geoestadística denominada Kriging, la cual permite interpolar datos estadísticos tensionados debido a su fluctuación, el promedio de precipitación al año con los datos analizados es de 970.85mm.

Tabla 24.*Estaciones para el estudio meteorológico*

INFORMACION TECNICA GENERAL								COORDENADAS DE LOCALIZACION			
CODIGO_CAT	NOMBRE	CLASE	CATEGORIA	ESTADO	DPTO	MUNICIPIO	CORRIENTE	LATITUD	LONGITUD	X	Y
16050270	LAGUNA	MET	PM	ACT	CESAR	RIO DE ORO	ALGODONAL	8.333.333	-73.35	1080138.44	1413358.55
16050170	OTARE	MET	PM	ACT	NORTE DE SANTANDER	OCAÑA	RIO DE ORO	8.400.556	-73.423.333	1072047.72	1420779.53
16050190	TEORAMA	MET	PM	ACT	NORTE DE SANTANDER	TEORAMA	QDA TEORAMA	8.433.333	-73.3	1085624.61	1424429.8
16055090	INS AGR CONVENCION	MET	CP	ACT	NORTE DE SANTANDER	CONVENCION	QDA BURBURA	8.470.556	-73.343.889	1080783.25	1428537.5

Nota: información extraída del catálogo de estaciones suministrado por el IDEAM en formato SHAPEFILE de esri

Fuente. IDEAM

Tabla 25.*Datos de la precipitación media mensual y el promedio anual de las estaciones analizadas*

COD CAT	NOMBRE	MUNICIPIO	enero	febrero	marzo	abril	mayo	junio	julio	agosto	septiembre	octubre	noviembre	diciembre	total	promedio
16050270	LA LAGUNA	RIO DE ORO	79	80	56	112	100	90	98	56	56	112	86	78	1003	83.58
16050170	OTARE	OCAÑA	82	80	50	111	67	80	86	50	55.3	110.3	80.4	70.3	922.3	76.85
16050190	TEORAMA	TEORAMA	85.6	78.7	55.7	110.7	70.7	86.8	56.8	50.9	70.5	90.9	87.6	80.9	925.8	77.15
16055090	INS AGR CONVENCION	CONVENCION	79.9	98.9	70	110.9	80.9	96.9	70.8	87.7	90.8	99.9	56.9	88.7	1032.3	86.025

Fuente. IDEAM

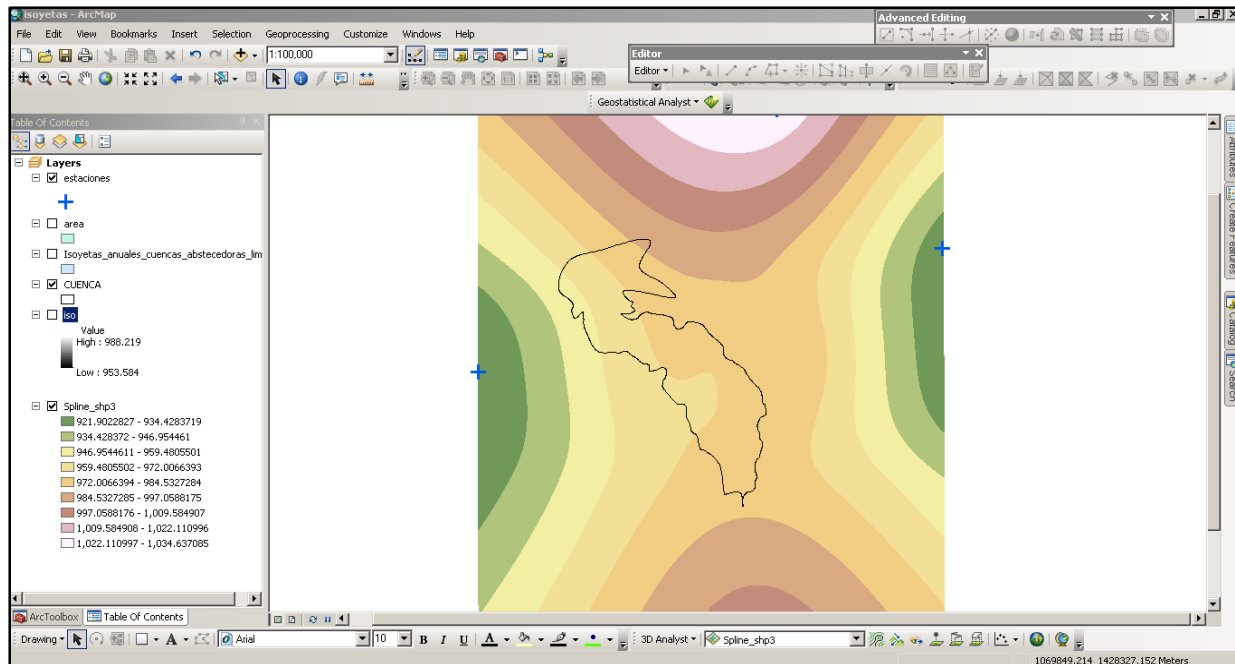


Figura 32. Raster de precipitación generado en ArcGIS 10.3

Fuente. Autores 2017

En la microcuenca se presentan precipitaciones con un rango entre 953.58mm y 988.21mm / al año; la zona norte de la microcuenca es la que presenta menores precipitaciones según los registros históricos del IDEAM, siendo la zona sur del territorio de la microcuenca el lugar más lluvioso (ver mapa de precipitaciones)

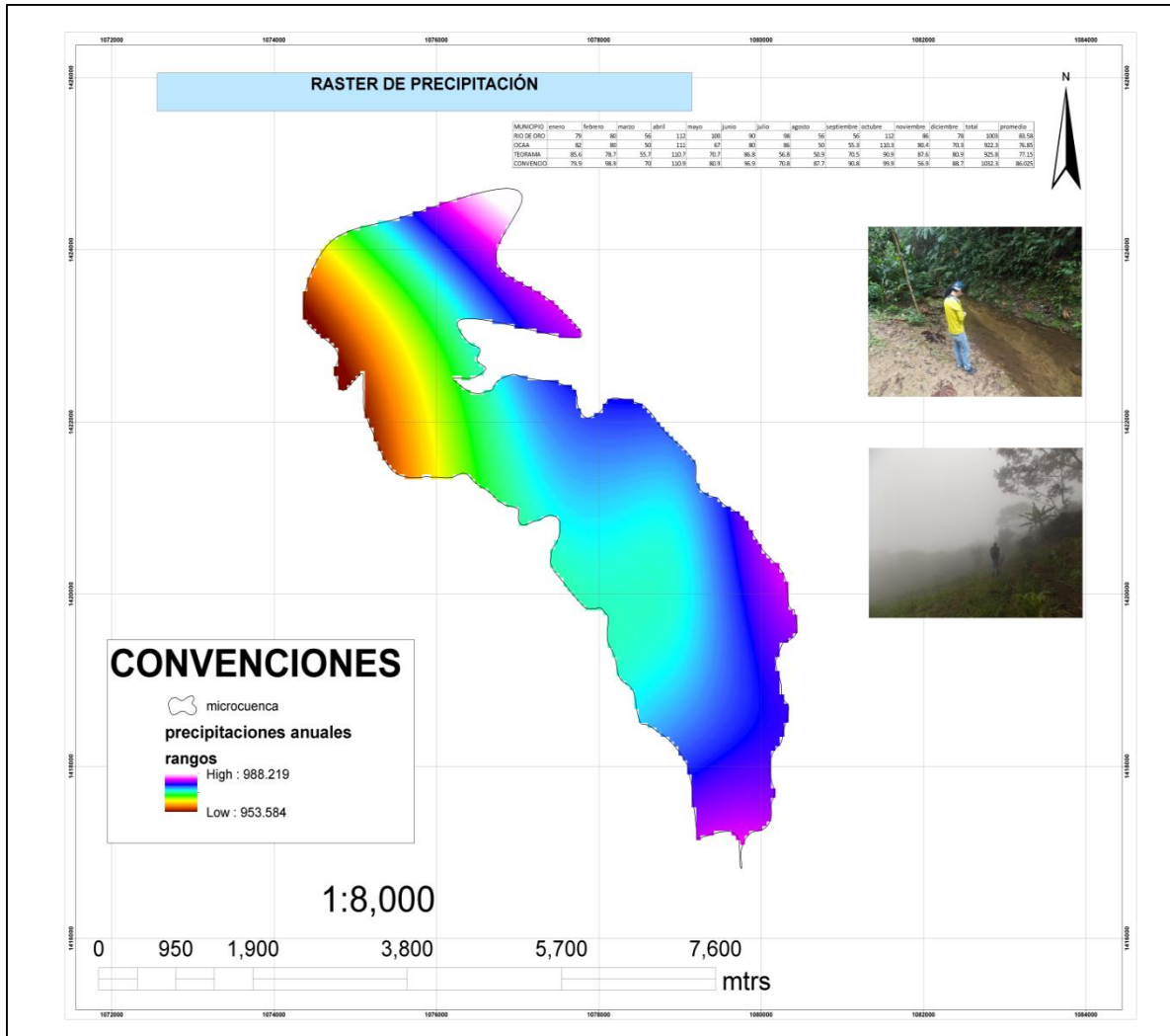


Figura 33. Mapa de precipitaciones en la microcuenca abastecedora del acueducto.

Fuente, Autores.

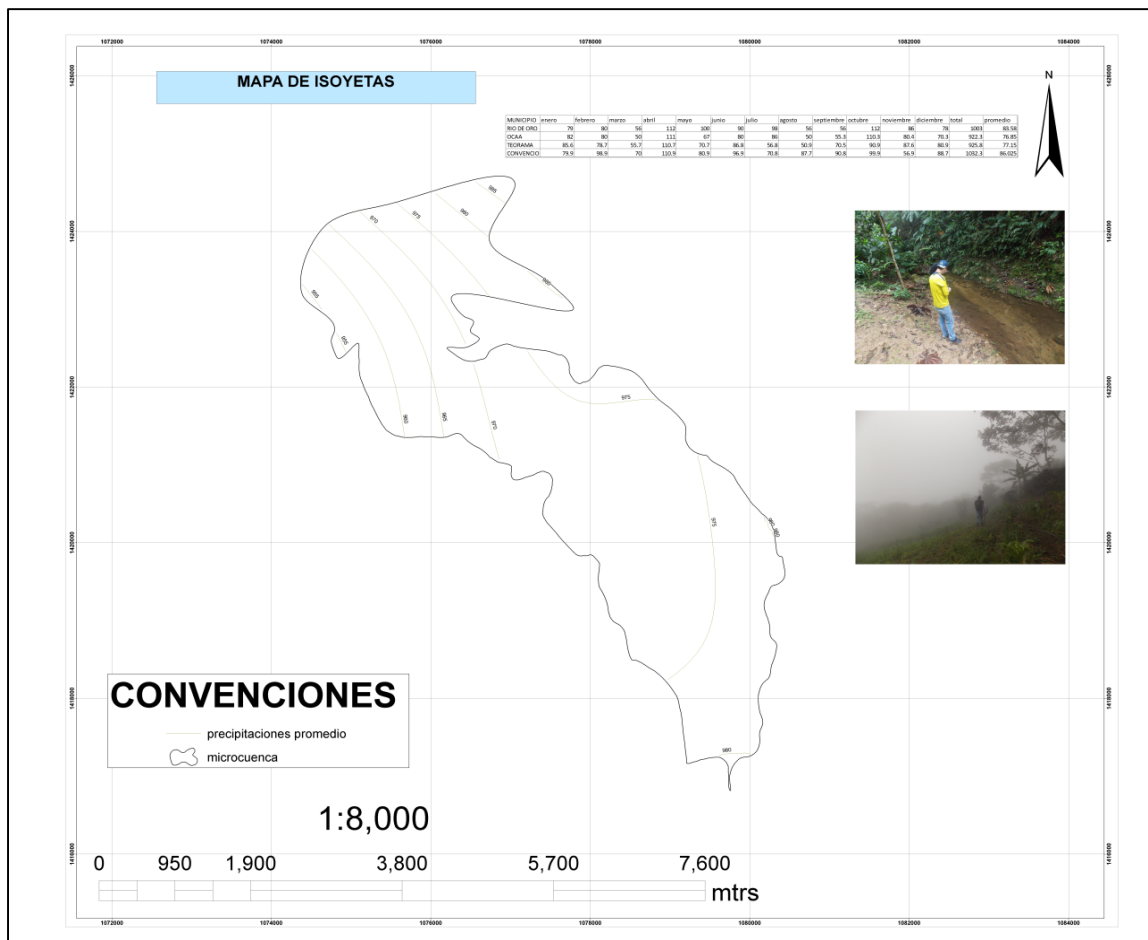


Figura 34. Mapa de Isoyetas.

Fuente: Autores 2017

5.5.9. Coeficiente de escorrentía.

Según el título D del RAS 2010 en su numeral 4.4.3.1 el coeficiente de escorrentía o impermeabilidad es función del tipo de suelo del área tributaria, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y de todos aquellos otros factores que determinen qué parte de la precipitación se convierte en escorrentía.

Para el caso del coeficiente de escorrentía se recalculo este, para la microcuenca ajustándola al umbral de escorrentía siguiendo los protocolos establecidos por HIDROSAN en las memorias técnicas del plan maestro de alcantarillado de la ciudad de Ocaña Norte de Santander.

Tabla 26.

Coeficiente de escorrentía.

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA PARA LA MICROCUENCA ABASTECEDORA	
Laderas protegidas con vegetación	0,3
Laderas carentes de vegetación	0,6

Fuente. Resolución 865 2004

5.5.10. Umbral de escorrentía. (Po).

Volumen (columna de agua) de lluvia a partir del cual se produce escorrentía superior (Si la lluvia es menor de Po, no hay escorrentía), depende del tipo de suelo, estado (seco o húmedo) y pendiente entre otros.

Los valores extremos del umbral de escorrentía se tomaron de la resolución 865 de 2004 y son los siguientes:

~ 65 mm en suelo limoso bajo bosque espeso

~ 2 mm terreno rocoso muy pendiente

Entonces la formula empírica para el cálculo del coeficiente de escorrentía.

$$c = \frac{\left(\frac{P_d}{P_o} - 1\right) * \left(\frac{P_d}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_d}{P_o} + 11\right)^2}$$

Dónde:

P_d = Precipitación máxima diaria para el periodo de retorno considerado.

P_o = Umbral de escorrentía, se estima en 20 mm, dado el relieve de la zona de estudio.

El P_d se asumirá para el cálculo mensual del coeficiente de escorrentía igual a la precipitación máxima en 24 horas, el cual se toma de la información del IDEAM para la estación climatológica de Teorama la cual fue la seleccionada para esta investigación por ser la más cercana y por unificación de datos.

Tabla 27.

Valores calculados para el umbral de escorrentía

UMBRAL DE ESCORRENTIA	
P_d	98,5
P_o	20
c	0,43

Fuente. Autores 2017

Para el diseño se estima el coeficiente de escorrentía en 0.43 para la microcuenca hidrográfica de la quebrada la cundina en el municipio de González departamento del Cesar

5.5.11. Pendiente de la microcuenca.

El método de Horton se utilizó para hallar la pendiente media de la microcuenca, donde se traslapa un raster de pendientes del terreno elaborado y reclasificado a partir de un modelo digital de elevación a 30mtrs.

Como primer paso se calcularon las pendientes complejas de la microcuenca de la quebrada la cundina, como se puede apreciar en el siguiente mapa la topografía del terreno es quebrada con altas pendientes superiores al 25 % y al 100% en gran parte de su territorio

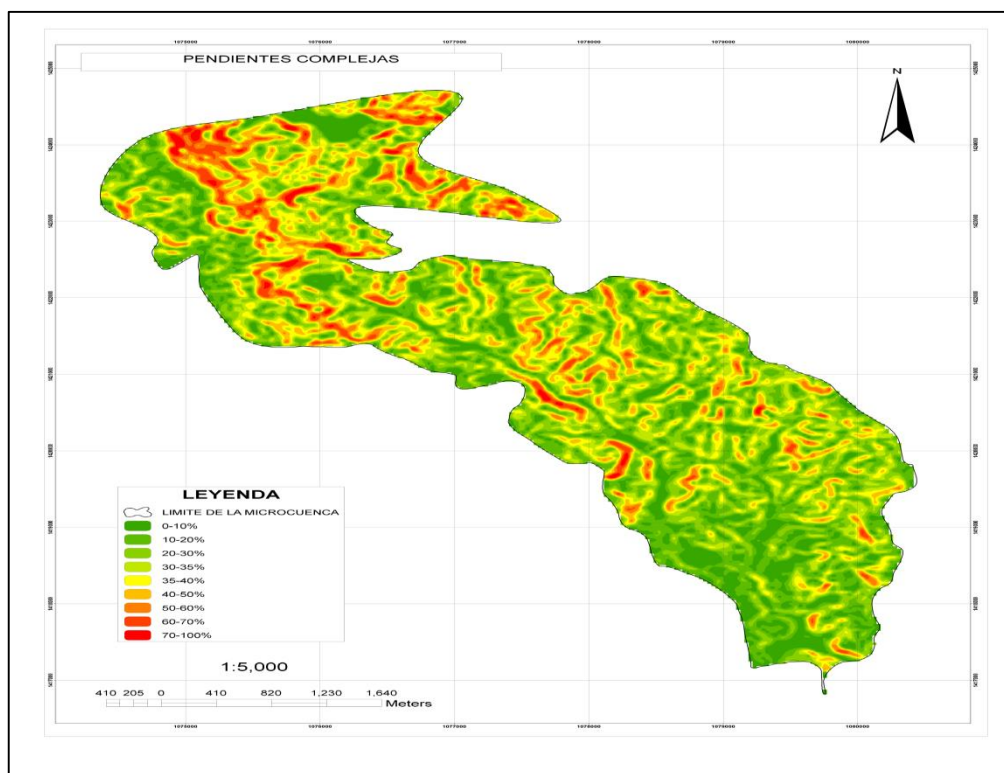


Figura 35. Mapa de pendientes complejas de la microcuenca quebrada cundina.

Fuente: Autores 2017

En la plataforma SIG ArcGIS 10.3; se realizó el traslape shp del polígono de la cuenca hidrográfica, sobre el raster de pendientes y por medio de la herramienta “estatic zonal” calculamos la pendiente media de la cuenca

Pendiente media = 47%

5.5.12. Tiempo de concentración.

Según título D del RAS 2010 en su numeral 4.4.3.4 éste es el mínimo periodo de tiempo para alcanzar el caudal máximo a la salida de la cuenca, también se puede interpretar como el tiempo que demora el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado.

$$T_c = 0.30 * \left[\frac{L}{J^{1/4}} \right]^{0.76}$$

Dónde:

T = tiempo de concentración en horas

L = Longitud de la cuenca en kilómetros

J = Pendiente media de la cuenca (m/m)

5.5.13. Intensidad de la lluvia y frecuencia de diseño.

La intensidad de la lluvia se determinara a partir de las denominadas curvas IDF, las cuales para su cálculo fue usada la siguiente metodología básica:

Se seleccionó la estación del municipio de Teorama, como base para el cálculo, dado que el buen registro de información pluviográfica la cual viene desde el año 1970 y la cercanía relativa a la microcuenca abastecedora del acueducto de unos (20 kms.) altura sobre el nivel del mar y régimen de lluvias similares a la zona de estudio, permiten asumirla como una estación regional viable para el diseño, ya que las estaciones locales cuentan con información algo dispersa e insuficiente para un análisis confiable de probabilidades de ocurrencia.

Asumida la estación con las cartas pluviográficas disponibles para el periodo comprendido en 20 años se seleccionaron noventa aguaceros considerados más intensos, y una vez analizados, se seleccionaron cincuenta y siete, sobre la consideración de contener las máximas intensidades para diferentes duraciones. De esta distribución se elaboraron los correspondientes gráficos de cada uno, para poder interpolar los valores de precipitación acumulada con intervalos de cinco minutos. Aplicando de esta manera los cálculos vectoriales se hallaron los valores de intensidades máximas de cada aguacero y se halló una distribución de probabilidades por el método de Gumbel, para cada duración y periodos de retorno, obteniendo las respectivas curvas de intensidad – frecuencia – duración, las cuales ajustadas con regresiones logarítmicas se elaboraron las curvas definitivas aplicables a la zona de estudio

Tomando la información pluviométrica de la estación pluviográfica de Teorama, sobre los valores máximos - mensuales de precipitación en veinticuatro horas, para los registros del periodo comprendido en este estudio, se observa que el comportamiento de lluvias ha sido

similar en este periodo, donde las precipitaciones máximas - medias corresponden a valores similares y las precipitaciones máximas - máximas para los distintos meses comparando los dos periodos están muy cercanos, pues las mayores se repiten o se acercan unas de otras a si sea en distintos meses.

Tabla 28.

Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas

VALORES MAXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACION EN 24 HORAS (mms)													
FECHA DE PROCESO	16/03/2017												
ESTACION	1605504 TEORAMA												
NORTE	142.442.980.104							TIPO DE ESTACIÓN	CP				
ESTE	108.562.461.266							ENTIDAD	DEAM				
ELEVACIÓN	1567		REGIONAL : SANTANDERES										
AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTI	OCTUB	NOVIEM	DICEM	
MEDIOS	7,7	15,2	18,4	31	38,2	29,6	27,9	41	27	35,4	19,5	13,4	
MAXIMOS	57,4	66,2	58,7	59,2	55,6	77	72	80	56,3	76,5	35,4	44,4	
MINIMOS	0	0	3	15	8,8	8,7	1,2	28,6	4,9	13,4	6,9	0,2	

Fuente. IDEAM

En la tabla 29 se resumen la intensidad para distintos periodos de retorno establecido para un tiempo de concentración hasta de 55 minutos.

Tabla 29.

Intensidad para distintos periodos de retorno establecido para un tiempo de concentración hasta de 55 minutos.

INTENSIDAD DE AGUAS LLUVIAS (lt/seg - Ha)					
TIEMPO DE RETORNO EN AÑOS					
Duración en minutos	3	5	10	25	50
5	268	329,5	384,5	448,9	496,7
10	241,2	297	347,8	408,9	453,9
15	218,2	268,6	315,6	373,6	416,1
20	198,3	244,5	288,1	342,2	382,3
25	180,7	223,1	263,6	314,2	351,7
30	165,7	204,5	242	289,2	324,2
35	152,2	188,1	222,5	266,7	299,5
40	140,5	173,6	205,6	246,7	277
45	130,2	160,6	190,3	228,4	257
50	120,8	149,2	176,4	212	238,4
55	112,4	138,6	164,2	197,2	221,7

Fuente. Autores 2017.

El cálculo anterior sirve para determinar caudales a distintos periodos de retorno para la estructura de captación cuando no se puede hacer caudal puntual por un periodo mínimo de dos años.

5.5.14. Aforo de la fuente superficial abastecedora.

Se realizó un aforo en el sitio de captación haciendo mediciones directas en el campo utilizando el método de velocidad superficial.

Se utilizó un elemento a manera de flotador y se establece una longitud determinada lo que nos permitió tomar lectura para así obtener la variable de velocidad superficial y elaborando la sección del canal podemos proceder a calcular el caudal a partir de la ecuación de continuidad. La fórmula utilizada para obtener los valores es la siguiente:

$$Q_{\text{real}} = V \times A \text{ (ltrs/ seg)}$$

$$v = \frac{x}{T} \text{ (m/ seg)}$$

Dónde:

Q_{real} = caudal real de la fuente.

V = Velocidad en la quebrada.

A = Área transversal.

X = Tramo de ensayo (distancia)

T = Tiempo de recorrido por el flotador (bola de icopor)



Figura 36. Medición de longitud para cálculo de caudal en la fuente abastecedora.

Fuente: Autores 2017

5.5.15. Calculo del caudal de la quebrada en periodo de verano 2016.

- Calculo de la velocidad superficial:

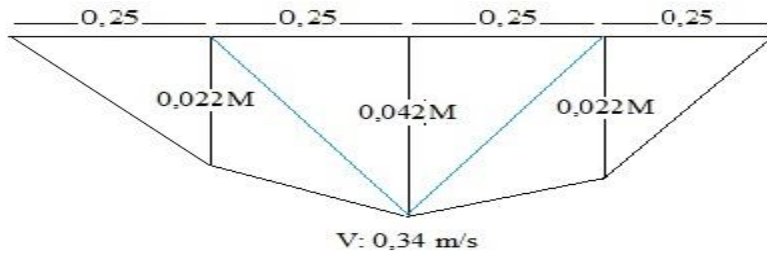
$$X = 1.8 \text{ m}$$

$$T1 = 4.81 \text{ seg } T2 = 4.67 \text{ seg } T3 = 4.84 \text{ seg } T4 = 5.35 \text{ seg } T5 = 6.51 \text{ seg}$$

$$V = 1.8 / 5.24$$

$$V = 0.34 \text{ m/s}$$

- **Calculo del área:** para calcular el área se tuvo en cuenta la siguiente sección transversal de la quebrada



Se determinó el área de cada triángulo obteniendo un área total de la sección de 0.0223m²

$$Q = V \times A$$

$$Q = 0.34 \times 0.0223$$

$$Q = 7.58 \text{ L/seg}$$



Figura 37. Aforo de la micro cuenca (decámetro, metro, bolas de icopor y cronometro
Fuente: Autores 2017

5.6. Cumplimiento del objetivo número 6. Realizar la modelación para el rediseño del sistema de acueducto como propuesta de optimización al sistema ya existente por medio de ayudas computacionales

5.6.1. Evaluación hidráulica.

Antes de realizar la modelación del diseño propuesto para la optimización del acueducto se realizó una evaluación hidráulica de los componentes del sistema que existen en la actualidad.

5.6.1.1. Captación.

La captación del acueducto existente de bocatoma de fondo o sumergible, está construida en concreto ciclópeo el cual se encuentra deteriorado, y se puede observar que en su instalación cuenta con una rejilla, permite la entrada de residuos y sedimentos que arrastra la corriente natural, no se cuenta con la infraestructura adecuada como lo especifica el R.A.S 2010



Figura 38. Bocatoma de fondo para captación del agua.

Fuente: Autores 2017

En cuanto a la cámara de recolección, esta tiene capacidad de almacenamiento pero no cuenta con la tubería de rebose ni con dimensiones que sean consideradas apropiadas para realizar limpiezas periódicas necesarias, se encuentra en regular estado, por tanto se requiere hacer modificaciones

La fuente hídrica actual nos garantiza dos veces el caudal máximo diario (5,84 lt/seg) en las condiciones actuales año 2017, y en el año horizonte 2042 dos veces el caudal máximo diario (6,02 lt/seg), ya que caudal mínimo del afluente es 6,78 lts/seg, sin embargo es necesario implementar programas de conservación del bosque aguas arriba de la captación con el fin de garantizar la continuidad del afluente el cual se encuentra en disminución de su capacidad del fluido a causa de la deforestación y al cambio climático, además realizar visitas a la micro cuenca para verificar que los programas adoptados hayan sido suficientes. Se hace necesario que la alcaldía municipal realice estudios hidrológicos a fuentes hídricas superficiales que permitan establecer si se pueden solicitar nuevas concesiones de aguas por parte de CORPOCESAR con el fin de complementar el caudal necesario para la población.

El caudal ecológico es el flujo de agua requerido para mantener las necesidades mínimas de los ecosistemas acuáticos existentes en la zona, en nuestro caso de la quebrada la cundina para mantener la cantidad y calidad de este importante recurso hídrico, para mantener su estabilidad y cumplir sus funciones, tales como la de flujo, capacidad de conducción de sólidos, recarga de acuíferos, mantenimiento de las características estéticas y paisajísticas del medio y amortiguación de los extremos climatológicos e hidrológicos. El caudal ecológico es un escurrimiento que se deja fluir por el río para preservar la integridad ecológica sin deteriorar el desarrollo de los habitantes. En la actualidad este caudal ecológico no se está implementado ya que la mayoría del agua es captada hacia el sistema de acueducto.

5.6.1.2. Aducción captación- desarenador.

De la captación salen dos tuberías de 6" hacia el desarenador a una longitud aproximada de 17 metros. La tubería parte desde la cámara de derivación y recorre los linderos de unas fincas al descubierto, la tubería se encuentra en regulares condiciones



Figura 39. Medición de la longitud entre la bocatoma y el tanque desarenador
Fuente: Autores 2017

La capacidad hidráulica de la aducción está dada por:

Longitud = 17 m

Diámetro = 6"

Pendiente hidráulica = $(1626,45 - 1626,31) / 17 = 0,0082$

Coefficiente de rugosidad = 0.009 (tabla 8.1 coeficientes de rugosidad de Manning, López Cualla)

Capacidad transporte = $0.312 \times (D^{8/3} \times S^{0.5} / n)$

$Q = 0.312 \times (0.0762^{8/3} \times 0,0082^{0.5}) / 0.009$

$$Q=0.312 \times 0.0000459 / 0.009$$

$Q=3,28 \text{ Lt/sg}$ capacidad a tubo lleno, para las dos tuberías se tiene **6,56 Lt/sg**

5.6.1.3. Desarenador.

La estructura está construida en concreto, se encuentra ubicada a 17 metros de la bocatoma el desarenador presenta regular estado físico y cuenta con la cámara de quietamiento, zona de sedimentación, vertedero de salida y vertedero de rebose (no presenta planos hidráulicos del diseño)



Figura 40. Desarenador

Fuente: Autores 2017

Evaluación del desarenador.

Velocidad de sedimentación.

$$v_s = \frac{g}{18} \times \left(\frac{P_s - p}{\mu} \right) \times d^2$$

$$v_s = \frac{981}{18} \times \left(\frac{2.65 - 1.0}{0.01059} \right) \times (0.005)^2$$

$$V_s = 0,212 \text{ cm/seg} = 2,12 \text{ mm/seg}$$

Numero de Reynolds

$$Re = \frac{V_s \times d}{\mu} \quad Re = \frac{0,212 \times 0,005}{0,01059}$$

$$Re = 0.1 < 1.0 \text{ flujo lamina}$$

Periodo de retención

$$T = H / V_s$$

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

H = Profundidad útil del desarenador = 1.5 m

V_s = Velocidad de sedimentación = 2.12 mm/seg

$$T = 1500 \text{ mm} / 2.12 \text{ mm/seg.} = 707.55 \text{ seg.}$$



Figura 41. Mediciones para la evaluación hidráulica del desarenador.
Fuente: Autores 2017

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención (θ) y el tiempo que demora la partícula en tocar fondo (t), en condiciones de depósitos con deflectores deficientes y esperando una remoción del 75% de las partículas es:

$$\theta = 3T$$

$$\theta = 3T$$

$$\theta = 3 \times 707.55 \text{ seg}$$

$$\theta = 2122.64 \text{ seg} = 35.38 \text{ min} = 0.59 \text{ horas}$$

$$0.5 \text{ horas} \leq 0.59 \text{ horas} \leq 4 \text{ horas} \quad \text{ok}$$

Caudal de diseño

$$Q = C/\Theta$$

Q = Caudal de diseño (m³/seg)

C = Capacidad del desarenador = 1.20m x 4m x 1.50m = 7.2 m³

Para

Período de retención = 2122.64seg = 35.38 min

$$Q = 7.2 / 2122.64 = 0.0034 \text{ m}^3/\text{seg} = \mathbf{3.4 \text{ lts/seg}}$$

Carga hidráulica superficial

$$q = Q / A_s$$

q = Carga hidráulica superficial comprendida entre 15 – 80 (m³/m²/día)

Q = Capacidad hidráulica del desarenador (m³/seg)

A_s = Área superficial del tanque (m²)

$$q = (3.4 \text{ lts/seg} / 1000) \times 86400 / (4\text{m} \times 1.20\text{m}) = 61.2 \text{ (m}^3/\text{m}^2/\text{día)}$$

15 < 61.2 < 80 (m³/m²/día) ok

Velocidad horizontal

$$V_h = V_o \times L / H$$

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg

$$V_o = \text{Carga hidráulica superficial} = 61.2 / 86400 = 0.000708 \text{ m/seg}$$

L = Largo útil del desarenador = 4 m

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.50 m

$$V_h = (0.000708 \text{ m/seg} \times 4 \text{ m} / 1.50 \text{ m}) \times 100 = 0.189 \text{ cm/seg}$$

Velocidad horizontal máxima

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$$

$V_{h\text{máx}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg

V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times 0.212 \text{ cm/seg} = 4.24 \text{ cm/seg}$$

Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{(8 \times k \times g \times (P_s - P) \times d / f)}$$

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg

k = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

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

g = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²

Ps = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm³

P = Peso específico del agua = 1 gr/cm³

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

$$V_r = \sqrt{(8 \times 0.04 \times 981 \times (2.65 - 1.00) \times 0.005 / 0.03)} V_r = 9.29 \text{ cm/seg}$$

Se debe cumplir

$V_h < V_{hmax}$

0.189 cm/seg < 4.24 cm/seg ok

$V_h < V_r$

0.189 cm/seg < 9.29 cm/seg ok

El desarenador actual cumple con algunas de las especificaciones exigidas por el RAS 2010, sin embargo la pendiente en las losas de fondo no cumple con lo estipulado, hecho que genera demoras en el mantenimiento y limpieza. Dentro de sus funciones cumple con la velocidad horizontal y la carga hidráulica superficial las cuales están dentro del rango establecido. Pero no son favorables por las condiciones físicas en que se construyó el desarenador.

Se recomienda construir un nuevo desarenador el cual permita la sedimentación de las partículas con el fin de garantizar que no se vayan partículas en suspensión hacia la línea de conducción lo cual generaría taponamientos en el sistema.

Este desarenador debería contar como mínimo con un canal que permita el flujo del agua libremente, cuando éste se encuentre en condiciones de mantenimiento o limpieza. El RAS en el título B.4.6.4 recomienda un máximo de $1000 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$, como carga superficial.

5.6.1.4. Línea de aducción – desarenador- tanque de almacenamiento.

Cuenta con capacidad de transporte del caudal en condición actual y para el caudal de conducción futura, sin embargo no presenta válvulas de purga ni ventosa. La tubería se encuentra expuesta en sectores, lo que hace necesario su protección.

5.6.1.5. Tanque de almacenamiento.

Posee una capacidad de almacenamiento de $403,2 \text{ m}^3$, cuenta con un caudal aproximado de llegada de $4,5 \text{ lt/seg}$, se encuentra en condiciones aceptables en cuanto a estructura, pero su mantenimiento es insuficiente, lo que perjudica las condiciones de salubridad del agua.

5.6.1.6. Red de distribución.

Considerando que las tuberías de distribución se encuentran en condiciones aceptables, se procedió a evaluar el comportamiento hidráulico de la red basado en las demandas actuales y futuras al uso que se le da por parte de los usuarios.

Para evaluar hidráulicamente la red se tuvieron en cuenta la demanda correspondiente. Se elaboró un Cuadro de consumos en el año actual y para el horizonte del proyecto año 2042.

Posterior a esto se procedió a utilizar un programa de simulación de redes de distribución EPANET con el fin de conocer el comportamiento de la red actualmente y en el año horizonte de proyección.

Descripción del programa utilizado. Para poder desarrollar la modelación en el programa EPANET se le cargan datos como:

- Número de tramos de la red.
- Numero de nudos de la red.
- Nudo inicial.
- Nudo final.
- Longitud del tramo.
- Diámetro de la tubería.
- Coeficiente de fricción de Darcy weisbach.
- Coeficiente de perdidas menores.
- Demanda en los nudos.
- Cota clave en los nudos.

Los datos obtenidos, después del análisis que realiza el programa nos arroja resultados del comportamiento que presenta la red algunos de estos resultados son

- Velocidad en los tramos.
- Presión en los nudos.
- Perdida en m/km en cada tramo.

- Caudal de salida en cada tramo.

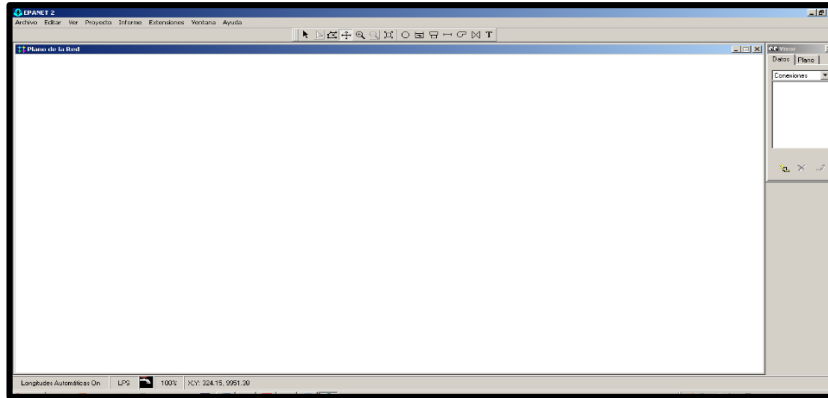


Figura 42. Interface de trabajo del software EPANET 2.0.

Fuente: Autores 2017

En la margen superior derecha de la interface de inicio se encuentran todas las barras de herramientas a utilizar, para conformar la red mediante la unión de los tramos de tubería, los embalses, nudos, longitud, coeficiente de rugosidad, diámetro, cota clave.

Tubería 2		Conexión 2	
Propiedad	Valor	Propiedad	Valor
*ID Tubería	2	*ID Conexión	2
*Nudo Inicial	2	Coordenada-X	3039.68
*Nudo Final	3	Coordenada-Y	8365.23
Descripción		Descripción	
Etiqueta		Etiqueta	
*Longitud	184.26	*Cota	1149.399
*Diámetro	76.2	Demanda Base	0
*Rugosidad	0.009	Patrón de Demanda	

Figura 43. IP de la extensión de análisis inicial del software EPANET

Fuente: Autores 2017

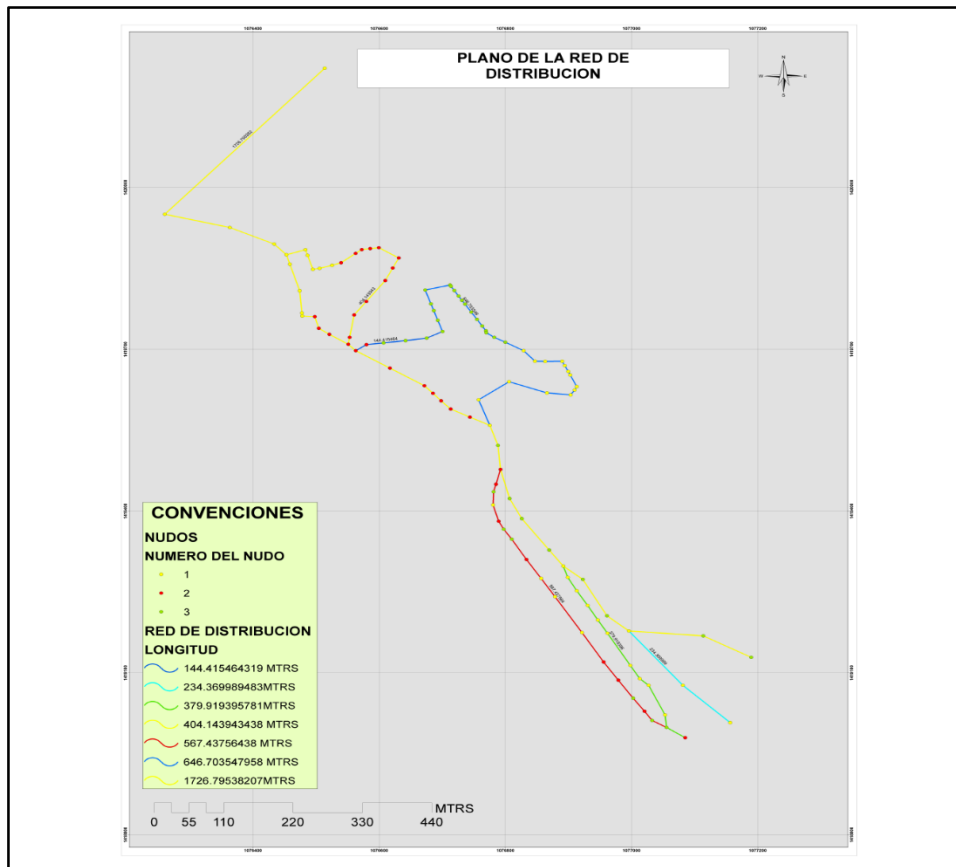


Figura 44. Red de conducción

Fuente: Autores 2017

Método usado. Método de densidad poblacional. En este método se tiene en cuenta la población por área que conforma cada nudo el caudal en cada nudo será.

$$Q_i = Q_P * P_i$$

Q_P = caudal unitario poblacional.

$$Q_P = Q_t / P_t$$

Q_t = caudal máximo horario para la población.

P_t = población total del proyecto

Pi= población en el area de influencia de los nudos

Consideraciones año 2017

Población = 1314

Habitantes Dotación = 90 ltrs/hab/día

Qmd = 2,236 ltrs/seg (incluye los diferentes usos)

QMD = 2,9068 ltrs/seg

QMH = 4,3602 ltrs/seg

Tabla 30.

Calculo de caudales red actual año 2016

CALCULO DE CAUDALES RED ACTUAL AÑO 2016							
Tramo	Longitud (mtrs)	Viviendas	Hab/viviendas	Numero-hab	Nodo	Demanda(ltrs/seg)	
1	2	42,14	10	4	40	Tanque	0.09
2	3	184,26	15	4	60	2	0.10
3	4	118.13	17	4	68	3	0.12
4	5	37.21	14	4	56	4	0.10
5	6	72.84	10	4	40	5	0.09
6	7	60.39	17	4	68	6	0.12
7	8	72.84	15	4	60	7	0.12
8	5	56.72	22	4	88	8	0.30
8	9	37	10	4	40	9	0.09
9	10	19	23	4	92	10	0.33
9	4	56.72	14	4	56	11	0.10

Fuente. Autores 2017

Tabla 31.

Evaluación de los nudos red de distribución actual

EVALUACION ESTADO DE LOS NUDOS RED DE DISTRIBUCION ACTUAL					
CALCULO DE RED EPANET					
INFORME DE LOS NUDOS					
Nudo	cota	Demanda BASE (LT/Sg)	DEMANDA (LT/sg)	ALTURA (m)	PRESION (m)
Conexión 2	1.149,40	0.48	0.48	1154.18	4.78
Conexión 3	1146,112	0.48	0.48	1151.29	5.18
Conexion4	1132.46	0.39	0.39	1147.21	14.74
Conexion5	1132.15	0.301	0.301	1145.3	13.13
Conexión6	1131.07	0.161	0.161	1144.89	13.80
Conexion7	1134.22	0.141	0.141	1144.9	10.66
Conexion8	1134.5	0.108	0.108	1145.24	10.71
Conexión 9	1135	0.067	0.067	1145.68	10.65
Conexion10	1135.1	0.05	0.05	1145.66	10.54
Embalse	1.154.327	0	0	1154.33	0

Fuente. Autores 2017

Nota: el punto denominado embalse se refiere al tanque de almacenamiento que para efectos de modelación en epanet se toma de esta manera

Tabla 32.*Calculo de red EPANET.*

CALCULO DE RED EPANET 2.0							
INFORME DE LAS LINEAS DE TUBERIA							
Longitud (m)	Diámetro(mm)	Rugosidad (mm)	Caudal (ltr/seg)	Velocidad (m/s)	Perd Unit (m/km)	Factor de fricción	ID línea
42.14	76.2	0.009	2.18	0.48	3.49	0.023	Tuberia1
184.26	50.8	0.009	1.7	0.84	15.69	0.022	Tuberia2
118.13	38.1	0.009	1.22	1.07	34.64	0.023	Tuberia3
37.21	25.4	0.009	0.51	1.01	51.55	0.026	Tuberia4
72.84	25.4	0.009	0.15	0.29	5.7	0.035	Tuberia5
60.39	25.4	0.009	0.02	0.03	0.17	0.068	Tuberia6
52.1	25.4	0.009	0.16	0.31	6.51	0.034	Tuberia7
37.21	25.4	0.009	0.02	0.4	11.72	0.031	Tuberia8
56.72	25.4	0.009	0.16	0.13	1.15	0.029	Tuberia9
19	25.4	0.009	0.2	0.1	0.58	0.029	Tuberia10
56.72	25.4	0.009	0.06	0.63	27.28	0.028	Tuberia11

Fuente. Autores 2017

Consideraciones para la evaluación de la red en el año horizonte 2042

Población = 1386 Habitantes

Dotación 90 lts/hab*día

Qmd =2,316 lts/seg

QMD = 3,0108 lts/seg

QMH = 4,5162 lts/seg

Tabla 33.*Calculo de caudales red futura año 2042.*

CALCULO DE CAUDALES RED FUTURA AÑO 2042							
Tramo	Longitud (mtrs)	Viviendas	Hab/viviendas	Numero-hab	Nodo	Demanda(ltrs/seg)	
1	2	42,14	15	5	75	Tanque	0.16
2	3	184,26	40	5	200	2	0.43
3	4	118.13	35	5	175	3	0.41
4	5	37.21	19	5	95	4	0.16
5	6	72.84	25	5	125	5	0.22
6	7	60.39	23	5	115	6	0.22
7	8	72.84	25	5	125	7	0.27
8	5	56.72	30	5	150	8	0.48
8	9	37	20	5	100	9	0.18
9	10	19	23	5	115	10	0.40
9	4	56.72	22	5	110	11	0.18

Fuente. Autores 2017

Tabla 34.*Evaluación de los nudos red de distribución futura optimizada año 2042*

EVALUACION ESTADO DE LOS NUDOS RED DE DISTRIBUCION FUTURA OPTIMIZADA AÑO 2042					
CALCULO DE RED EPANET					
INFORME DE LOS NUDOS					
Nudo	cota	Demanda BASE (LT/Sg)	DEMANDA (LT/sg)	ALTURA (m)	PRESION (m)
Conexión 2	1.149,40	0.48	0.48	1154.18	4.59
Conexión 3	1146,112	0.48	0.48	1151.29	10.13
Conexion4	1132.46	0.39	0.39	1147.21	8.89
Conexion5	1132.15	0.301	0.301	1145.3	16.4
Conexión6	1131.07	0.161	0.161	1144.89	4.87
Conexion7	1134.22	0.141	0.141	1144.9	1.8
Conexion8	1134.5	0.108	0.108	1145.24	2.5
Conexión 9	1135	0.067	0.067	1145.68	3.2
Conexion10	1135.1	0.05	0.05	1145.66	3
Embalse	1.154.327	0	0	1154.33	0

Fuente. Autores 2017

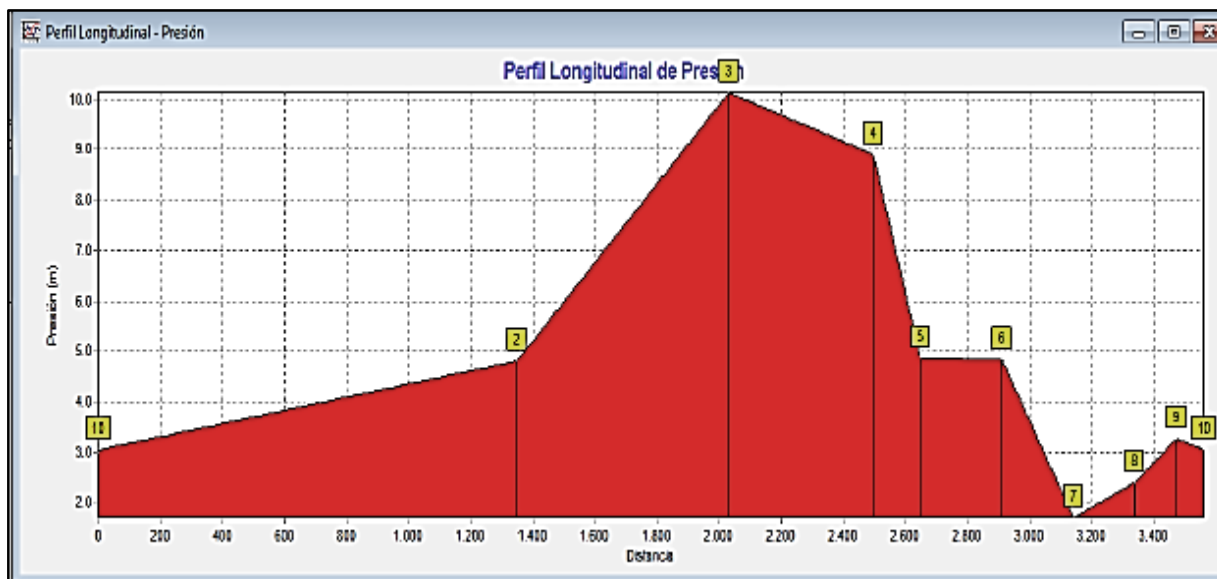


Figura 45. Perfil longitudinal de presión.

Fuente: Autores 2017

Tabla 35.

Calculo de red EPANET año 2042.

CALCULO DE RED EPANET 2.0							
INFORME DE LAS LINEAS DE TUBERIA							
Longitud (m)	Diámetro(mm)	Rugosidad (mm)	Caudal (ltr/seg)	Velocidad (m/s)	Perd Unit (m/km)	Factor de fricción	ID línea
42.14	76.2	0.009	2.18	0.48	3.49	0.023	Tuberia1
184.26	50.8	0.009	1.7	0.84	15.69	0.022	Tuberia2
118.13	38.1	0.009	1.22	1.07	34.64	0.023	Tuberia3
37.21	25.4	0.009	0.51	1.01	51.55	0.026	Tuberia4
72.84	25.4	0.009	0.15	0.29	5.7	0.035	Tuberia5
60.39	25.4	0.009	0.02	0.03	0.17	0.068	Tuberia6
52.1	25.4	0.009	0.16	0.31	6.51	0.034	Tuberia7
37.21	25.4	0.009	0.02	0.4	11.72	0.031	Tuberia8
56.72	25.4	0.009	0.16	0.13	1.15	0.029	Tuberia9
19	25.4	0.009	0.2	0.1	0.58	0.029	Tuberia10
56.72	25.4	0.009	0.06	0.63	27.28	0.028	Tuberia11

Fuente. Autores 2017

Al realizar el análisis de los resultados de la evaluación de la red se puede concluir, que la red de distribución existente está capacitada para transportar el QMH actual, en cuanto a el QMH futuro no se encuentra capacitada ya que se presentan presiones por debajo del rango (permitido 10 – 60 mca) para el año 2042 . Es de anotar que incluso se presentan velocidades bajas en la condición actual y futura en algunos tramos en tubería de Ø1. Estando por debajo de lo permitido (0.5 m/seg). Por lo anterior se puede presentar problemas de capacidad de transporte en las tuberías 5, 6, 7, 8, 10. Presentándose un caudal mínimo y con baja presión en horas de alto consumo, existiendo diferencias de presión

5.6.2. Evaluación de alternativas para mejoramiento del sistema de acueducto del casco urbano de González departamento del Cesar.

Después de realizar la evaluación de la estructura del acueducto existente, a continuación se presentan alternativas que nos permitan tener un sistema de acueducto adecuado y satisfacer las necesidades de los usuarios del acueducto

5.6.2.1. Fuente de abastecimiento.

se requiere otra fuente de abastecimiento alternativa, aunque la quebrada la cundina nos garantiza el caudal necesario para el periodo de diseño propuesto, se ha observado una disminución en el caudal debido a la deforestación presente aguas arriba de la captación y además se recomienda el diseño y construcción de un planta para el tratamiento de estas aguas ya que los resultados del análisis de aguas muestra que esta fuente presenta una calidad regular para el consumo humano según lo establecido en el documento RAS 2010.

5.6.2.2. Captación.

Requiere de una estructura de control que nos permita realizar aforo, en la rejilla se debe modificar el espaciamiento entre barros, ya que este permite el ingreso de algunas rocas y material vegetal.

5.6.2.3. Cámara de recolección.

Es necesario demoler por el deterioro que presenta la estructura, sus dimensiones no permiten realizar el mantenimiento o limpieza necesarios, se requiere mínimo unas dimensiones de 1,2 m * 1,2 m que mejoren la accesibilidad, además se debe un instalar un vertedero de exceso y en lo posible la instalación de una compuerta, con el fin de poder realizar aforos y tener un control del caudal captado. La proximidad de la estructura con el talud, en épocas de invierno el terreno la hace potencialmente propensa a erosión obstruyendo su funcionamiento, es necesario construir una nueva más adelante para evitar problemas con el talud.

5.6.2.4. Línea de aducción captación- desarenador.

La capacidad de la línea de aducción es suficiente cumple con la demanda actual y a futuro. Se encuentra en regular estado, se necesita proteger la tubería en el cruce con el camino de herradura, debido a que se encuentra expuesta y se puede afectar por las personas y animales que transitan por ese punto.

5.6.2.5. Desarenador.

Se requiere la construcción de un nuevo desarenador, que cumpla con las especificaciones técnicas, el actual no permite su mantenimiento adecuado. El agua llega al tanque con partículas en suspensión y de ser posible, la construcción de otro modulo, para que el servicio sea constante y no se presenten inconvenientes a la hora de realizar limpieza a uno de los módulos.

5.6.2.5. Línea de aducción- desarenador tanque.

Tiene capacidad de conducción en las condiciones actuales y para las futuras, sin embargo es necesario instalar válvulas de purga y ventosa a lo largo de la línea de aducción para evitar taponamientos y que tenga un funcionamiento adecuado, se deben proteger las tuberías en sectores donde el terreno esta erosionado y con susceptibilidad a movimientos en masa.

Además ejercer un mayor control con respecto a las conexiones fraudulentas con el fin de que el caudal sea el adecuado.

5.6.2.6. Tanque de almacenamiento.

Se requiere la construcción de un tanque de almacenamiento de un módulo que garantice el suministro de agua a los usuarios del acueducto, el actual está deteriorado y presenta desgaste normal que se presenta con los años de servicios.



Figura 46. Inspección del tanque de almacenamiento

Fuente: Autores 2017

5.6.2.7. Red de distribución.

se hace necesario el cambio de diámetro en la totalidad de la red de distribución, se presentan problemas de presión y cantidad de agua en sectores en los que no llega el fluido, se necesitan válvulas de cierre en la entrada a la red para facilitar los trabajos que se realizan a la red de distribución, los diámetros actuales de la red no cumplen con mínimos requeridos por la norma

5.6.3. Optimización del sistema de acueducto existente

5.6.3.1. Optimización de la captación.

En el sistema existe una captación la cual se encuentra construida en concreto ciclópeo, la estructura presenta desgaste en el concreto y la rejilla se encuentra en mal estado físico, las separación de barrotes según el RAS 2010 no son las adecuadas, respecto a la filtración de material flotante hacia las estructuras de la captación por lo consiguiente se recomienda un rediseño que tenga las adecuadas especificaciones del R.A.S 2010.

Q.máximo del río= 13.53 ltrs/ seg = 0.01353 m³/ seg

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

$$H = \left(\frac{0.01353}{1.84 * 1.5} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H=0.029\text{m}$$

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

$$L' = 1.5 - 0.1 (0.029) * 2 = 1.4942\text{m}$$

Velocidad de la quebrada sobre la presa

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

$$V_r = \frac{0.01353}{1.4942 * 0.029}$$

$$V_r = 0.31 \text{ m/seg}$$

$$0.30 \text{ m/seg} \leq 0.31 \text{ m/seg} \leq 3 \text{ m/seg}$$

Diseño de la rejilla y el canal de aducción

El ancho del canal de aducción será:

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

$$X_s = 0.36(0.31)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0.029)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.24 \text{ m}$$

$$X_1 = 0.18V^{\frac{4}{7}} + 0.74H^{\frac{3}{4}}$$

$$X_1 = 0.18(0.31)^{\frac{4}{7}} + 0.74(0.029)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_1 = 0.14 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0.10 \text{ m} = 0.24 + 0.10 \text{ m} = 0.34 \text{ m} = 0.40 \text{ m}$$

Se adoptan barrotes de $\frac{1}{2}$ "(0.0127m) y separación de 1.5 cm

Por otra parte se supone la velocidad entre barrotes es igual a 0.10 m/s

$$A_n = \frac{Q}{0.9 V_b}$$

$$A_n = \frac{0.01353}{0.9 * 0.10}$$

$$A_n = 0.15m^2$$

$$L_r = \frac{A_n(a + b)}{a * B}$$

$$L_r = \frac{0.15(0.015 + 0.0127)}{0.015 * 0.40}$$

$L_r = 0.6925m$ lo aproximamos a 0.70m

$$A_n = \frac{a}{a + b} * B * L_r$$

$$A_n = \frac{0.015}{0.015 + 0.0127} * 0.40 * 0.70$$

$$A_n = 0.15m^2$$

El número de orificios es de:

$$N = \frac{A_n}{a * B} = \frac{0.15m^2}{(0.015)(0.40)} = 25 \text{ orificios}$$

$$L_r = \frac{0.15(0.015 + 0.0127)}{(0.015)(0.40)} = 0.70 \text{ m}$$

$$V_b = \frac{Q}{0.9 * A_n}$$

$$V_b = \frac{0.01353}{0.9 * 0.15} = 0.098m/seg < 0.10m/seg$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

Aguas abajo

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

$$h_c = h_e = \left(\frac{0.01353^2}{9.81 * 0.40^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$h_c = h_e = 0.05m$$

Aguas arriba

$$L_c = L_r + \text{espesor del muro} = 0.70 + 0.30 = 1m$$

Se adopta $i = 3\%$

$$h_o = \left[2h_e^2 + \left(h_e - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} iL_c$$

$$h_o = 0.034m$$

$$H_o = h_o + B.L$$

$$H_o = 0.034\text{m} + 0.15\text{m} = 0.184\text{m}$$

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + jL_c + B.L$$

$$H_e = 0.03 + (0.034 - 0.03) + 0.03(0.70 + 0.30) + (0.15) = 0.214\text{m}$$

La velocidad del agua al final del canal será:

$$v_e = \frac{Q}{Bhe} = v_e = \frac{0.006368}{(0.40)(0.03)} = 0.53 \text{ m/seg}$$

$$0.3 \text{ m/seg} < 0.53 \text{ m/seg} < 3 \text{ m/seg}$$

5.6.3.2. Diseño de la cámara de recolección

$$X_s = 0.36(0.53)^{2/3} + 0.60(0.03)^{4/7} = 0.32\text{m}$$

$$X_i = 0.18(0.53)^{2/3} + 0.60(0.03)^{4/7} = 0.20\text{m}$$

$$B_{camara} = X_s + 0.30 = 0.32 + 0.30 = 0.62 \text{ m}$$

$$B_{camara} = 0.62 \text{ m}$$

Por facilidad de acceso y mantenimiento se adopta una cámara cuadrada de 1.20m x 1.20m

Calculo de la altura de los muros de contención

Q.máximo del río= 13.53 ltrs/ seg = 0.01353 m³/ seg

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

$$H = \left(\frac{0.01353}{1.84 * 1.5} \right)^{\frac{2}{3}}$$

H=0.029m

Dejando borde libre de 30 cm, entonces la altura de los muros será de 0.35m

Calculo del caudal de excesos:

Q.promedio de la quebrada = 0.008. m³/seg

$$H = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = H = \left(\frac{0.008}{(1.84)(0.80)} \right)^{2/3}$$

H= 0.031m

Q.maximo = 13.53 ltrs/seg

Q. medio =8 ltrs/ seg

Q captado = Cd Aneta* $\sqrt{2gh}$

Q captado = (0.30) (0.15) $\sqrt{2(9.81)(0.031)} = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$

Q exceso = Q captado – Q diseño = 0.028632 m³/seg

$$H \text{ excesos} = \left(\frac{Q}{1.84L} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.028632}{(1.84)(1.20)} \right)^{2/3} = 0.0552m$$

$$ve = \frac{Qe}{Bcamaraxhe} = \frac{0.028632}{(0.0552)(1.20)} = 0.43 \text{ m/seg}$$

$$Xs = 0.36(0.43)^{2/3} + 0.60 (0.0552)^{4/7} = 0.32 \text{ m}$$

El vertedero de excesos será colocado a 0.65m de la pared aguas debajo de la cámara de recolección.

5.6.3.3. Rediseño del desarenador.

El acceso al desarenador es muy limitado, y la norma nos estipula que debe hacerse limpieza por gravedad. En desarenadores de remoción manual el depósito de arena debe acumular un equivalente al 10% del volumen total del desarenador.

Condiciones del rediseño del desarenador

Diámetro de la partícula a sedimentar = 0.05 mm

Parido de retención mínimo = 20 min

Temperatura del agua = 17°C.

Caudal de diseño = 4.94 ltrs/seg

Periodo de diseño = 25 años

Remoción de partículas de diámetro (d) = 75%

Viscosidad cinemática= = 0.01112 cm²/seg

Cota lámina de agua entrada tubería al desarenador = 1190.534

Cota batea de tubería de entrada = 1190.483

Cota corona muros = 1190.83

Parámetros de sedimentación.

Velocidad de sedimentación. Formula de Stokes.

P = peso específico del agua (1gr/cm³)

g = aceleración de la gravedad (981cm/s²)

ps = peso específico de la partícula a remover arena (2.65gr/cm³)

μ = viscosidad del agua a temperatura que se encuentra = 0.01059 cm²/seg

d = diámetro de la partícula a remover

$$v_s = \frac{g}{18} \times \left(\frac{P_s - p}{\mu} \right) \times d^2$$

$$v_s = \frac{981}{18} \times \left(\frac{2.65 - 1.0}{0.01059} \right) \times (0.005)^2$$

vs = 0.21 cm/s) vs= 2.12mm/seg

Numero de Reynolds.

$$Re = \frac{v_s \times d}{\mu} \quad Re = \frac{0.212 \times 0.005}{0.01059}$$

Período de retención.

T = H / Vs

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

H = Profundidad útil del desarenador = 1.5 m

V_s = Velocidad de sedimentación = 2.12 mm/seg

T = 100mm / 0.21 mm/seg. = 476.19 seg.

Según el libro sobre abastecimiento de Aguas Flinn – Weston y Bogert, la relación entre el período de retención (a) y el tiempo que demora la partícula en tocar fondo (t), en condiciones de depósitos con deflectores deficientes y esperando una remoción del 75% de las partículas es:

$$\Theta = 3 T$$

$$\Theta = 3 * 476.19 \text{seg}$$

$$\Theta = 1428.57 \text{seg} = 23.81 \text{ min} > 20 \text{ min literal B4.6.4 RAS}$$

Volumen del tanque

$$V = \Theta \times Q \text{ diseño} = 1428.57 \text{ seg} \times 4.94 \text{ lts/seg} = 7.05 \text{m}^3$$

Área superficial del tanque

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

$$A_s = \frac{7.05}{1.5} = 4.7 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque l: b 4:1

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4m}} = \sqrt{\frac{4.7}{4m}} = 1.1 \text{m} \text{ lo aproximamos a } 1.2 \text{m}$$

$$L = 4 \times B = 4 \times 1.2 = 4.8\text{m}$$

Carga hidráulica superficial para el tanque.

$$q = Q / A_s$$

$$q = \text{Carga hidráulica superficial comprendida entre } 15 - 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$$Q = \text{Capacidad hidráulica del desarenador (m}^3\text{/seg)}$$

$$A_s = \text{Área superficial del tanque (m}^2\text{)}$$

$$q = (4.94 \text{ lts/seg} / 1000) \times 86400 / (1.2\text{m} \times 4.8\text{m})$$

$$q = 74 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

$$15 < 74 < 80 \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/día)}$$

Cumple con especificaciones de carga superficial RAS 2010.

$$q = V_0 = 74 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2} \text{ día} = 0.086 \text{ cm/seg}$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{V_0 * 18\mu}{g * (P_s - p)}}$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{0.086 * 18(0.01059)}{9.81 * (2.65 - 1)}} = 0.032\text{m}$$

Relación de tiempos igual a relación de velocidades.

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0} = \frac{0.21 \text{ cm/seg}}{0.086 \text{ cm/seg}} = 2.44$$

Se removerán partículas de diámetro igual 0.012 mm. Se tiene en cuenta las condiciones reales, flujo uniforme, corrientes de densidad y velocidad horizontal variable, el diámetro se aumenta a 0.03 mm.

Velocidad horizontal.

$$V_h = V_o \times L / H$$

V_h = Velocidad horizontal en cm /seg

$$V_o = \text{Carga hidráulica superficial} = 74 / 86400 = 0.00086 \text{ m/seg}$$

L = Largo útil del desarenador = 3.8 m

H = Profundidad efectiva del desarenador = 1.5m

$$V_h = 0.00086 \text{ m/seg} \times 3.8 \text{ m} \times 100 / 1.5\text{m} = 0.22\text{cm/seg}$$

Velocidad horizontal máxima

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times V_s$$

$V_{h\text{máx}}$ = Velocidad horizontal máxima en cm/seg

V_s = Velocidad de sedimentación de las partículas en cm/seg

$$V_{h\text{máx}} = 20 \times 0.21 \text{ cm/seg} = 4.2 \text{ cm/seg}$$

$$V_{h\text{máx}} > V_h$$

$$0.42 \text{ cm/seg} > 0.22 \text{ cm/seg}$$

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

Velocidad de resuspensión máxima

$$V_r = \sqrt{(8 \times k \times g \times (P_s - P) \times d / f)}$$

V_r = Velocidad de resuspensión máxima en cm/seg

k = Parámetro de sedimentación de arenas = 0.04

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

g = Aceleración de la gravedad = 981 cm/seg²

P_s = Peso específico de la partícula a remover, arena = 2.65 gr/cm³

P = Peso específico del agua = 1 gr/cm³

d = Diámetro de la partícula a remover = 0.005 cm

$$V_r = \sqrt{(8 \times 0.04 \times 981 \times (2.65 - 1.00) \times 0.005 / 0.03)}$$

V_r = 9.29 cm/seg

Cálculo de los elementos del desarenador

Vertedero de salida

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

Q = Caudal máximo diario en m³

B = Base del desarenador en m

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

$$H_v = \left(\frac{0.00247}{1.84 * 1.2} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0.0107 \text{ m}$$

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

Q = Caudal máximo diario en m³/seg

H_v = Altura lámina de agua sobre el vertedero en m

B = Base del desarenador en m

$$V_v = \left(\frac{0.00247}{1.2 * 0.0107} \right) = 0.19 \text{ m/seg} < 0.30 \text{ m/seg}$$

Ecuación del alcance horizontal

$$X_s = 0.36(V_v)^2 + 0.60(H_v)^4$$

$$X_s = 0.36(0.19)^2 + 0.60(0.0107)^4$$

$$X_s = 0.16 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + B \cdot L \quad \longrightarrow \quad B \cdot L = 0.10 \text{ m}$$

$$L_r = 0.16 + 0.10 = 0.26 \text{ m se adopta } 0.30$$

Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.0/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15 \times H_v = 15 \times 0.0107 = 0.1605 \text{ m}$$

Pantalla de entrada

$$\text{Profundidad} = H/2 = 1.0/2 = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de quietamiento} = L/4 = 3.8/4 = 0.95 \text{ m}$$

Almacenamiento de lodos

$$\text{Relación longitud: prof. Lodos} = 10$$

$$\text{Profundidad máxima} = L/10 = 3.8/10 = 0.38 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad mínima adoptada} = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Dist. Pto. de salida a la cámara de quietamiento} = L/3 = 3.8/3 = 1.27 \text{ m}$$

$$\text{Dist. Pto. de salida al vertedero salida} = 2L/3 = 2 \times 3.8/3 = 2.53 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente transversal} = (0.38 - 0.25) * 100 = 13\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } L/3) = (0.38 - 0.25) / 2.13 = 6.1\%$$

$$\text{Pendiente longitudinal (en } 2L/3) = (0.38 - 0.25) / 2.70 = 4.8\%$$

Cámara de quietamiento

$$\text{Profundidad} = H/3 = 1.0/3 = 0.34 \text{ m Ancho} = B/3 = 0.8/3 = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Largo (adoptado)} = 0.35 \text{ m}$$

Rebose de la cámara de quietamiento

$$Q \text{ excesos} = Q_o - Q = 0.003 - 0.000474 = 0.0025 \text{ m}^3/\text{seg}$$

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

$$He = \left(\frac{0.0025}{1.84 \times 0.3} \right)^{2/3} = 0.033 \text{ m}$$

$$Ve = \frac{Q_{\text{excesos}}}{He \times Le} \quad Ve = \frac{0.0025}{0.033 \times 0.3} = 0.25 \text{ m/seg}$$

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

$$Xs = 0.36(0.25)^{2/3} + 0.60(0.033)^{4/7} = 0.23 \text{ m}$$

$$Lr = 0.23 + 0.10 = 0.33 \text{ m se adopta } 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{B\text{-ancho}}{2} = 0.27$$

Se adopta como $L_r = 0.3$

Perfil hidráulico.

El perfil hidráulico se establece para las condiciones de funcionamiento con un módulo que trabaja con el caudal máximo diario incluidas las necesidades de la planta de tratamiento es decir con un caudal igual a:

$$Q = Q_{MD} + 5\% Q_{md}$$

$$Q = 2.47 + 5\% \times 0.365 = 2.49 \text{ lts/seg} = 0.00249 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Pérdidas a la entrada de la cámara de aquietamiento:

Tomando $K = 0.20$ debido a la disminución de velocidad

$$V_1 = 0.867 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = 0.00249 / (0.34 \times 0.27) = 0.0271 \text{ m/seg}$$

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

Tomando $K = 0.10$ $V_1 = 0.00535 \text{ m/seg}$

$$V_2 = V_h = 0.002 \text{ m/seg}$$

$$h_m = k \frac{\Delta v^2}{2g} = A_s = 0.1 \times \frac{0.00004489 - 0.000004}{2 \times 9.81} = 0 \text{ m}$$

5.6.4. Diseño de accesorios purgas y ventosas.

El estado de la tubería es de bueno a aceptable, en la caracterización se observó la necesidad de instalar accesorios como purgas y ventosas para un mejor funcionamiento del Sistema de acueducto

Los accesorios tales como las ventosas cumplen con la función de evacuar el aire que está en el interior de la tubería el cual obstruye el viaje normal del agua, estas ventosas le darán un mejor rendimiento al sistema hidráulico, se propone la instalación de 2 ventosas en los puntos más altos del recorrido de la tubería.

Ventosa 1: 8.422444444N, 73.39243889O altitud 1571m

Ventosa 2: 8.416219444N, 73.38829444O altitud 1553m

Las purgas deben ser instaladas en los puntos más bajos y estratégicos para facilitar el lavado y remoción de sedimentos que puedan ser transportados a la largo de la tubería y evitar de esta forma posibles taponamientos.

Para el diseño de las purgas no se requiere realizar cálculos, se necesita seguir el criterio y recomendaciones técnicas establecidas en normas de diseño y las cuales indican que para tuberías mayores a $\text{Ø}100$ mm, se recomienda que la tubería de desagüe esté entre $1/3$ y $1/4$ del diámetro de la tubería principal con un mínimo de $\text{Ø}100$ mm. Para las tuberías de menor diámetro las purgas deberán ser igual al diámetro de la tubería principal.

Se propone la instalación de dos válvulas de purga de 4" de diámetro, las cuales estarán ubicados en los puntos bajos más críticos del recorrido de la tubería que corresponden a las coordenadas:

Válvula de purga 1:8.430005556N, 73.39635O altitud 1481m

Válvula de purga 2:8.411161111N, 73.38465O altitud 1420m



Figura 47. Ubicación de purgas y ventosas.

Fuente: autores 2017

5.6.5. Tanque de almacenamiento.

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), calculado de acuerdo con la demanda proyectada. El tanque debe proveer el QMH teniendo en cuenta la variación del consumo que se entrega a la zona que se está abasteciendo. (RAS 2010 B.9.4.2)

Para nivel de complejidad bajo se requiere la construcción de un solo tanque. (RAS 2010 B.9.4.3)

Para definir el volumen del tanque en un sistema de complejidad bajo, si no existen datos que describan las curvas de variación del consumo horario, el volumen almacenado será igual que 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo, garantizando en todo momento las presiones adecuadas. (RAS 2010 B.9.4.4)

Caudal de diseño: $QMD = 3.01 \text{ ltrs/seg} = 0.00301 \text{ m}^3/\text{seg}$

El volumen distribuido en el día de máximo consumo será:

$$V = 0.00301 \text{ m}^3/\text{seg} * 86400 \text{ seg} = 260.064 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque será:

$$V = 1/3 * 260.064 \text{ m}^3 = 86.68 \text{ m}^3$$

Según el numeral B 9.4.6 del RAS 2010 para un sistema de complejidad baja no se necesita tener en cuenta el volumen de incendio

Capítulo 6. Conclusiones

Esta investigación sobre la optimización del sistema de acueducto del casco urbano del municipio de González, departamento del Cesar pretende servir como insumo técnico para mejorar el índice de calidad de vida de los habitantes de este sector urbano

Durante el recorrido para inspeccionar las diferentes estructuras que conforman el sistema actual, se pudo comprobar que en cuanto a la bocatoma se presentan muchas obstrucciones en la rejilla debido al abandono, además de ello la separación entre barrotes es muy grande lo que permite el acceso de material vegetal y de algunas rocas hacia el canal de aducción. La cámara de recolección posee dimensiones que limitan el mantenimiento adecuado. El desarenador carece de pantallas y su limpieza presenta demora debido a que la remoción de material acumulado en el fondo se dificulta pues la pendiente del fondo está dirigida en su totalidad hacia el mismo extremo.

Línea de aducción desarenador – tanque de almacenamiento: tiene capacidad de conducción en las condiciones actuales y para las condiciones futuras, no cuenta con accesorios como ventosas ni válvulas de purga que mejoren las condiciones hidráulicas durante el recorrido del agua

El tanque de almacenamiento cuenta una estructura aceptable, y posee las dimensiones adecuadas para suplir las necesidades de regulación, sin embargo en su interior se pudo constatar que su mantenimiento es escaso y presenta corrosión en sus paredes.

En cuanto a calidad de agua la fuente actual quebrada la cundina no presenta la calificación satisfactoria para el consumo humano, según el informe entregado por el

laboratorios de aguas de CORPOICA, esto puede ser considerado preocupante para la administración pública y debe ser tomado en cuenta por parte del consejo municipal de la gestión del riesgo.

La variación de la población del municipio de González ha presentado cambios muy significativos a lo largo de la historia. Su decrecimiento ha sido considerable, pues hasta el 2016 se mantenía la tendencia a la disminución en su población y solo a partir del año 2017, según las proyecciones del DANE, se espera un aumento en el número de habitantes del sector urbano. Luego de empleados los diferentes métodos de proyección que estipula el RAS 2010, se pudo determinar que la población para el año 2042 sería de 1386 habitantes.

Con las respectivas proyecciones de población se pudo determinar que para el año 2017 la demanda de agua en la zona urbana del municipio está constituida por un caudal medio diario de 2,25ltrs/s, un caudal máximo diario de 2,92ltrs/s y un caudal máximo horario de 4,36ltrs/s. Para el año horizonte 2042 se tiene un caudal medio diario de 2,32ltrs/s, un caudal máximo diario de 3,01ltrs/s y un caudal máximo horario de 4,52ltrs/s.

La quebrada la cundina garantiza el caudal necesario de abastecimiento para las épocas sin anomalías climáticas como el fenómeno del niño, época en la cual las precipitaciones tienden a disminuir un 10% según las afirmaciones del IDEAM y como se pudo comprobar durante el análisis de los datos de precipitación en el marco del desarrollo de esta investigación, es necesario que se realicen estudios hidrológicos a las fuentes próximas a la quebrada la cundina o en otros sectores del municipio que permitan establecer cuál de estas fuentes puede complementar el suministro de agua para que sea captada y bajo qué condiciones de calidad está, pensando a futuro.

Al realizar el análisis los resultados que se obtuvieron sobre la red de conducción, se puede concluir que las presiones son aceptadas ya que se encuentran en los rangos establecidos 10mca-60mca en los cuales las zonas de suministro se encuentran entre estos rangos. Es necesario aclarar que en la red la tubería #2 se encontraba con un diámetro inferior en la red matriz, no cumpliendo con lo que se establece en el título A.1.11.17 R.A.S 2010.

La red de conducción existente está capacitada para transportar el QMH actual para el QMH futuro no se encuentra capacitada ya que se presentan presiones por debajo del rango (permitido 10 – 60 mca) para el año 2042. Incluso se presentan velocidades bajas en la condición actual y futura en algunos tramos en tubería de Ø1. Estando por debajo de lo permitido (0.5 m/seg), es necesario el cambio de diámetro en estos puntos de la red.

Capítulo 7. Recomendaciones

Una de las principales recomendaciones es la construcción lo más pronto posible de la planta de tratamiento, como se pudo constatar en el estudio anterior, las condiciones del agua que consume la población del casco urbano del municipio de Gonzales no cuenta con las características adecuadas para el consumo humano.

Capitación: es necesaria la modificación de la separación entre los barrotes de la rejilla con el fin de disminuir el paso de material vegetal y rocas hacia el canal de aducción. La cámara de recolección requiere de ampliación para permitir facilidad en cuanto al ingreso para el respectivo mantenimiento, así mismo como la instalación de una compuerta que permita la realización de aforos para control de caudal que pasa al sistema.

Línea aducción: debido a que cruza un camino de herradura lo más conveniente sería protegerla con el fin que el paso de personas y animales no generen daños al transitar por este punto

Desarenador: En sus funciones cumple con la velocidad horizontal y la carga hidráulica superficial las cuales están dentro del rango establecido, carga hidráulica superficial $15 < 61 > 80$ ($m^3/m^2/dia$) velocidad horizontal máxima $4,24 \text{ cm/seg}$ $0,166 \text{ cm/ seg}$. Sin embargo la instalación de pantallas mejoraría el funcionamiento del desarenador y modificar las pendientes del fondo agilizaría los procesos de limpieza

Línea de conducción del desarenador al tanque de almacenamiento: es necesario instalar 2 válvulas de purga y 2 ventosas a lo largo de la línea de conducción para evitar taponamientos y

que tenga un funcionamiento adecuado. Se deben proteger las tuberías en sectores donde el terreno esta erosionado.

Tanque de almacenamiento: la construcción de la planta de tratamiento mejoraría las condiciones de llegadas del agua al tanque, pero mientras esta no haga aparte del sistema se recomienda realizar el mantenimiento y limpieza con mayor frecuencia con el fin de evitar la acumulación de materia en las paredes del mismo que produzcan corrosión.

Red de conducción: la instalación de válvulas de control, mejorarían el funcionamiento del sistema y garantizarían el suministro adecuado del servicio en aquellos casos en que se requiera realizar reparaciones o mantenimientos. Además se debe modificar el diámetro de algunas tuberías para garantizar las presiones adecuadas.

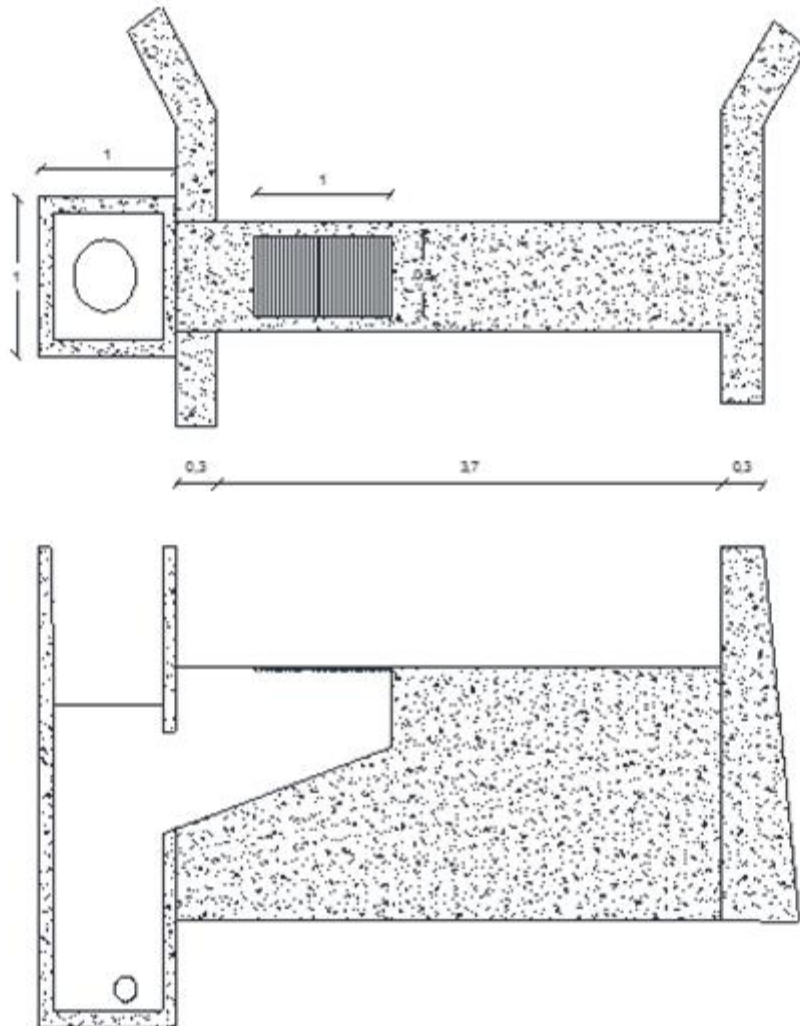
Referencias

- Alcaldía municipal González. (2013). Acuerdo 003 del 27 de agosto de 2013. Plan de Desarrollo Municipal 2013 -2015 “Compromiso Integral con González”
- Alcaldía municipal González. (2016). Acuerdo No. 009 de Mayo 30 de 2016 - Plan de Desarrollo Municipal de González 2016-2019 “BIEN GOBERNADOS”.
- Congreso de Colombia. (1981). Decreto 2857 de 1981. Por el cual se reglamenta la Parte XIII, Título 2, Capítulo III del Decreto- Ley 2811 de 1974 sobre Cuencas Hidrográficas y se dictan Otras Disposiciones. Bogotá, Colombia: Editorial Litio. P 23
- Congreso de Colombia. (2013). Decreto 0953 de 2013 Por el cual se reglamenta el artículo 111 de la Ley 99 de 1993 modificado por el artículo 210 de la Ley 1450 de 2011. Bogotá, Colombia: Editorial Litio. P 23
- Corcho, F. (2005). Acueductos, teoría y diseño. Medellín, Colombia: U. de Medellín.
- Corponariño. (2007). Zonificación y Codificación de las cuencas Hidrográficas en el Departamento de Nariño. P 33
- Domínguez, E. A. (2011). Relaciones demanda-oferta de agua y el índice de escasez de agua como herramientas de evaluación del recurso hídrico colombiano. Universidad Javeriana. Bogotá. P 13
- Doorenbos, J., Pruitt W. O. (1977). Estudio FAO Riego y Drenaje 24. Las necesidades de agua de los cultivos.
- Guía comunitaria para la salud ambiental. (2011). Protección de las cuencas hidrográficas. España. P 156
- Henao, S. J. (1995). Introducción al Manejo de Cuencas Hidrográficas. Universidad Santo Tomas USTA, Centro de Enseñanza Desescolarizada. Bogotá. P.120-125
- IDEAM. Instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales. (2008). Análisis de la distribución general de los ecosistemas boscosos del país por cuencas hidrográficas. P 10
- López, R. (2003). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería. Segunda Edición, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003.
- Marín, R.R. (1992). Estadística sobre el recurso agua en Colombia, segunda edición. Bogotá. Edición arte y fotolito. P 23
- Mendoza, M & Ibáñez, W. (2006). Tratamiento de agua potable, operación, procesos, talleres y monitoreo. (Tesis de especialización). Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.

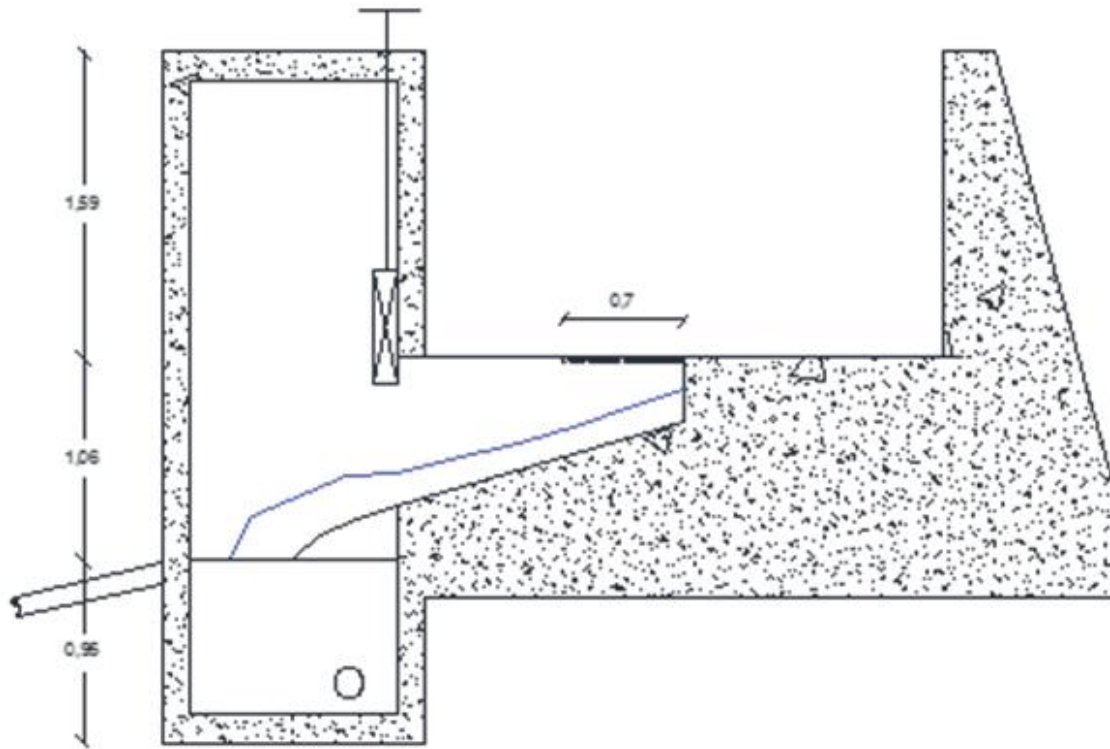
- Organización de las naciones unidas para la agricultura y la alimentación. (2007). La nueva generación de programas y proyectos de gestión de cuencas hidrográficas. Roma. P 9
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. 2010. Sección II, Título B. Sistemas de Acueducto. Bogotá, Colombia: ministerio de Ambiente y Desarrollo Territorial.
- Universidad Politécnica de Valencia. (1998).Manual De Usuario de EPANET 2. Versión 2.0vE. Traducción: Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos. Universidad Politécnica de Valencia. 1998.
- Vera, H.A, Acuña, J.A, Yerren, J.S. Balance hídrico superficial de las cuencas de los ríos Tumbes y Zarumilla. Dirección General de hidrología y Recursos Hídricos

Apéndices

Apéndice A. Captación actual.

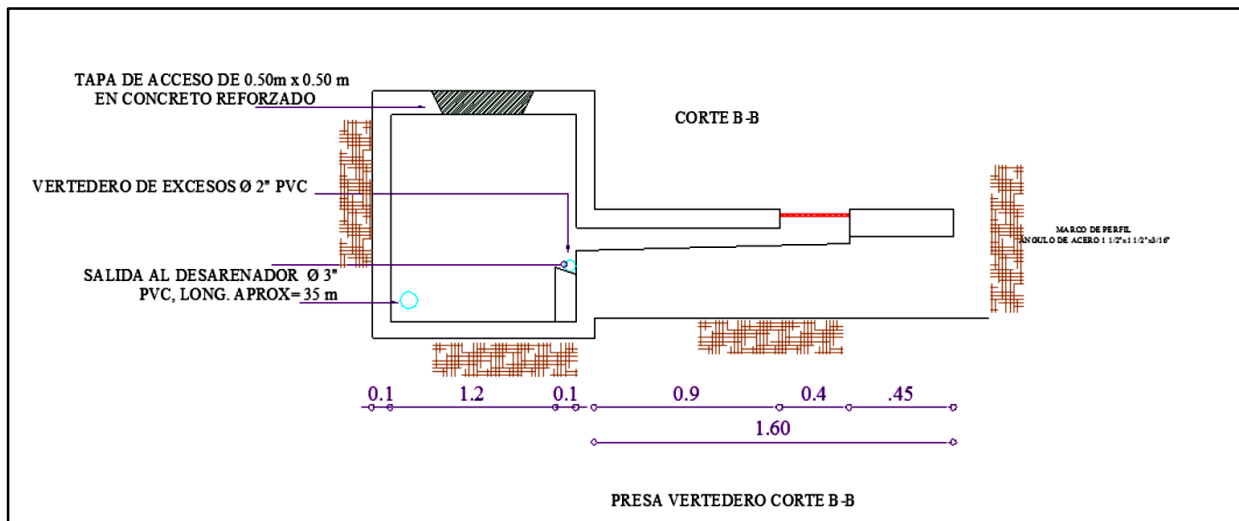


Fuente: Autores 2017

Apéndice B. Captación optimizada

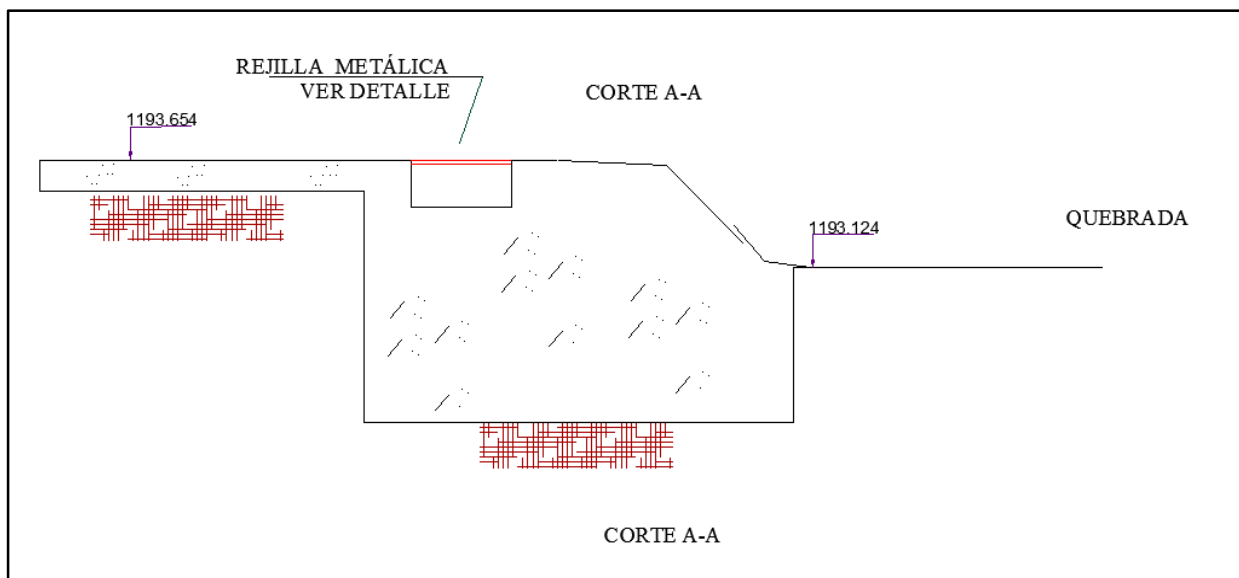
Fuente: Autores 2017

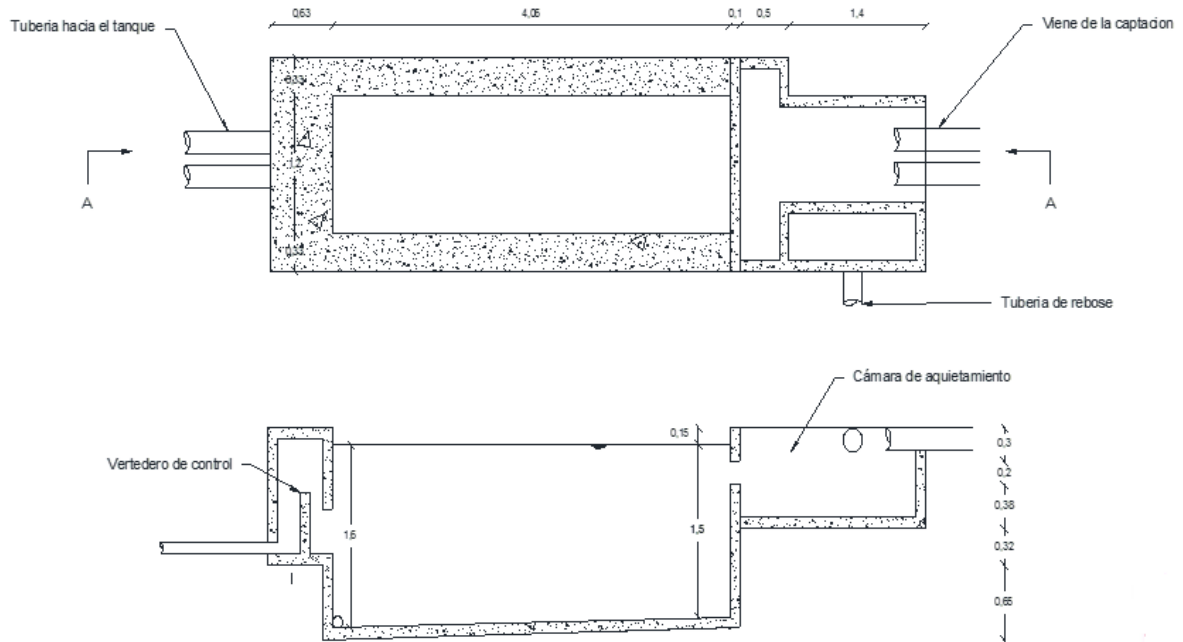
Apéndice C. corte B-B captación



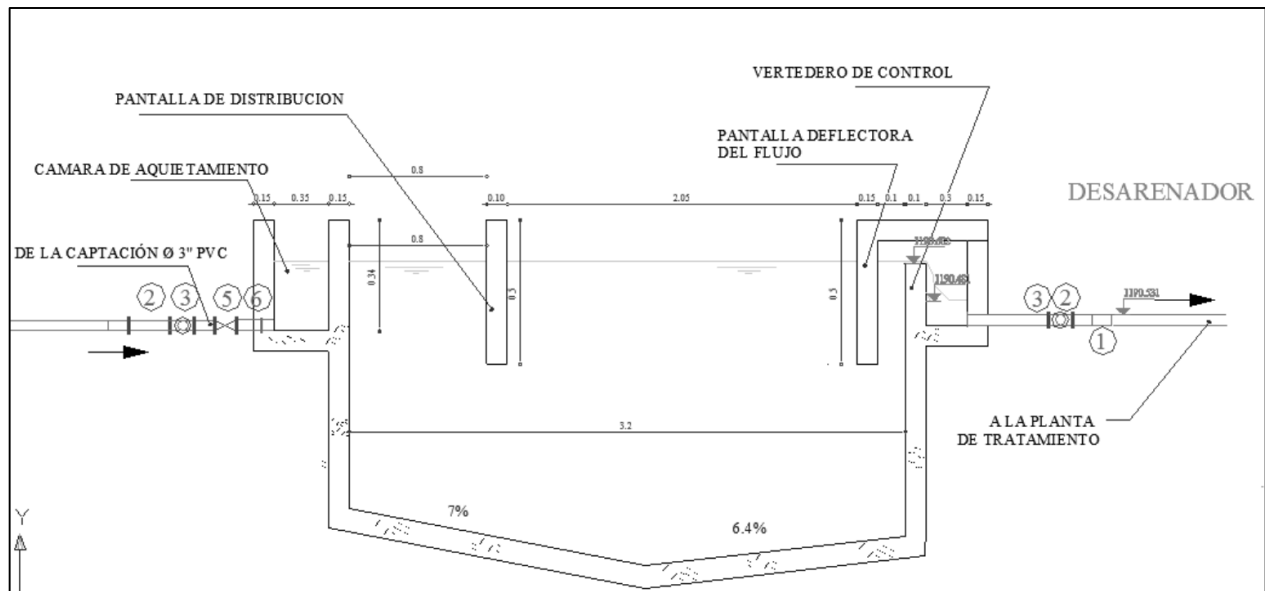
Fuente: Autores 2017

Apéndice D. Corte A-A Captación




Apéndice E. Desarenador actual.


Fuente: Autores 2017

Apéndice F. Desarenador optimizados.

Fuente: Autores 2017

Apéndice G. Análisis fisicoquímicos

 <p>Centro de Investigación Tibaitata Laboratorio de Aguas Corpoica@gov.com.co Tel: 72745678- 6545987. Ext. 134</p>		
LABORATORIO DE AGUAS.		
PARAMETRO	unidades de medida	Resultados de los análisis en 190
DBO 5 días		
Promedio mensual	mg/L	3,2
Máximo diario	mg/L	
Coliformes totales		
Promedio mensual	(NMP/100 mL)	650
Oxígeno disuelto	mg/L	>4
PH promedio		5,2
Turbiedad	(UNT)	70
Color verdadero	(UPC)	40
Gusto y olor		Inofensivo
Cloruros	(mg/L - Cl)	170
Fluoruros	(mg/L - F)	1



Laboratorista
Dr. Andrés Espíndola Sarmiento
Ingeniero Químico.
M.P. 00967674898 COPNIA N.S.

Fuente: Corpoica

Apéndice H. Evidencia fotográfica

