

**EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS PARA UN SISTEMA SOSTENIBLE DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LOS CORREGIMIENTOS DE
SAN JOAQUIN, MONROY Y SAN FRANCISCO EN EL DEPARTAMENTO DE
BOLIVAR**



**DAVID ALEJANDRO GRANADOS MEJIA
JUAN DAVID PEÑA GARAVITO**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL**

Cartagena D.T. Y C.

2016

**EVALUACIÓN DE ALTERNATIVA PARA UN SISTEMA SOSTENIBLE DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LOS CORREGIMIENTOS DE SAN
JOAQUIN, MONROY Y SAN FRANCISCO EN EL DEPARTAMENTO DE BOLIVAR**

**Grupo De Investigación
MODELACIÓN AMBIENTAL**

**Línea De Investigación
SANEAMIENTO BASICO**

Investigadores

**DAVID ALEJANDRO GRANADOS MEJIA
JUAN DAVID PEÑA GARAVITO**

**TRABAJO DE GRADO PRESENTADO COMO OPCIÓN PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**Director
ING. EDGAR QUIÑONES BOLAÑOS, PhD.**

**UNIVERSIDAD DE CARTAGENA
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL**

Cartagena D.T. Y C.

2016

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	9
INTRODUCCION	13
1. MARCO REFERENCIAL.....	16
1.1 ANTECEDENTES.....	16
1.2 ESTADO DEL ARTE	18
1.3 MARCO TEORICO.....	22
1.3.1 Aspectos generales RAS 2000 Título B.....	22
1.3.1.1 Planos de diseño y construcción	23
1.3.1.2 Memorias de cálculo.....	24
1.3.1.3 Tecnologías de información	25
1.3.1.4 Demanda del agua.....	28
1.3.1.5 Consideraciones generales fuentes de abastecimiento de agua	43
1.3.2 Sistemas de abastecimiento de agua potable	46
1.3.3 Sistemas sostenibles de abastecimiento de agua.....	48
1.3.4 Tecnologías convencionales para el tratamiento de aguas.....	50
1.3.5 Tecnologías no convencionales para el tratamiento de aguas.....	53
1.3.6 Diseños de acueducto.....	54
1.3.6.1 Información hidrológica, Geológica y poblacional	54
1.3.6.2 Información de la Dotación	55
1.3.6.3 Información de la Demanda.....	57
1.3.7 Método de diseño de Hardy Cross	58
1.3.7.1 Fundamentos del método de Hardy Cross	59
1.3.7.2 Ecuaciones básicas.....	60
1.4 MARCO LEGAL.....	63
1.4.1 Normatividad del agua potable.	64
2. OBJETIVOS	66
2.1 GENERAL.....	66
2.2 ESPECÍFICOS	66
3. METODOLOGIA	67
3.1 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	68

3.2 ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN SECUNDARIA	69
3.3 ANÁLISIS, SELECCIÓN Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS	70
4. RESULTADOS	74
4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA.....	74
4.1.1 Arroyohondo	74
4.1.1.1 Localización.....	76
4.1.1.2 Red hidrográfica.....	76
4.1.1.3 Cuencas Hidrográficas	77
4.1.1.4 Balance Hídrico	79
4.1.1.5 Geomorfología	79
4.1.1.6 Acueducto	80
4.1.1.7 Calidad Del Agua.....	81
4.1.2 Monroy.....	83
4.1.2.1 Localización.....	83
4.1.3 Solabanda (San Francisco).....	84
4.1.3.1 Localización.....	84
4.1.4 San Joaquín	85
4.1.4.1 Localización.....	85
4.1.4.2 Hidrogeología Y Geomorfología	86
4.1.4.3 Diagnóstico Acueducto San Joaquín.....	89
4.1.4.4 Estudios Microbiológicos Según Los Valores Del IRCA	91
4.1.5 Estado actual de la calidad del agua de la Ciénaga de jobo.....	94
4.1.5.1 Calidad de agua y de los sedimentos	95
4.1.5.2 Posibles indicadores del estado actual de las ciénagas del canal del dique	100
4.1.5.3 Caudales ecológicos para las ciénagas del Canal del Dique.....	103
4.2 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS	104
4.2.1 Proyección de la población	104
4.2.2 Demandas (dotaciones) y caudales	106
4.2.3 Posibles alternativas.....	108
4.2.4 Capacidad del pozo existente.....	109
4.2.5 Calidad del agua.....	112
4.2.6 Análisis de los sistemas de tratamiento.....	113
4.2.7 Ubicación de tanques y volúmenes.....	115

4.3 Alternativa 1 (Suministro tanque Arroyohondo – Monroy).....	118
4.3.1 Diseño de tubería y bomba	119
4.4 Alternativa 2 (Captación Ciénaga de Jobo – Monroy).....	120
4.4.1 Diseño de la tubería y la bomba.....	120
4.5 Red de distribución, tuberías.....	122
4.6 Evaluación entre alternativas	129
4.7 Recomendaciones	131
5. CONCLUSIONES	133
6. ANEXOS	137
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	149

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad.....	31
Tabla 2. Dotación por suscriptor según el nivel de complejidad del sistema.	35
Tabla 3. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema.....	35
Tabla 4. Consumo mínimo en comercios	36
Tabla 5. Consumo de servicio de personal en las industrias.....	36
Tabla 6. Consumos para producción de algunos tipos de industrias.	36
Tabla 7. Consumos para fines públicos.	37
Tabla 8. Consumo para uso escolar.	37
Tabla 9. Consumo institucional.	37
Tabla 10. Consumo en Hoteles.	37
Tabla 11. Calidad de la fuente.	44
Tabla 12. Parámetros por medir para determinar la calidad de agua.....	45
Tabla 13. Tecnologías convencionales de potabilización de agua y sus limitaciones.	52
Tabla 14. Variación de la dotación dependiendo del nivel de complejidad y la temperatura.....	55
Tabla 15. Dotación neta según nivel de complejidad	56
Tabla 16. Porcentaje admisible de pérdidas técnicas.....	56
Tabla 17. Coeficiente de consumo máximo diario K1.	57
Tabla 18. Coeficiente de consumo máximo diario K2.	58
Tabla 19. Metodología de ponderación de factores.....	73
Tabla 20. Consumo de servicio de personal en las industrias.....	81
Tabla 21. Generalidades del corregimiento de San Joaquín.	86
Tabla 22. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 1.....	87
Tabla 23. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 2.....	87
Tabla 24. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 3.....	88
Tabla 25. Calidad de agua para el consumo del acueducto comunitario de San Joaquín.....	92
Tabla 26. Calidad de agua en el pozo de captación de San Joaquín.	93
Tabla 27. Variación de volumen en las ciénagas para condiciones extremas de nivel.	94
Tabla 28. Resultados de calidad de aguas en el canal del dique.....	96
Tabla 29. Resultado de calidad de sedimentos, estudios previos.....	96
Tabla 30. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.	97
Tabla 31. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.	98
Tabla 32. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.	99
Tabla 33. Indicadores del estado actual de las ciénagas del Canal del Dique.	102
Tabla 34. Índice del estado limnológico de las.....	102
Tabla 35. Clasificación limnológica con base en el índice del estado limnológico (IEL)	103
Tabla 36. Caudales ecológicos de las ciénagas del Canal del Dique,	104
Tabla 37. Proyecciones de población método Geométrico y Aritmético	105
Tabla 38. Caudales y demandas por comunidades.....	107
Tabla 39. Capacidades de los Pozos.....	109
Tabla 40. Alternativas con su capacidad.	111

<i>Tabla 41. Análisis de calidad del estado de las captaciones</i>	112
<i>Tabla 42. Análisis de los sistemas de tratamiento</i>	114
<i>Tabla 43. Volúmenes de almacenamiento de los tanques</i>	116
<i>Tabla 44. Características de tubería de impulsión</i>	119
<i>Tabla 45. Características bomba de transporte de agua</i>	119
<i>Tabla 46. Características de tubería de impulsión</i>	120
<i>Tabla 47. Características de la bomba</i>	121
<i>Tabla 48. Características de la tubería</i>	122
<i>Tabla 49. Longitudes y diámetros de tuberías por corregimiento</i>	123
<i>Tabla 50. Alternativas de tratamientos para las dos alternativas de diseño</i>	124
<i>Tabla 51. Cuantificación económica de los tratamientos propuestos</i>	126
<i>Tabla 52. Volumen y precio del agua que se va a tratar por día</i>	126
<i>Tabla 53. Especificaciones y costos de bombas</i>	126
<i>Tabla 54. Costos tuberías de la alternativa 1 (captación tanque Arroyohondo)</i>	127
<i>Tabla 55. Costos tuberías de la alternativa 2 (captación ciénaga de Jobo)</i>	127
<i>Tabla 56. Costos totales</i>	127
<i>Tabla 57. Metodología de ponderación de factores-Alternativa 1</i>	129
<i>Tabla 58. Metodología de ponderación de factores-Alternativa 2</i>	130

LISTA DE FIGURAS

<i>FIGURA 1. Esquema general de alternativas</i>	70
<i>FIGURA 2. Plano Arroyohondo</i>	75
<i>FIGURA 3. Cuencas Hidrográficas</i>	78
<i>FIGURA 4. Ubicación captación y almacenamiento acueducto de Arroyohondo</i>	80
<i>FIGURA 5. Ubicación San Joaquín, San Francisco y Monroy</i>	82
<i>FIGURA 6. Localización Monroy.</i>	83
<i>FIGURA 7. Vista en planta de San Francisco</i>	84
<i>FIGURA 8. Localización del corregimiento San Joaquín –Mahates</i>	85
<i>FIGURA 9. Localización de los sondeos Geoeléctricos verticales</i>	86
<i>FIGURA 10. Fragmento del Mapa hidrogeológico</i>	89
<i>FIGURA 11. Posibles alternativas de captación.</i>	108
<i>FIGURA 12. Mapa de los sondeos y corte del perfil</i>	110
<i>FIGURA 13. Perfil hidrogeológico San Joaquín</i>	111
<i>FIGURA 14. Perfil San Joaquín – San Francisco</i>	116
<i>FIGURA 15. Perfil zona de San Joaquín</i>	117
<i>FIGURA 16. Perfil zona de Monroy</i>	117
<i>FIGURA 17. Perfil Tanque de San Joaquín – Tanque de Monroy – Tanque Arroyohondo</i>	118
<i>FIGURA 18. Perfil Tanque de Monroy – Ciénaga de Jobo</i>	120
<i>FIGURA 19. Esquema de parámetros para selección de alternativas</i>	128
<i>FIGURA 20. Esquema de parámetros alternativa final</i>	131

RESUMEN

El objetivo del estudio fue la evaluación de alternativas para un sistema de abastecimiento de agua potable de los corregimientos de Monroy, San Francisco y San Joaquín en el departamento de Bolívar Colombia. La evaluación se realizó teniendo en cuenta diferentes aspectos, tales como la fuente, el lugar de captación, conducción, almacenamiento y tratamiento de agua por medio de sistemas no convencionales, por último se analizó y diseño la red distribución pertinente para los tres corregimientos en los que se basó este estudio. Se estudiaron tres alternativas para la captación como lo son las aguas de escorrentía captadas de la laguna de Jobo, en esta es donde se presenta la mayor recolección de aguas de escorrentía con 125 millones de m³ en un área de 162 km² de acuerdo a datos de PROASERCON en un estudio realizado en el 2008 y presenta una gran presencia de sedimentos; para las aguas subterráneas, se tomaron las presentes en la zona en el acueducto existente en el corregimiento de San Joaquín y la captación superficial fue el acueducto existente en la cabecera municipal de Arroyohondo, el cual cuenta con un sistema de tratamiento para potabilizar el agua captada del Canal del Dique, a diferencia del acueducto de San Joaquín en el que se presentan aguas salobres captadas de acuíferos presentes en la zona. Para la selección de alternativas se tuvieron en cuenta diferentes aspectos tales como el económico, ambiental, técnico, de calidad y mantenimiento, los cuales fueron los puntos de referencia para llegar a la alternativa que más se adaptó a la región estudiada. Se encontró como principal deficiencia de los sistemas de abastecimiento de agua potable la falta de control en la distribución, ya que los tiempos en los cuales se le distribuye el servicio de agua a las poblaciones son muy cortos, encontrando tiempos de distribución de 8 horas cada día de por medio. En San Joaquín el agua solo recibe un tratamiento de desinfección por cloración, pero ningún tratamiento para la sal encontrada en los acuíferos de abastecimiento lo cual genera un gran problema para la comunidad ya que el agua que se distribuye no es apta para el consumo. Para el tratamiento de las aguas captadas ya sean superficiales, subterráneas o de escorrentía, se plantearon tecnologías no convencionales de potabilización del agua, con el fin de buscar la manera de facilitar a la población el mantenimiento y la sostenibilidad del acueducto planteado, ya que al ser poblaciones con bajos recursos económicos no cuentan con la capacidad económica, ni con la mano de obra especializada para el mantenimiento de una planta de

tratamiento basada en tecnologías convencionales. Se utilizaron 3 etapas para la selección de la alternativa más favorable, la etapa 1 se hizo recolección de información secundaria y de acuerdo a un análisis realizado a este se definió las fuentes de abastecimiento, capacidad de las fuentes de captación, demanda de población, entre otros; para la etapa 2, se hizo un planteamiento del sistema y una selección de alternativas para la captación, de acuerdo a parámetros tales como la calidad del agua, capacidad de captación de la fuente, perfil topográfico del terreno y a la distancia que se encuentra y costos de estas; ya finalmente en la etapa 3, se realizó la selección de la alternativa más viable. Se planteó el sistema de acueducto completo (captación-almacenamiento, tratamiento y distribución). De acuerdo a lo anteriormente descrito se llegó a la conclusión que la alternativa más favorable con este análisis conceptual y utilizando el método de ponderación de factores, fue la alternativa del suministro de agua desde el tanque que abastece al municipio de Arroyohondo hasta el tanque de almacenamiento que se ubicaría en Monroy con un valor de \$1'050.000.000, este suministraría el agua a esta población y por medio de gravedad se conduciría agua hasta el tanque que se ubicaría en San Joaquín y de allí se proporcionaría el agua a San Joaquín y a San Francisco.

Palabras claves: *tecnologías no convencionales, captación, acuíferos, esorrentía.*

ABSTRACT

The objective of the study was to evaluate alternatives to a system of water supply of the villages of Monroy, San Francisco and San Joaquin in the department of Bolivar Colombia. The evaluation was made taking into account different aspects, such as the source, the place of collection, transmission, storage and treatment of water through non-conventional systems, finally analyzed and design relevant distribution network for the three judges in the This study was based. Three alternatives for capturing such as runoff captured Jobo lagoon were studied, this is where most runoff collection with 125 million m³ occurs in an area of 162 km² according to data PROASERCON in a study in 2008 and has a large presence of sediments; for groundwater, these were taken in the area in the existing aqueduct in the village of San Joaquin and surface uptake was the existing aqueduct in the county seat of Arroyohondo, which has a treatment system to purify water collected Canal del Dique, unlike the aqueduct of San Joaquin where brackish water drawn from aquifers present in the area are presented. For the selection of alternatives were considered different aspects such as economic, environmental, technical, quality and maintenance, which were the benchmarks to reach the alternative that best fits the region studied. It was found as a main weakness in systems of drinking water lack of control in distribution, since the times in which he distributed water service populations are very short, finding distribution times of 8 hours each every other day. In San Joaquin water is treated only disinfection by chlorination, but no treatment for salt found in aquifers which supply generates a big problem for the community and the water distributed is unfit for consumption. To treat water abstracted whether surface, underground or runoff, unconventional technologies water purification raised, in order to seek ways to provide people the maintenance and sustainability of the proposed pipeline, since the be low-income populations do not have the economic capacity or the specialized labor for maintenance of a treatment plant based on conventional technologies work. 3 steps to selecting the most favorable alternative is used, stage 1 and collecting secondary information according to an analysis this became sources of supply, capacity of the catchment basin, demand was defined population, including others; for stage 2, a system approach and a selection of alternatives for the collection, according to parameters such as water quality, ability to capture the source, topographic profile of the terrain and the distance and costs it is made of

these; and finally in step 3, the selection of the most viable alternative was performed. Full drinking water system (capture-storage, treatment and distribution) was raised. According to the above described was concluded that the most favorable alternative with this conceptual analysis and using the method of weighting factors was the alternative water supply from the tank that supplies the municipality of Arroyohondo to the storage tank which will be located in Monroy with a value of \$ 1'050.000.000, this would provide water to the population and by gravity water is lead to the tank to be located in San Joaquin and from there the water would be provided and San Joaquin San Francisco.

Keywords: non-conventional technologies, capture, groundwater, runoff.

INTRODUCCION

La distribución y obtención de agua potable de una ciudad, pueblo o corregimiento, es fundamental para el óptimo desarrollo y una buena calidad de vida de la población. La cobertura urbana de acueducto y alcantarillado es de 78,6% y 17,9%, respectivamente; aunque no se presentan datos de cobertura rural se sabe que es mucho menor y que prima como fuente de abastecimiento el agua subterránea, la mayoría, sin ningún tipo de tratamiento, y en algunos no existe, debido al descuido de los entes reguladores y a las administraciones municipales.

La Constitución Política de Colombia establece que todas las personas tienen derecho a gozar de un ambiente sano y afirma que la vida y la salud son derechos fundamentales, como uno de los fines principales de la actividad del Estado, es la solución de las necesidades básicas insatisfechas, entre las que está el acceso al servicio de agua potable, que es fundamental para la vida humana. (UNICEF, 2012)

El municipio de Arroyohondo ubicado en el departamento de Bolívar, cuenta con recursos hídricos tales como las Ciénagas de Machado y Jobo, el Arroyo Grande y el Canal del Dique los cuales tienen un espejo de agua de 100 Ha, 500 Ha, 136 Ha y 180.000 Ha respectivamente; además el municipio cuenta con el acuífero de San Joaquín y otras ciénagas como Pilón y Caño de Mula que prestan servicios para diferentes actividades de la población. El uso indebido de estos recursos y la poca protección ambiental de los cuerpos de agua representa una gran problemática para esta región. Las ciénagas cumplen el papel de recarga de los acuíferos y producción de pesca pero dicha actividad representa contaminación para las mismas. (PROASERCON, 2008)

Arroyohondo en su plan actual de gobierno (UN COMPROMISO SOCIAL CON EL PUEBLO 2012-2015), contempla la construcción de un sistema de acueducto regional para los corregimientos de Monroy y San Francisco en unión con el corregimiento de San Joaquín del municipio de Mahates. La cobertura del acueducto en el municipio es de 90% en la cabecera municipal y de 45% en sus corregimientos, la cabecera municipal cuenta con una captación en el

Canal del Dique, con procesos de tratamiento tales como filtración, coagulación, sedimentación y por ultimo desinfección, el cual se almacena en un tanque de distribución por gravedad con una capacidad para 20.000 usuarios; según estudios realizados sobre la calidad del agua por la Universidad de Cartagena y la Sociedad de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Barranquilla (A.A.A) en los meses de septiembre y octubre del 2013 se obtuvieron resultados de Coliformes fecales < 1 ucf/100 ml, la cual según el Reglamento Técnico De Agua Potable Y Saneamiento Básico RAS 2000, se encuentra en un rango aceptable (0-50 ucf/100 ml). Los mayores padecimientos de estos municipios es la falta de agua potable, en especial en los corregimientos de San Francisco y Monroy, debido a que se encuentran separados de la cabecera municipal por cadenas de montañas lo que dificulta su conexión con Arroyohondo.

En el corregimiento de San Francisco de los 470 habitantes, solo 50 habitantes (21 familias) se abastecen de agua, cerca del 11% de la población, gracias al suministro de agua desde el corregimiento de San Joaquín en Mahates. En el corregimiento de Monroy no existe ningún tipo de abastecimiento de agua para la población, por lo que recurren a la obtención de agua por medio de carrotanques, aljibes, Jagüey y pozos improvisados. Para llegar a dichos corregimientos el carrotanque tiene que recorrer una distancia cerca de los 35 km lo que le implica un tiempo aproximado de 2 horas ya que la carretera de acceso a los corregimientos se encuentra sin pavimento, generando un sobre costo en la obtención debido a la dificultad de acceso por la que atraviesan los carrotanques (Municipio de Arroyohondo, 2012).

El corregimiento de San Joaquín en la actualidad cuenta con un sistema de acueducto básico, el cual se abastece de un pozo profundo, se le hace un tratamiento de desinfección con Hipoclorito de Calcio, se almacena en un tanque elevado con una capacidad de 75 m^3 y se hace la distribución por medio de gravedad pero sin ningún control, ya que la red de distribución está en muy mal estado y no cuenta con medidores para controlar el consumo y el servicio solo es dado día de por medio de 8 a 10 horas. La población tiene 187 familias y 957 habitantes (actualizado 2008). El agua es extraída del pozo, es impulsada por una electrobomba sumergible a un tanque de almacenamiento elevado y distribuida a la comunidad por gravedad. El servicio de acueducto es prestado en toda la población y es administrado por una junta de acción comunitaria, sin

ánimo de lucro, con participación de usuarios, además les ofrecen el servicio de agua a 21 familias y 50 habitantes del corregimiento de San Francisco del municipio de Arroyohondo. Como otra fuente de captación para un sistema de acueducto regional (San Joaquín, San Francisco y Monroy), se cuenta con el Canal del Dique, el cual se encuentra a una distancia de 16 km de Monroy y a 19.5 km de San Joaquín aproximadamente.

Con el fin de contribuir a dar una solución a la falta de agua en los corregimientos, y aprovechar los beneficios hídricos que ofrece la región, se realizó un estudio de la zona para proponer alternativas para un sistema de abastecimiento de agua potable utilizando sistemas de tratamiento de agua no convencionales, para los corregimientos de San Joaquín, Monroy y San Francisco en el departamento de Bolívar, teniendo en cuenta las condiciones hidrogeológicas de la zona, las cuencas hídricas, la calidad del agua subterránea y las metodologías establecidas por el Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS 2000, de tal manera que se pueda brindar una alternativa para el mejoramiento y la sostenibilidad del servicio de agua potable en la región. Para ello se recogió información secundaria de la zona para evaluar las captaciones ya existentes o si era necesario, escoger un sitio para la ubicación de una nueva y proponer alternativas para el suministro y buen manejo de agua potable, teniendo en cuenta la captación, almacenamiento y conducción. Para las redes de distribución se hicieron diseños conceptuales que se programaron con la herramienta de simulación EPANET, teniendo en cuenta las condiciones hidrogeológicas y topográficas de la zona, y las metodologías establecidas por el Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS 2000. Se evaluó teniendo en cuenta el método de ponderación de factores tales como técnico, económico, ambiental y social.

Con este estudio se analizaron las condiciones de la zona y plantear alternativas para ampliar la cobertura de agua potable, ya sea mejorando el sistema existente en San Joaquín o en Arroyohondo y buscar alternativas de tratamiento de agua no convencionales, teniendo en cuenta el estado del pozo actual, la capacidad del acueducto y demás elementos de diseño. Se propusieron y se evaluaron diferentes alternativas para dar la solución más conveniente y viable para las necesidades de la región, siguiendo los lineamientos del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

1. MARCO REFERENCIAL

1.1 ANTECEDENTES

Con el fin de conocer y mejorar las condiciones de saneamiento de San Joaquín- Mahates y Sincerín-Arjona, la Corporación Desarrollo Solidario (CDS) en convenio con la Lutheran World Relief, han venido trabajando en una serie de estudios relacionados con el agua potable y el saneamiento básico. Los primeros trabajos se realizaron en el año 2009, con nombres —Diagnóstico Y Plan De Obras Acueducto De San Joaquín, Mahates (Corporación Desarrollo Solidario, 2008) y —Diagnóstico Y Plan De Obras Acueducto De Sincerín, Arjona (Corporación Desarrollo Solidario, 2008) , el fin de estos estudios fue entregar un diagnóstico del estado de cada acueducto en cuestión y una serie de recomendaciones para su correcto funcionamiento basados en lo exigido por el título B del RAS 2000, su metodología consistió en una descripción del estado de los sistema, compararlo con lo que exige la legislación Colombiana en este ámbito y así realizar una serie de recomendaciones tomando como prioridad el riesgo potencial para sus consumidores; sin embargo, sus soluciones o recomendaciones no fueron teniendo en cuenta la capacidad económica de cada corregimiento, por lo que hasta cierto punto se consideran inviables desde el punto de vista financiero, donde se recomienda un plan de inversión a corto plazo (0-6 meses) de \$17,910,000 en San Joaquín (Corporación Desarrollo Solidario, Diagnóstico y Plan de Obras Acueducto de San Joaquín, Mahates, 2008) y de \$12,620,000 en Sincerín (Castro & Laguna, 2013) .

Otro de los estudios que realizaron CDS y la Lutheran Wolrd Relief, se llamaron —Línea Base De Las Condiciones De Saneamiento En San Joaquín (Corporación Desarrollo Solidario, Línea Base de las Condiciones de Saneamiento en San Joaquín, 2010) y —línea base de las condiciones de saneamiento en Sincerín (Corporación Desarrollo Solidario, Línea Base de las Condiciones de Saneamiento en Sincerín", 2010), estos estudios tuvieron un enfoque social, de tipo estadístico, los cuales obtuvieron la información con base en encuestas en las que se le preguntaron aspectos relacionados con el agua potable, el manejo de sus aguas residuales y

residuos sólidos, estos estudios arrojaron información demográfica, y aspectos relacionados con el comportamiento de las comunidades en el consumo del agua y el manejo de sus excretas y residuos sólidos, no obstante, el estudio careció de información técnica como estudios de calidad de agua, caracterización de residuos, entre otros (Castro & Laguna, 2013).

A nivel de las entidades gubernamentales, en marzo del 2011, se presenta el Plan Departamental de Aguas de Bolívar (PDA BOLIVAR, 2011), el cual tiene entre sus principales objetivos incrementar en los próximos 5 años, la cobertura de acueducto en las áreas urbanas del Departamento que hoy están en el 75% al 99%, la cobertura de alcantarillado del 17% al 28% y en la prestación del servicio de aseo, que hoy está en el 44% aumentarla al 100%. Igualmente llevar el indicador de transformación empresarial de la prestación de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo, a cargo de los municipios, a un 100% (Ministerio de Ambiente, 2011).

El PDA Bolívar indica que las necesidades de Arjona y Mahates en materia de saneamiento y agua potable superan cuatro veces la suma que este propone en su plan de inversión (Ministerio de Ambiente, 2011). En su Plan Estratégico, tratan de satisfacer las necesidades de inversión identificadas para el corto plazo, es decir priorizar en función de los años de ejecución del PDA 2009 al 2012. Es así como la distribución de sus recursos permita al menos lograr un 99% en coberturas de acueducto y un 100% en residuos sólidos; dejando de lado el sector de alcantarillado, para el cual el monto de las inversiones a ejecutar impacta mínimamente su cobertura, dado sus altos requerimientos en materia de recursos (Ministerio de Ambiente, 2011) se debe aclarar que el PDA Bolívar, solo contempla la inversión y las mejoras para las cabeceras municipales, por lo que los corregimientos de San Joaquín y Sincerín no son beneficiarios directos de estos recursos (Castro & Laguna, 2013).

A su vez, el PDA de Bolívar menciona en sus estrategias de solución para el manejo de los residuos sólidos a los planes de gestión integral de residuos sólidos (PGIRS) en cada municipio, por el cual citamos al PGIRS de Arjona, que incluye información del tipo de residuos que se produce, una estimación de producción, un diagnóstico técnico operacional, contempla estudios de recolección y transporte, posee un componente de tratamiento y aprovechamiento de residuos

que incluye estudios de la oferta y demanda de productos aprovechables en el sector privado. Y en coherencia con una de las metas del Plan Departamental de Aguas de Bolívar, contempla la eliminación de los basureros satélite, proponiendo un sitio de disposición final que cumpla con todos los parámetros exigidos por el Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico en Colombia (Castro & Laguna, 2013).

En el municipio de Mahates, el PGIRS remonta al año 2004, en él se incluyeron diagnósticos de la zona, características demográficas, producción per cápita, tipo de residuos basados en las actividades económicas, e incluso planes recuperación y aprovechamiento de material con mano de obra proveniente de familias desplazadas. Sin embargo, a pesar que el PGIRS de Mahates tiene una vigencia de 15 años (Alcaldía Municipal de Mahates, 2004), se hace necesario la actualización de este plan, el cual a la fecha no ha sido implantado (Ver cobertura de manejo de residuos sólidos de Mahates en el PDA Bolívar), y cumplirá en un año una década, con lo cual, actualmente se poseen unas condiciones distintas a las presentadas en el año de realización del documento (Castro & Laguna, 2013).

1.2 ESTADO DEL ARTE

Guido Soto Álvarez, Manuel Soto Benavides (2013), en representación del Programa Hidrológico Internacional (PHI) de la UNESCO para América Latina y el Caribe, realizaron un documento técnico el cual tenía como objetivo dar una solución al problema de aprovisionamiento de agua potable en las Islas Damas mediante la instalación de un sistema de osmosis inversa alimentado con energía renovable no convencional y que no afecte las condiciones medioambientales del entorno. La iniciativa viene, por tanto, a aportar una solución innovadora de aprovisionamiento de agua potable enfrentando una particularidad, como lo es la de generar una solución de abastecimiento de éste recurso en un sitio aislado, a partir de un procedimiento alternativo, pero cada vez más masificado, como es la osmosis inversa y, en este caso en particular, empleando una de energía de carácter renovable no convencional como la energía fotovoltaica. Este estudio se hizo a escala debido a que es una prueba y se realizó todos los pasos de desinfección antes del proceso de osmosis inversa. Se determinó que es funcional y

produce 1 m³/día de agua completamente limpia apta para el consumo, lo cual fue muy positivo ya que es una de las primeras en realizarse en su tipo en el país y a largo plazo pueda ser aplicada a en otras áreas del país con características similares a las de la zona de estudio. Este estudio nos da una idea clara de un proceso de desalación para las aguas salobres que se encuentran en las aguas subterráneas del corregimiento de San Joaquín (Guido Soto & Manuel Soto, 2013).

Dayana Katherine Grisales Penagos (2010), de la Universidad Militar Nueva Granada, con el fin de dar una solución al problema de abastecimiento de agua potable de la región, hicieron el estudio sobre tecnologías no convencionales para el tratamiento del agua en el corregimiento de Villa Clarín, en el que presentaron diferentes alternativas, las cuales fueron evaluadas de acuerdo a sus ventajas, desventajas, nivel de servicio y costos, para así posteriormente bajo estas condiciones recomendar el más adecuado e implementarlo en Villa Clarín y a su vez garantizaron una mejor calidad en el agua que consumen los habitantes, un control eficaz en la propagación de enfermedades de origen hídrico y por medio de campañas promovieron a que la comunidad tuviera mejores hábitos sanitarios. A la conclusión que se llegó con esta investigación es que la aplicabilidad de los filtros de arena y vela de carbón son las mejores opciones para el tratamiento del agua a nivel doméstico en poblaciones en estado de emergencia, con una relación costo/efectividad adecuada para las necesidades de esta población y estas alternativas aquí planteadas sirven para otras poblaciones en estado de emergencia. Esta investigación es muy útil para la culminación de nuestro trabajo de grado, ya que encontramos diferentes tecnologías no convencionales para el tratamiento de agua adaptadas a poblaciones que no cuentan con métodos eficaces para la potabilización de este recurso, el cual es de vital importancia para el ser humano (Dayana Grisales, 2010).

Claudia Castro Faccetti, Edgar Laguna Parra (2013), de la Universidad de Cartagena Bolívar, con el fin de formular un plan de gestión conceptual para dar solución al problema de agua potable y saneamiento básico de los corregimientos de Sincerín-Arjona y San Joaquín-Mahates. Dicho plan se elaboró en tres etapas, la primera de las cuales consistió en el diagnóstico biofísico, socioeconómico, ambiental y técnico de las poblaciones respecto al manejo de las aguas residuales, los residuos sólidos y el agua potable. Estos diagnósticos se realizaron con base

en información secundaria, y con una caracterización fisicoquímica del agua del sistema de abastecimiento de agua potable, caracterización física de los residuos sólidos en los botaderos satélite e inspección visual de botaderos satélites, letrinas y el sistema de acueducto. Tan pronto se tuvieron los diagnósticos se realizó un análisis DOFA.

De acuerdo al diagnóstico y siguiendo un algoritmo ajustado de un modelo conceptual desarrollado por el Instituto Cinara de la Universidad del Valle, se evaluaron las más viables para estas poblaciones. Las alternativas de manejo de residuos sólidos se analizaron de acuerdo a los costos de inversión, operación y mantenimiento que estas representaban. Finalmente, a partir del análisis DOFA y las alternativas seleccionadas, se estructuró el plan y sus respectivos programas, proyectos e indicadores de seguimiento. Se encontró como principal deficiencia de los sistemas de abastecimiento de agua potable la falta de control de la calidad del agua y la ausencia de una planta de potabilización (Castro & Laguna, 2013).

Elías Humberto Rojano Vergara, Antonio José González Álvarez (2004), de la Universidad de Cartagena Bolívar, con el fin de satisfacer en un futuro las necesidades de agua potable para consumo y riego de las comunidades campesinas de La Palestina, Las Delicias, El Naranjo y Palermo del municipio de Sincé-Sucre, optan por realizar el trabajo de grado sobre estudios técnicos de prefactibilidad y diseño de una acueducto para darle a la población de Sincé una mejor calidad de vida. Evaluaron las condiciones de las posibles alternativas de captación las cuales son: la adecuación de un acuífero existente en la vereda El Mamoncito, con caseta y excavación construida, y que actualmente se encuentra en estado de abandono según registros de inspección realizados, la construcción de un nuevo pozo en cercanías al anterior, o la conexión directa al acueducto municipal. Todo esto con el fin de encontrar la opción más conveniente desde el punto de vista técnico-económico, dejando así un documento que contenga los planos de diseño hidráulico-sanitarios y memorias técnicas. La población afectada corresponde a 86 viviendas campesinas, 602 habitantes. Las principales microcuencas del municipio son las siguientes: Arroyo Grande De Corozal, Arroyo Mancomojan, Arroyo Membrillal Y Arroyo El Oso. Se diseñó un pozo con un periodo de diseño de 15 años, un caudal de diseño de 7.02 lt/s; en la vereda el mamoncito. (Rojano & Gonzalez, 2004)

Por otra parte Jamilton Echeverri Díaz, Andrés Pico Guerrero (2012), de la universidad del Sinú de Montería Córdoba, viendo la necesidad de darle una mejor calidad de vida a la población de San Bernardo del Viento, diseña y ejecuta la propuesta de un sistema de acueducto en el municipio para que cuenten con óptimas condiciones sanitarias, considerando que los habitantes optan por captar el agua de pozos, lo cual genera enfermedades y problemas de salud pública. El sistema de agua potable tiene un periodo de diseño de 25 años, la principal fuente de captación de agua será el río Sinú y algunos cuerpos de agua cerca del margen izquierdo de este, como el Caño de las Hicoteas, Caño Grande, Caño de Sicará, Ciénaga Soledad, Ciénaga Tuminá. El sistema de captación es superficial de tipo lateral ya que el río Sinú es de gran caudal; desde la captación hasta el desarenador, el sistema trabaja por bombeo, debido a que las condiciones del terreno son irregulares y desde el desarenador en adelante se aprovechó que las condiciones del terreno eran idóneas para que se trabajara por gravedad, hasta el tanque elevado de distribución. La población para la que se va a diseñar el sistema es de 4093 habitantes, una tasa de crecimiento del 2% (Echeverri & Pico, 2012).

Carlos Alberto Ortiz, Diomedes Quintero Moscoso (2011), Universidad Piloto De Colombia, Girardot; el objetivo de esta investigación es la de mejorar el diseño y construcción de un sistema de redes y mallas de acueducto sectorizadas para mejorar la presión en los barrios altos del municipio del Espinal, Tolima. Esta investigación tuvo como objetivos, delimitar la zona y cuantificar el número de usuarios donde se presentan las presiones bajas, hacer el diseño de la malla hidráulica de acueducto con sus respectivas válvulas y medidas. Se pretendía que el sistema tuviera una continuidad de 24 horas del día, los 365 días del año, en condiciones normales de tratamiento y captación del agua en la fuente; y con la presión mínima que es de 20 metros de columna de agua, en los barrios altos del municipio del Espinal, quedando el servicio equitativo con respecto a los demás barrios. Con el desarrollo de este proyecto se vio solucionado el problema que afrontaba la zona y mejoró el servicio notablemente para el desarrollo y crecimiento de la comunidad. Esta investigación aporta a nuestro trabajo de grado, dándonos una guía de cómo manejar diferentes presiones y alturas al momento de realizar la toma de decisiones y ejecución de la malla hidráulica (Ortiz & Quintero, 2011).

Daniel Alberto Lerma Arias (2010), en su Tesis de maestría de la Universidad Tecnológica de Pereira argumenta que ante la baja cobertura de acueducto y alcantarillado en la zona rural de Colombia y los altos costos de implementación de sistemas de potabilización y distribución convencionales es importante evaluarla viabilidad técnica y económica de sistemas alternativos de tratamiento de agua potable al alcance de comunidades rurales y de bajos recursos, por tanto se analizó una tecnología alternativa que aún no ha sido probada en Colombia como son los filtros cerámicos impregnados con plata coloidal, los cuales se probaron en 4 diferentes grados de contaminación sobre una fuente de montaña, río Otún, que ofrece la alternativa de evaluar, con agua de la zona, la efectividad de los filtros. Se encontró que la filtración remueve factores contaminantes tales como turbiedad, color aparente, sólidos totales disueltos en nitritos hasta valores aceptables por la normatividad colombiana y no afecta el pH, asimismo, remueve coliformes totales y fecales entre 3 y 4 CF/100ml, y a la vez refuerza el proceso de desinfección gracias a la plata coloidal que se encuentra en los filtros, los cuales remueve coliformes totales y fecales entre 4 y 5 CF/100ml, de tal forma que comprobada la viabilidad técnica, se encontró que económicamente, se tiene un costo inicial de producción de 11 \$US/m³, produciendo agua a razón de 587.000 m³/día. La presente investigación es de mucha utilidad ya que nos da una idea clara de un modelo de tratamiento de agua no convencional, sus características y como esta trae beneficios a poblaciones rurales (Lerma Arias, 2010).

1.3 MARCO TEORICO

Conceptos básicos de un acueducto basados en el REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO (RAS 2000).

1.3.1 Aspectos generales RAS 2000 Título B

El propósito del título B es fijar los criterios básicos, los requisitos mínimos y los valores específicos y límites que deben tenerse en cuenta en los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto que se desarrollen en la República de

Colombia, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad técnica, eficiencia de operación, sostenibilidad y redundancia, dentro de un nivel de complejidad del sistema determinado. El presente Título incluye el cálculo de la demanda de agua, las fuentes de abastecimiento, las captaciones de agua superficial y subterránea, las aducciones y conducciones, las redes de distribución, las estaciones de bombeo de agua cruda y agua tratada, los tanques de almacenamiento y compensación que forman parte de los sistemas de acueducto, el análisis de vulnerabilidad y gestión del riesgo asociados a proyectos de sistemas de acueducto. (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Etapas necesarias para la formulación y elaboración de sistemas de acueductos

- Etapa de Conceptualización y Planificación
- Etapa de Diseño
- Etapa de Construcción
- Etapa de Operación y Mantenimiento

1.3.1.1 Planos de diseño y construcción

Los requisitos para la presentación de los planos y las memorias de cálculo relacionados con los procesos de diseño y de elaboración de los planos de construcción de bocatomas, aducciones, conducciones, redes de distribución de agua potable, estaciones de bombeo y tanques de almacenamiento y/o compensación, se deben establecer de acuerdo con lo determinado en los artículos 31 y 32 de la Resolución 1096 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico.

Con respecto al tipo de planos y a su presentación, tanto para el diseño de estructuras relacionadas con proyectos de acueducto así como para los planos de construcción, incluyendo la información mínima que debe estar contenida en dichos planos y sus convenciones y escalas, se deben tener en cuenta los manuales de producción de planos establecidos por la correspondiente persona prestadora del servicio público de acueducto. En caso que dicha persona no haya definido dichos estándares o que se trate de un municipio del nivel de complejidad del sistema bajo se deben tener en cuenta los siguientes requisitos mínimos para la producción de planos:

- a) El consultor suministrará original y dos copias en formato ISO-A1 (594 mm x 841 mm) de los planos topográficos, generales de diseño, de detalles y uno reducido en planta y otro en perfil a una escala adecuada que permitan apreciar la totalidad del proyecto. Para los planos parciales se puede adoptar la escala 1:2000 o la que el consultor o la persona prestadora del servicio considere conveniente. En los planos de los perfiles de la conducción se deberá dibujar la línea piezométrica y en la parte inferior se indicarán, en espacios separados, las abscisas, cota de terreno (o negra), cota piezométrica, presión disponible, clase de tubería, longitud y diámetro. Todas las memorias y planos, sin excepción, deberán ser entregados por el consultor en medio digital, de acuerdo con las aplicaciones informáticas disponibles en la entidad contratante.
- b) Debe seguirse todo lo establecido en el artículo 33 de la Resolución 1096 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico o la norma que lo modifique, adicione o sustituya.

La actualización de los manuales para la producción de planos, tanto en formato electrónico como impresos, es responsabilidad de cada una de las personas prestadoras del servicio de acueducto, salvo en el caso de los municipios con nivel de complejidad del sistema bajo, en cuyo caso se sugiere seguir los procedimientos y acciones definidos en los manuales de prácticas de buena ingeniería que hacen parte del RAS.

1.3.1.2 Memorias de cálculo

Para las memorias de cálculo de los diseños de sistemas de acueducto o alguno de sus componentes se debe seguir lo establecido en el capítulo A.6 “Presentación de planos y memorias de cálculo” del Título A del RAS: “Aspectos generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico”. Este Título establece que los planos arquitectónicos, hidráulicos, geotécnicos, estructurales y mecánicos que sean necesarios para la ejecución de la obra de acueducto deben ir acompañados de sus respectivas memorias de cálculo detalladas que describan los procedimientos, parámetros, criterios y los supuestos bajo los cuales se llevaron a cabo dichos diseños. Las memorias de cálculo deben incluir lo siguiente:

- a) Los criterios, parámetros y suposiciones utilizadas en los diseños.
- b) Las metodologías y ecuaciones de diseño utilizadas.
- c) La verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por el presente Título.
- d) La referencia a todas las normas técnicas municipales, nacionales o internacionales para los materiales, equipos y procedimientos específicos utilizados para el diseño del sistema de acueducto.
- e) La referencia a las normas como leyes, decretos y resoluciones de obligatorio cumplimiento.
- f) En el caso en que para el proceso de diseño se utilice un proceso automático de información, las memorias de cálculo deben incluir la descripción detallada de los principios en que se basa dicho procedimiento así como la descripción de los datos de entrada y salida del correspondiente proceso computacional.
- g) El protocolo y los procedimientos de prueba establecidos por el consultor.
- h) Los análisis de precios unitarios, lista de materiales y equipos y el presupuesto detallado con su correspondiente programación de ejecución.
- i) Las memorias de cálculo deben indicar claramente el nivel de complejidad del sistema de acueducto utilizado para los diseños y las demás actividades del proyecto. Las memorias de cálculo deben ser aprobadas por el interventor de los diseños y éste podrá invalidar aquellas que contengan errores aritméticos, de cotas, de abcisados, de transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o a la falta de revisión por parte del diseñador.
- j) Tan pronto como se realice la construcción, estos planos deben actualizarse de forma que queden consignados los cambios realizados durante esta etapa (planos *as built*).

1.3.1.3 Tecnologías de información

Para los sistemas de acueducto con el fin de llevar a cabo el diseño de sistemas de acueducto nuevos o expansiones a sistemas existentes, se recomienda que el consultor y la persona

prestadora del servicio hagan uso de tecnologías de información, teniendo en cuenta las consideraciones dadas en los literales B.1.4.1 a B.1.4.5.

- ***Sistemas de información geográfica (B 1.4.1)***

Los sistemas de información geográfica (SIG) utilizados para realizar el diseño y la operación de los sistemas de acueducto deben permitir el manejo de toda la información de la red y demás componentes del sistema en un modelo digital que facilite generar las entradas a los diferentes módulos de manera simple y rápida. Además, el sistema de información geográfica debe permitir la posibilidad de realizar actualizaciones y seguimiento continuo del funcionamiento de la red, alimentándolo con toda información nueva adquirida por parte de la persona prestadora del servicio.

El SIG que debe utilizarse en el diseño, en lo posible, debe ser compatible con el sistema de información y las bases de datos utilizadas por la persona prestadora del servicio, sistema sobre el cual se debe generar toda la base de datos de información del sistema de distribución de agua potable.

- ***Programas de diseño de redes de acueducto (B 1.4.2)***

Para el diseño de las redes de distribución de agua potable y de las líneas de conducción se pueden utilizar programas de modelación hidráulica de redes, que utilicen el método del gradiente para sus cálculos, que permitan la modelación de la operación del sistema bajo períodos extendidos, que realicen el diseño de las redes mediante rutinas de optimización y que permitan modelar la calidad del agua. Adicionalmente, para los niveles de complejidad del sistema alto y medio alto, el programa seleccionado debe permitir el intercambio directo de información con el sistema de información geográfica y las bases de datos definidas por la persona prestadora del servicio de acueducto en el municipio, lo anterior se recomienda para los niveles de complejidad del sistema bajo y medio.

- ***Diseño optimizado de redes de acueducto (B 1.4.3)***

Para el diseño de las redes de distribución de agua potable y de las líneas de conducción, se debe seleccionar la alternativa óptima económica de combinación de los diferentes diámetros que cumplan con todas las restricciones hidráulicas y técnicas establecidas en el presente Título.

- ***Calidad del agua en sistemas de acueducto (B 1.4.4)***

Desde la etapa de diseño y durante toda la operación del sistema de distribución de agua potable es necesario conocer la calidad del agua en cada uno de los nodos de la red. Dicho conocimiento se puede basar en la simulación hidráulica y de calidad del agua de dichas redes en un programa de computador que utilice el método del gradiente para el cálculo hidráulico y que cuente con rutinas de cálculo de calidad del agua en tiempo extendido, en particular de sustancias no conservativas. Los resultados de dicha simulación deben utilizarse para establecer los puntos de muestreo de calidad del agua en la red de acuerdo con el Decreto 1575 de 2007 y sus resoluciones reglamentarias.

- ***Sistemas de monitoreo (B 1.4.5)***

Para el nivel de complejidad del sistema alto, y como parte del diseño, el consultor debe definir el tipo de información que debe ser monitoreada en el sistema diseñado ya sea nuevo o ampliación y/o reposición de un sistema existente, estableciendo los sitios de medición remota de datos, los parámetros a ser medidos, la precisión de la lectura y la frecuencia de las mediciones. Para los niveles de complejidad del sistema medio alto y alto se recomiendan los sistemas de monitoreo tipo SCADA.

1.3.1.4 Demanda del agua

a) Usos del agua

Debe efectuarse un estudio de la dotación desagregada por usos y por zonas del municipio, el cual debe considerar los siguientes usos del agua: residencial, comercial, rural, industrial, para fines públicos, escolares e institucionales.

2. Proyección de los usuarios del sistema

- **Proyección de la demanda**

En caso de que la persona prestadora del servicio de acueducto cuente con información confiable registrada acerca de la demanda de agua en el municipio o en partes de este que sean objeto del diseño, se debe utilizar para proyectar la demanda de agua potable. Para poder realizar la proyección de la demanda, la persona prestadora del servicio debe contar: con aparatos de medición calibrados a la salida de la planta de tratamiento y a la entrada de cada uno de los sectores hidráulicos en que se haya dividido la red; con datos de consumo confiables que hayan sido verificados de acuerdo con el número de suscriptores y unas dotaciones normales; y con un índice de agua no contabilizada (IANC) por debajo del 20% en la zona donde se requiera medir la demanda. En este sentido, la proyección de la demanda no puede incluir pérdidas de agua e ineficiencias del sistema.

- **Proyección de suscriptores**

En caso que no existan registros confiables acerca de la información histórica de demanda de agua en el municipio o en la parte de éste objeto del diseño o de la ampliación y/o mejora del sistema de distribución de demanda de agua, se debe llevar a cabo una proyección de los suscriptores conectados al sistema de acueducto. Para llevar a cabo el cálculo del número de suscriptores proyectados para ser abastecidos por el nuevo esquema de distribución de agua potable en su período de diseño, el diseñador y/o el operador deben tener en cuenta los siguientes puntos:

- ✓ La persona prestadora del servicio debe mantener actualizado el catastro de suscriptores del servicio.
- ✓ Comportamiento histórico del crecimiento de los suscriptores de la empresa de acueducto en la zona del municipio o la parte de éste objeto del estudio, de acuerdo con la información de la persona prestadora del servicio o de otros sistemas privados o comunales cercanos a la zona objeto del diseño.
- ✓ El plan de ordenamiento territorial y el plan de desarrollo municipal, teniendo en cuenta especialmente la meta de vivienda de interés social (VIS).
- ✓ Los proyectos de oferta y demanda de la actividad edificadora en el municipio, teniendo en cuenta los datos producidos por la Cámara Colombiana de la Construcción (CAMACOL), en especial lo concerniente a las viviendas del municipio y el crecimiento de las edificaciones dedicadas al comercio.
- ✓ El crecimiento de los suscriptores de otros servicios públicos tales como energía y telefonía fija.
- ✓ La meta de crecimiento de suscriptores del sistema de agua, de la empresa de servicios públicos, teniendo en cuenta sus proyecciones de inversión.
- ✓ Se deben evitar datos de crecimiento de suscriptores que hayan sido causados por programas de reducción de IANC, ya que éstos podrían inflar su proyección.

Una vez establecido lo anterior, el consultor y/o la persona prestadora del servicio pueden utilizar los siguientes métodos para la proyección de los suscriptores: Métodos matemáticos tales como los aritméticos y geométricos, métodos de aproximaciones sucesivas a las proyecciones de suscriptores o métodos heurísticos de ensayo y error.

- Proyección de población

En caso que el diseño de un sistema de acueducto particular incluya un municipio o zona de éste, en la cual no sea posible realizar una proyección de demanda o de suscriptores, las dependencias encargadas de la planeación y comercialización de los proyectos de agua potable de la persona

prestadora del servicio de acueducto o, en caso que éstas no existan, el consultor debe realizar la proyección y los ajustes de la población de acuerdo con lo señalado en literales B.2.4.3.1 a B.2.4.3.5.

En todos los casos para la estimación de la proyección de la población se deben tener en cuenta los datos establecidos para la población por el DANE, tanto para la definición del nivel de complejidad del sistema como para la proyección de la población. El último dato de población establecido por el DANE para el municipio objeto del diseño debe tenerse en cuenta como un último censo a utilizarse para la proyección de la población.

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema según se muestra en la tabla B.2.1. Se calculará la población utilizando uno cualquiera de los siguientes modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. Los datos de población deben estar ajustados con la población flotante y la población migratoria. En caso de falta de datos se recomienda la revisión de los datos de la proyección con los disponibles en poblaciones cercanas que tengan un comportamiento similar al de la población en estudio.

3. Métodos de calculo

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema según se muestra en la tabla B.2.1. Se calculará la población utilizando uno cualquiera de los siguientes modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. Los datos de población deben estar ajustados con la población flotante y la población migratoria. En caso de falta de datos se recomienda la revisión de los datos de la proyección con los disponibles en poblaciones cercanas que tengan un comportamiento similar al de la población en estudio.

Tabla 1. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema Para la proyección de la población. (B.2.1)

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

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

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

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

Donde:

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

P_{uc} = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

T_{uc} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

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

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

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal.

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

P_{uc} =Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

T_{uc} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

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

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

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

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

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

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

Donde:

P_{cp} = Población del censo posterior (proyección del DANE).

P_{ca} = Población del censo anterior (habitantes).

T_{cp} = Año correspondiente al censo posterior.

T_{ca} = Año correspondiente al censo anterior.

Ln = Logaritmo natural o neperiano.

El método gráfico se utiliza principalmente cuando la información censal es insuficiente o poco confiable, lo cual hace que las proyecciones geométricas y exponenciales arrojen resultados que no corresponden con la realidad. El método gráfico consiste en comparar gráficamente la población del municipio en estudio con la de otros tres municipios del país con las siguientes características:

- Uno de los municipios (población B) debe ser de la misma región, con desarrollo, clima y tamaño similar al del municipio en estudio y obviamente con información confiable en cuanto a crecimiento de la población. El otro municipio (población C) debe ser de la misma región, con desarrollo y clima similar al del municipio en estudio (población A) pero con un número de habitantes mayor al de este municipio. El tercer municipio (población D) debe ser de otra región del país con un número de habitantes mayor al del municipio en estudio (población A) y con un desarrollo y clima similar.

Métodos demográficos: Cuando el tamaño de la población, las condiciones demográficas, el crecimiento de la población no continuo o las condiciones externas que generen períodos demográficos cambiantes en el tiempo requieran la utilización de métodos de cálculo de población diferentes a los presentados en la tabla B.2.1, otros métodos podrán ser empleados bajo la aprobación de la persona prestadora del servicio y la opinión de expertos en estudios demográficos. Para la estimación de la población, en los estudios de planeamiento de servicios para los niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, se considera una buena práctica realizar estudios demográficos detallados conducidos por profesionales en la demografía.

Métodos como el de los componentes demográficos, que analiza la variación en el tiempo de parámetros como la natalidad, la mortalidad, la emigración y la inmigración, son de gran utilidad y confiabilidad para obtener un sustento sólido a las proyecciones de población que permita una adecuada estimación de la demanda de los servicios.

El método de la tasa decreciente de crecimiento: supone que la población tiene un límite de saturación y su tasa de crecimiento es una función de su déficit de población. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = S - (S - P_2) * e^{-kd(t-t_1)}$$

Donde K_b es la constante de la tasa decreciente de crecimiento, la cual se calcula a partir de censos sucesivos mediante la siguiente ecuación.

$$k_d = \frac{-\ln \left[\frac{S - P_2}{S - P_1} \right]}{t_2 - t_1}$$

Donde:

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

S = Población de saturación (habitantes).

P_1 = Población en el censo 1 (habitantes).

P_2 = Población en el censo 2 (habitantes).

t = Año correspondiente a la población de saturación.

t_1 = Año correspondiente al censo 1.

t_2 = Año correspondiente al censo 2.

4. Dotación neta

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un suscriptor o de un habitante, dependiendo de la forma de proyección de la demanda de agua, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Tabla 2. Dotación por suscriptor según el nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación por suscriptor (m ³ /sus•mes) climas templado y frío	Dotación por suscriptor (m ³ /sus•mes) clima cálido
Bajo	10.8	12.0
Medio	13.8	15.0
Medio alto	15.0	16.2
Alto	16.8	18.0

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 3. Dotación por habitante según el nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab•día) climas templado y frío	Dotación neta (L/hab•día) clima cálido
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Para propósitos de la tabla anterior se considera como clima cálido aquella zona del territorio nacional que se encuentre por debajo de 1000 m.s.n.m.

4.1 Dotación neta según el uso del agua

En la evaluación de las dotaciones netas de agua para un municipio, se pueden tener dotaciones diferentes para cada uno de los usos de agua que existan en el municipio: residencial, comercial, industrial, institucional, fines públicos, escuelas y usos en zonas rurales anexas al municipio. Todos estos deben considerarse en las dotaciones y en las demandas de agua, tanto actuales como proyectadas. Sin embargo, para aquellos sistemas de acueducto donde los consumos del uso residencial representen más del 90% del consumo total de agua potable, el cálculo de agua se puede realizar teniendo en cuenta únicamente la dotación neta residencial sumándole a ésta un

porcentaje que tenga en cuenta los otros usos en forma agrupada según los datos de consumo existentes. En caso contrario, el cálculo de la demanda de agua potable debe realizarse en forma desagregada para cada uno de los usos principales y para cada uno de ellos el consultor y/o la persona prestadora del servicio debe determinar las dotaciones netas.

Tabla 4. Consumo mínimo en comercios

Tipo de instalación	Consumo de agua
Oficinas (cualquier tipo)	20 L/m ² /día
Locales comerciales	6 L/m ² /día
Mercados	100 L/local/día
Lavanderías 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: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 5. Consumo de servicio de personal en las industrias.

Tipo de instalación	Consumo de agua (L/trabajador/jornada)
Industrias donde se manipulen materiales y sustancias que ocasionen desaseo.	100
Otras industrias	30

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 6. Consumos para producción de algunos tipos de industrias.

Industria	Rango de consumo (m ³ /día)
Azucarera	4.5 – 6.5
Química (a)	5.0 – 25.0
Papel y celulosa (b)	40.0 – 70.0
Bebidas (c)	6.0 – 17.0
Textil	62.0 – 97.0
Siderúrgica	5.0 – 9.0
Alimentos (d)	4.5 – 5.0

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 7. 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: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 8. 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: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 9. 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: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 10. Consumo en Hoteles.

Clasificación	Consumos en hoteles (L/cuarto/día)			
	Municipios Turísticos		Otros municipios	
	Climas templado y frío	Clima cálido	Climas templado y frío	Clima cálido
Gran turismo	1200	2000	600	1000
4 y 5 estrellas	900	1500	450	750
1 a 3 estrellas	600	1000	300	400

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

5. Pérdidas de agua en el sistema de acueducto

Las pérdidas de agua en el sistema de acueducto corresponden a la diferencia entre el volumen de agua tratada y medida a la salida de las plantas potabilizadoras y el volumen de agua entregado a la población y que ha sido medido en las acometidas domiciliarias del municipio.

De acuerdo con sus características, las pérdidas se clasifican en dos grandes grupos: físicas o técnicas y comerciales.

5.1 Pérdidas técnicas en el sistema de acueducto

Incluyen las fugas en tuberías y accesorios y en estructuras, como reboses en tanques de almacenamiento, plantas de tratamiento, etc. Por lo general estas se subdividen en visibles y no visibles.

Para establecer el porcentaje de pérdidas físicas deben tenerse en cuenta los datos registrados disponibles en el municipio o en la persona prestadora sobre pérdidas de agua en el sistema de acueducto desde las plantas potabilizadoras, incluidos los consumos requeridos para las operaciones en la red de distribución.

5.2 Pérdidas comerciales en la red de distribución

Las pérdidas comerciales son aquellas relacionadas con el funcionamiento comercial y técnico de la persona prestadora del servicio. Estas pérdidas incluyen las conexiones fraudulentas, los suscriptores que se encuentren por fuera de las bases de datos de facturación de la empresa y los caudales dejados de medir por imprecisión o deficiente operación de los micromedidores domiciliarios.

Para propósitos de diseño de un nuevo sistema de acueducto o la parte nueva de uno existente, el porcentaje de pérdidas comerciales admisibles en la red de distribución debe ser como máximo el 7%. En caso de que la demanda de agua se haya calculado con base en la proyección de suscriptores, dicho porcentaje debe incluirse en el cálculo del caudal de diseño. En aquellos casos en que la demanda se haya calculado con base en la proyección de la población o número de habitantes, las pérdidas comerciales no deben tenerse en cuenta para el cálculo de los caudales de los sistemas de acueducto.

5.3 Reducción del nivel de pérdidas

El indicador normalmente utilizado para revisar el nivel de pérdidas es el índice de agua no contabilizada (IANC) que relaciona el volumen total de agua que se suministra a las redes con el volumen total de agua que se factura a los usuarios de éstas en un periodo determinado, expresado en porcentaje.

En aquellos casos en que el IANC, en el momento de iniciar un proyecto que involucre el abastecimiento de agua potable, supere los valores establecidos en el reglamento, el planteamiento del proyecto tiene que incluir el desarrollo e implementación de un programa de reducción del nivel de pérdidas técnicas y comerciales. En todo municipio se debe priorizar el programa de reducción de pérdidas a la ampliación o expansión de cualquier componente del sistema de abastecimiento cuando el IANC sea superior a dichos límites.

Los programas de reducción del nivel de pérdidas técnicas y comerciales, conocidos como programas de agua no contabilizada, exigen de la elaboración de un diagnóstico técnico por componentes del sistema, que incluye recopilación de trabajo técnico y operativo, trabajos de campo y definición de actividades de plan de choque; así mismo, debe realizarse un diagnóstico sobre los aspectos institucionales, legales, administrativos, financieros y comerciales que permitan elaborar un balance de aguas para llegar a la formulación del plan de reducción de pérdidas. Parte importante de la elaboración de estos diagnósticos, consiste en mantener actualizados de forma permanente los catastros de redes y de usuarios del sistema de acueducto. En lo posible, la persona prestadora debe establecer control de medición de este tipo de programas, que deben formar parte permanente de las actividades de operación y mantenimiento de la infraestructura, en lo que respecta a las pérdidas físicas. La reducción del nivel de pérdidas en un sistema, redunda en la optimización y buen comportamiento de toda la infraestructura.

6. Dotación bruta

De acuerdo con la Resolución 2320 de 2009 expedida por el Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, la dotación bruta para el diseño de cada uno de los elementos que conforman un sistema de acueducto, indistintamente del nivel de complejidad, se debe calcular teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

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

Donde:

d_{bruta} : dotación bruta

d_{neta} : dotación neta

%p: pérdidas máximas admisibles (El porcentaje de pérdidas máximas admisibles no deberá superar el 25%).

7. Cálculo de la demanda de agua

7.1 Proyección de la demanda de agua

Para llevar a cabo la proyección de la demanda de agua, en el municipio o en parte de éste, la persona prestadora del servicio de acueducto debe contar con datos de demanda de los últimos 10 años con una frecuencia bimestral, con esta información se debe hacer un análisis estadístico detallado con el fin de encontrar la curva que mejor ajuste el crecimiento de la demanda de agua en ese período. Una vez realizado el análisis, se debe proceder a proyectar la demanda de agua, siguiendo la misma curva, hasta el último año del período de diseño. En este caso, adicionalmente, es necesario cotejar dicha proyección de la demanda de agua con la demanda de agua requerida para la población de saturación, de acuerdo con el plan de ordenamiento territorial, para el municipio o la zona del municipio objeto del diseño.

7.2 Demanda de agua por suscriptores

- Caudal medio diario

El caudal medio diario (Qmd), corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño, el cual debe calcularse utilizando la siguiente ecuación:

$$Qmd = \frac{\text{No. suscriptores} * d_{bruta}}{30}$$

Donde:

Qmd: caudal medio diario

d_{bruta} : dotación bruta, dada en metros cúbicos/suscriptor mes (En esta ecuación 30 representa el número de días en el mes).

- Caudal máximo diario

El caudal máximo diario, QMD, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , como se indica en la siguiente ecuación:

$$QMD = Qmd * k_1$$

Donde:

QMD: caudal máximo diario

Qmd: caudal medio diario

k_1 : coeficiente de consumo máximo diario

El coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en un período mínimo de un año. En caso de sistemas nuevos, el valor del coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , será 1.30.

- Caudal máximo horario

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 , según la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * k_2$$

Donde:

QMH: caudal máximo horario

Qmd: caudal medio diario

K2: coeficiente de consumo máximo horario

El coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , puede calcularse, para el caso de ampliaciones o extensiones de sistemas de acueducto, como la relación entre el caudal máximo horario, QMH, y el caudal máximo diario, QMD, registrados durante un período mínimo de un año, sin incluir los días en que ocurran fallas relevantes en el servicio. En el caso de sistemas de acueductos nuevos, el coeficiente de consumo máximo horario con relación al consumo máximo diario, k_2 , corresponde a un valor comprendido entre 1.3 y 1.7 de acuerdo con las características locales.

8. Demanda de agua por población

- Caudal medio diario

El caudal medio diario, Qmd, es el caudal calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$Qmd = \frac{p * d_{bruta}}{30}$$

En este caso, p representa el número de habitantes proyectado y la dotación bruta debe estar dada en L/hab•día.

- Caudal máximo diario

Para el cálculo del caudal máximo diario correspondiente a las proyecciones de población, se debe tener en cuenta lo establecido en el literal B. 2.8.2.2.

- Caudal máximo horario

Para el cálculo del caudal máximo horario en aquellos casos en que se utilice la proyección de población, se debe tener en cuenta lo establecido en el literal B.2.8.2.3.

1.3.1.5 Consideraciones generales fuentes de abastecimiento de agua

Cuando se efectúen los estudios de fuentes deben identificarse, plantearse y evaluarse las alternativas técnico-económicas más factibles de utilización, aplicando un análisis financiero y de factibilidad para la identificación y selección de la fuente más conveniente.

La selección de la fuente debe realizarse basándose en la calidad del agua, la ocurrencia de eventos de sequía y escogiendo aquella que permita la construcción de una captación económica, segura, confiable y que tenga unas características de acceso, operación y mantenimiento fáciles.

Además, deben efectuarse estudios con el fin de minimizar los impactos sobre el medio ambiente, el ecosistema y el hábitat natural de diferentes especies, que puedan producir las obras de la captación. En particular, se debe conocer el caudal ecológico en la fuente de agua definido por la Autoridad Ambiental competente para la estimación de la capacidad utilizable de la fuente.

Tabla 11. Calidad de la fuente.

Parámetros	Análisis según		Nivel de calidad de acuerdo al grado de contaminación			
	Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	1. Fuente aceptable	2. Fuente regular	3. Fuente deficiente	4. Fuente muy deficiente
DBO 5 días	3630					
Promedio mensual mg/L			<1.5	1.5 - 2.5	2.5 - 4	>4
Máximo diario mg/L			1 - 3	3 - 4	4 - 6	>6
Coliformes totales (NMP/100 mL)						
Promedio mensual		D-3870	0 - 50	50 - 500	500 - 5000	>5000
Oxígeno disuelto mg/L	4705	D-888	>=4	>=4	>=4	<4
PH promedio	3651	D 1293	6.0 - 8.5	5.0 - 9.0	3.8 - 10.5	
Turbiedad (UNT)	4707	D 1889	<2	2 - 40	40 - 150	>= 150
Color verdadero (UPC)			<10	10 - 20	20 - 40	>= 40
Gusto y olor		D 1292	Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros (mg/L - Cl)		D 512	< 50	50 - 150	150 - 200	300

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

Tabla 12. Parámetros por medir para determinar la calidad de agua de la fuente (Decreto 1575 de 2007- Resolución 2115 de 2007)

Características	Valor máximo admisible	Procedimientos analíticos recomendados		Parámetros de comparación de la calidad de la fuente recomendados según el nivel calidad de la fuente			
		Norma técnica NTC	Standard Method ASTM	Aceptable	Regular	Deficiente	Muy deficiente
Microbiológicas							
Coliformes totales UFC/100 cm ³	0			X	X	X	X
Escherichia coli UFC/100 cm ³	0		D 5992			X	X
FÍSICAS							
ph	6.5 – 9.0		D 1299	X	X	X	X
Turbiedad UNT	≤2	4707	D 1889	X	X	X	X
Color Aparente UFC	≤15			X	X	X	X
Conductividad US/cm	1.000		D 1125	X	X	X	X
Olor y sabor	Aceptable		D 1292	X	X	X	X
QUÍMICAS DE SUSTANCIAS QUE TIENEN RECONOCIDO EFECTO ADVERSO EN LA SALUD HUMANA							
Antimonio – mg/l	0.02		D 9697				X
Arsénico – mg/l	0.01		D 2972				X
Bario – mg/l	0.7		D 4982				X
Cadmio – mg/l	0.008		D 9557				X
Cianuro libre y disociable – mg/l	0.05						X
Cobre – mg/l	1.0		D 1688				X
Cromo total – mg/l	0.05		D 1687				X
Mercurio – mg/l	0.001		D 8228				X
Níquel – mg/l	0.02		D 1886				X
Plomo – mg/l	0.01		D 9559				X
Selenio	0.01		D 9859				X
Thihalometanos Totales	0.2						X
Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAP)	0.01						X
QUÍMICAS QUE TIENEN IMPLICACIONES SOBRE LA SALUD HUMANA							
Carbono Orgánico Total – mg/l	5.0						X
Nitritos – mg/l	0.1			X	X	X	X
Nitratos – mg/l	10						X
Fluoruros – mg/l	1.0						X
QUÍMICAS QUE TIENEN CONSECUENCIAS ECONÓMICAS E INDIRECTAS SOBRE LA SALUD HUMANA							
Calcio – mg/l	60			X	X	X	X
Alcalinidad Total – mg/l	200			X	X	X	X
Cloruros – mg/l	250			X	X	X	X
Molibdeno – mg/l	0.07						X
Sulfatos – mg/l	250			X	X	X	X
Zinc – mg/l	8						X
Fosfatos – mg/l	0.5					X	X

Fuente: (Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio, 2000)

1.3.2 Sistemas de abastecimiento de agua potable

Es el conjunto de tuberías, instalaciones y accesorios concatenados, que permiten llevar el agua potable desde su lugar de existencia natural (fuente) hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural relativamente densa. Los sistemas de abastecimiento se clasifican dependiendo del tipo de usuario en urbana y rural. Los sistemas de abastecimiento rurales suelen ser sencillos y en su mayoría no cuentan con redes de distribución sino que utilizan piletas públicas o llaves para uso común, suelen ser abastecidas por fuentes de aguas subterráneas captadas mediante una bomba manual o hidráulica, a diferencia de los sistemas de abastecimiento urbano que son complejos y cuentan con una serie de componentes tales como captación, obras de conducción, almacenamiento de agua bruta, tratamiento, almacenamiento de agua tratada y red de distribución. (Ambiental, 2003)

La composición de un sistema de abastecimiento de agua potable son los siguientes:

- ✚ **Captación:** Son las obras destinadas a facilitar la derivación de los caudales demandados por la población, necesarias para captar el agua de la fuente a utilizar, la cual puede hacerse por gravedad, aprovechando la diferencia de nivel del terreno o por impulsión (bombas).
 - **Captación de un manantial:** Debe hacerse con sumo cuidado, protegiendo el lugar de afloramiento de posibles contaminaciones, delimitando un área de protección cerrada para poder preservar este medio de la mejor manera.
 - **Captación de aguas superficiales:** Se hace a través de las bocatomas, en algunos casos se utilizan galerías filtrantes, paralelas o perpendiculares al curso de agua, para captar las aguas que resultan así con el filtrado preliminar. Estas provienen de los ríos, arroyos y lagos; por lo general son turbias y con color, debido que por ser superficiales estas sujetas a contaminarse, por estas causas exigen tratamiento potabilizador. (Gonzalez, 2013).
 - **Captaciones de agua subterránea:** se encuentran en el subsuelo, estas se hacen a través de pozos o galerías filtrantes. Podemos distinguir varios tipos de fuentes subterráneas distintas según la posición del agua en el suelo, las profundas son aguas

subterráneas que dan por lo general aguas potables, las cuales son utilizadas en muchas zonas del país, carecen de turbiedad y color, pero en algunos casos estas se colorean a poco de extraerlas por oxidación de compuestos ferrosos contenidos en las mismas y requieren de un tratamiento previo antes de su entrega y previa distribución. Estas ocupan el segundo lugar en número de habitantes servidos y el primero en número de localidades servidas en todo el país. Las freáticas o de primera napa están directamente influenciadas por las lluvias, su calidad es variable y aunque física y químicamente sea aceptable existe siempre el peligro de contaminación microbiológica, por lo que debe mantenerse estricto control. (Uapas, 2010).

Elementos hidráulicos en la red

Malla: Se trata de un circuito cerrado formado por varias líneas. Puede tener o no otras mallas en su interior. Las redes conformadas por mallas son redes en las cuales existe un tramo principal y de este se desprenden ramificaciones que terminan en puntos ciegos o en pequeñas mallas. Este tipo de trazado se utiliza cuando la topografía no permite la interconexión entre ramales, o debido a que el desarrollo de las zonas a alimentar adopta esta configuración. (Acuña, Villalba, Curiel, & Velosa, 2010)

Las líneas se caracterizan por mantener a lo largo de su longitud unas características uniformes de sección y material. Las formas que en que estas se asocian dan lugar a redes, las cuales se clasifican como ramificadas, malladas o mixtas.

Las tuberías de este tipo de red de distribución se clasifican de acuerdo con la cantidad de caudal que transportan en:

- Redes Matrices o Troncales.
- Redes Principales.
- Redes Secundarias o de Relleno.

Para la configuración de las mallas principales se pueden adoptar los siguientes criterios:

- Tramos no mayores de 500m.
- Diámetros mayores a 10".
- No alimentan servicios domiciliarios. (Bula, Luz, Mendoza, & Ucrós, 2011)

Hidrantes: El sistema de hidrantes consiste en una red de tuberías conectadas a un sistema de bombeo o suministro de agua. A esta red se conectan gabinetes internos, los cuales están provistos de válvulas de control, mangueras, llaves para hidrantes.

Los diámetros mínimos de los hidrantes contra incendios, colocados en la red de distribución, dependen del nivel de complejidad del sistema:

- Para los niveles de complejidad bajo y medio el diámetro mínimo es de 75mm (3”).
- Para los niveles de complejidad medio alto y alto, los diámetros mínimos corresponden a 100mm (4”), para sectores comerciales e industriales, o zonas residenciales con alta densidad.
- Para las zonas residenciales con densidades menores a 200Hab/Ha, el diámetro mínimo corresponde a 75mm (3”).

Los hidrantes deben instalarse en tuberías con un diámetro mínimo de 75mm (3”) y a una distancia entre ellos de 300m. Cada hidrante debe llevar su propia válvula de pie para aislarlo de la red. Serán ubicados preferiblemente en las esquinas, en las intersecciones de dos calles y sobre la acera y deberán descargar como mínimo un caudal de 5lps. Se recomienda un radio de acción de los hidrantes de 500m y para el diseño de la red se recomienda un hidrante funcionando en uso simultáneo, por cada 25000 habitantes. En áreas comerciales, industriales o residenciales con una densidad superior a 200Hab/Ha, los hidrantes deben tener una capacidad mínima de 20 lps. (Lopez Cualla, 2003)

1.3.3 Sistemas sostenibles de abastecimiento de agua

El ciclo del uso del agua empieza y termina en la fuente y su manejo debe enfocarse en todas las etapas con el fin de garantizar la sostenibilidad del sistema. En consecuencia, el manejo integral del agua incluye aspectos tales como la gestión de fuentes de abastecimiento, la captación de agua en cantidades suficientes para suplir las necesidades de las zonas de influencia, el tratamiento eficiente del agua cruda para lograr la calidad apta para el consumo de los usuarios finales, la distribución segura, continua y controlada del agua tratada a los usuarios finales, el uso del agua por los consumidores, la recolección y manejo de las aguas residuales y la escorrentía urbana, el tratamiento de las aguas residuales y de escorrentía urbana para su re-uso y/o descarga,

el manejo y/o valoración de los residuos de los procesos de tratamiento, y la extracción de bienes y servicios útiles tales como calor, energía, materia orgánica y nutrientes.

Actualmente están emergiendo nuevas oportunidades para aplicar conceptos de sostenibilidad al manejo del agua debido a la creciente necesidad de adecuar y mantener la infraestructura existente y construir nuevos sistemas, teniendo en cuenta la variabilidad climática. Se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Identificar alternativas de gestión de las fuentes de abastecimiento de agua cruda que optimicen la calidad y cantidad del recurso, evaluado con base en parámetros de calidad tales como materia orgánica, metales, presencia de algas, pesticidas y fármacos, entre otros.
- Evaluar y promover el uso de fuentes alternativas de agua cruda que sustituyan parcialmente la demanda actual de agua potable (agua subterránea, recolección de aguas lluvias, re-uso de la escorrentía urbana y recirculación de aguas grises).
- Optimizar los procesos de tratamiento de agua (tratamientos alternativos y desinfección) para consumo incluyendo el control de contaminantes emergentes (subproductos de desinfección (SPD)).
- Cuantificar, modelar y controlar los procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en los sistemas de distribución y su efecto sobre la calidad del agua (formación de SPD, agregados inorgánicos y biopelículas).
- Evaluar mecanismos que promuevan el uso eficiente y adecuado del agua (reducción voluntaria de consumo, uso de equipos de consumo eficiente, políticas de precios e incentivos y manejo de líneas residenciales – tanques y filtros).
- Cuantificar, modelar y controlar los procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en los sistemas de recolección de aguas residuales y de escorrentía urbana.
- Evaluar y promover mecanismos para la reducción y/o el re-uso de la escorrentía urbana (maximización del uso de la infraestructura verde urbana tanto natural como construida).
- Optimizar los procesos de tratamiento de aguas residuales incluyendo sistemas convencionales y no convencionales.

- Evaluar y optimizar el manejo de los residuos de los procesos de tratamiento promoviendo la extracción y recuperación de elementos útiles calor, energía, materia orgánica y nutriente).
- Optimizar el manejo de la infraestructura física del agua urbana (desarrollar herramientas que propendan por el mantenimiento preventivo y la reducción de costos operativos de sistemas de recolección de agua, transporte y tratamiento).
- Estructurar propuestas normativas para hacer viable la implementación de todos los objetivos antes descritos.

1.3.4 Tecnologías convencionales para el tratamiento de aguas.

Las plantas convencionales de tratamiento de agua superficial utilizan una secuencia de procesos más o menos estándar. Después de filtrar objetos grandes como peces y palos, se añaden coagulantes químicos al agua para lograr que las diminutas partículas en suspensión que enturbian el agua se atraigan entre sí para formar “flóculos”. La floculación es la formación de flóculos de mayor tamaño a partir de flóculos más pequeños— típicamente se logra por medio del agitado leve y constante del agua para estimular a las partículas y pequeños flóculos para que “choquen” entre sí, se adhieran, y formen un flóculo de mayor tamaño. Cuando los flóculos son lo suficientemente grandes y pesados para sedimentarse, el agua se traslada a estanques calmos de sedimentación o decantación. Cuando la mayoría de los sólidos se ha sedimentado, típicamente ocurre alguna forma de filtración ya sea por medio de arena o de membranas. La desinfección es usualmente el siguiente paso. Después de la desinfección, se pueden agregar diversos productos químicos para ajustar el pH, para prevenir la corrosión del sistema de distribución, o para prevenir la caries dental. El intercambio iónico o carbón activado se puede usar durante algunas partes de este proceso a fin de eliminar los contaminantes orgánicos o inorgánicos. Las fuentes de agua subterránea usualmente tienen una mayor calidad inicialmente y tienden a necesitar menos tratamiento que las fuentes de agua superficiales (Global Health And Education Foundation).

Algunos sistemas convencionales para el tratamiento de aguas son los siguientes:

- Coagulación-floculación
- Sistemas de filtración
- Procesos de membrana
- Desinfección químicas/oxidantes
- Sistemas de absorción e intercambio iónico
- Sistemas de extracción con aire
- Tratamiento solar

Tabla 13. Tecnologías convencionales de potabilización de agua y sus limitaciones.

	Tecnología	Aplicación	Manejo	Costo	Limitantes
Filtración convencional	Filtros de arena	Sedimentos suspendidos, remoción media de bacterias y materia orgánica	Sencillo	Costo bajo de inversión en infraestructura y de manejo, costo elevado de terreno	Remoción de 80-90% de bacterias y 60% de materia orgánica, requiere gran superficie
	Filtros de tierras diatomáceas	Remoción de turbiedad y bacterias	Sencillo	Costo bajo de inversión y de manejo	Útiles en caso de poca turbiedad y bajos conteos bacterianos, no retiene materia orgánica
	Filtros de carbón activado	Remoción de materia orgánica y bacterias	Sencillo	Costo bajo de inversión, costo medio de mantenimiento.	Generación de residuos, continua renovación del filtro, no remueve bacterias ni nitrato
Desinfección	Cloro	Desinfección	Sencillo con medidas adicionales de seguridad	Costo bajo de inversión y medio de mantenimiento	Generación de subproductos
	Cloramina	Desinfección	Sencillo con medidas adicionales de seguridad	Costo medio de inversión y de mantenimiento	Poder desinfectante limitado
	Ozono	Desinfección	Manejo complejo	Costo elevado de operación	escaso poder residual
	Luz ultravioleta	Desinfección	Operación y mantenimiento sencillo	Costo medio de inversión y de operación	No previene recrecimiento, no genera poder residual
Filtros de membrana	Microfiltración	Remoción de sólidos disueltos algunas especies bacterianas	Operación sencilla	Costo moderado de inversión y de operación	Desperdicio de agua, descomposición de la membrana
	Ultrafiltración	Remueve virus, bacterias y materia orgánica	Manejo sencillo, posible automatización	Costo elevado de inversión y de operación	Desperdicio de agua, descomposición de la membrana
	Nanofiltración	Remueve virus, bacterias y materia orgánica	Manejo sencillo, posible automatización	Costo muy elevado de inversión y de operación	Desperdicio de agua, descomposición de la membrana
	Osmosis inversa	Remueve virus, parásitos, bacterias y materia orgánica e inorgánica		Costo muy elevado de inversión y de operación	Desperdicio de agua, descomposición de la membrana, requiere manejo de salmuera

Fuente: (Leal, 2006)

1.3.5 Tecnologías no convencionales para el tratamiento de aguas.

Las tecnologías no convencionales para la potabilización de aguas, no es más que mecanismos de fácil acceso, poco valor monetario, bajos costos de mantenimiento y realizados con materiales pocos comunes encontrados en las zonas de estudio. Están son destinadas más que todo a poblaciones vulnerables u olvidadas, las cuales no cuentan con los recursos suficientes para hacer instalación de una planta de tratamiento para la potabilización de las aguas encontradas in situ o captadas de lugares aledaños. Se han realizado diferentes estudios a zonas vulnerables, como lo fue el realizado por Dayana Grisales de la Universidad Militar Nueva Granada, en el que se estudió el corregimiento de Villa Clarín donde se probaron diferentes tecnologías no convencionales como lo son:

- Coagulación y floculación
 - Mandioca o Yuca (Fariña.
 - Semillas de Moringa
- Almacenamiento y sedimentación (tres ollas)
- Filtros de mesa
 - Filtros de vela filtrante
 - Filtro de velas de carbón con prefiltro de arena
 - Filtro de arena
- Microfiltración
- Filtro de arena (nivel domiciliario)
- Filtro casero de Carpom
- Filtron (Filtro de cerámica para agua potable)
- Desinfección
 - Radiación solar
 - Hervir agua
 - Cloración

1.3.6 Diseños de acueducto

Es un conjunto de sistemas de redes, el cual permite transportar agua con un flujo continuo desde una fuente natural hasta un punto de distribución constante. Cualquier asentamiento humano, necesita disponer de un sistema de distribución de agua potable, para poder suplir sus necesidades vitales. El saneamiento básico es una necesidad indispensable para las comunidades existentes en una región, tanto como el suministro de agua potable, es necesario para el buen desarrollo de la alta calidad de vida de la población. Poder diseñar un sistema de acueducto y alcantarillados conlleva una gran responsabilidad, debido a que el desarrollo económico y social depende en gran medida de poder contar con un óptimo servicio de acueducto y puede desarrollarse un diseño definitivo. Para lograrlo es necesario realizar obras hidráulicas, sistemas de tratamiento del agua, almacenamiento, distribución y recolección (Lopez Cualla, 2003). Existen métodos para el cálculo de acueductos (redes), además de software que ayudan a facilitar el cálculo de los mismos tales como el EPANET.

Para realizar un diseño se requiere identificar:

1.3.6.1 Información hidrológica, Geológica y poblacional

Identificación de la oferta hídrica en la zona, incluyendo fuentes de aguas explotadas en la actualidad y potenciales fuentes alternas, considerando para cada caso aspectos técnicos, sociales, económicos y ambientales. Seleccionar la fuente más adecuada para garantizar el abastecimiento por un período de diseño determinado. Con la fuente ya identificada se puede deducir el tipo de captación ideal para el agua.

- ✚ Periodo de diseño: Se analiza y se observa a razón de beneficio costo, para un periodo de uso del sistema, teniendo además en cuenta el POT para analizar los factores de crecimiento poblacional y el desarrollo económico de la región.

- ✚ Proyección de población:

Con base en el anuario estadístico del DANE, se halla la tasa de crecimiento poblacional de la comunidad.

✚ Población futura:

El procedimiento generalizado para la determinación de valores demográficos futuros utilizando los métodos establecidos por el RAS.

✚ Área total:

Con base a los registros del IGAC, información recolectada de las visitas como el POT para determinar el posible desarrollo urbanístico de la región en el periodo proyectado, y se procederá a calcular el área de influencia del proyecto.

1.3.6.2 Información de la Dotación

Con los registros históricos se obtendrá el consumo máximo de la región, en el caso de no obtener dichos datos nos basaremos en lo establecido por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000. Depende del nivel de complejidad.

✚ Variación de la dotación neta:

La variación de la dotación depende del nivel de complejidad establecida en la tabla dada por el reglamento RAS de acuerdo a la temperatura.

Tabla 14. Variación de la dotación dependiendo del nivel de complejidad y la temperatura

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Mas de 28°C)	Clima templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima frío (Menos de 20°C)
Bajo	15%	10%	0%
Medio	15%	10%	0%
Medio alto	20%	15%	0%
Alto	20%	15%	0%

Fuente: Reglamento RAS 2000

✚ Dotación neta:

Corresponde a la cantidad mínima de agua que se requiere para satisfacer las necesidades de los habitantes.

$$D_{neta} = \left(\frac{Dot. Neta Máxima}{hab * dia} \times (nivel. complejidad) \right) + \left(\frac{Dot. Neta Máxima}{hab * dia} \right)$$

✚ Dotación neta mínima y máxima:

La dotación máxima depende del nivel de complejidad del sistema y de las tablas establecidas por el reglamento RAS.

Tabla 15. Dotación neta según nivel de complejidad

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

Fuente: Resolución 2320 de 2009

✚ Dotación bruta

Se halla con la siguiente fórmula y tiene en cuenta las pérdidas y la dotación neta máxima.

$$D_{bruta} = \frac{Dot. Neta máxima}{1 - \% pérdidas}$$

Los porcentajes de pérdidas admisibles se toman de esta tabla:

Tabla 16. Porcentaje admisible de pérdidas técnicas

Nivel de complejidad del sistema	Porcentaje de pérdidas admisibles para el cálculo de la dotación bruta
Bajo	25%
Medio	25%
Medio alto	25%
Alto	25%

Fuente: Reglamento RAS 2000

1.3.6.3 Información de la Demanda

Corresponde al caudal calculado para la población proyectada teniendo en cuenta la dotación.

+ Caudal medio diario (Qmd)

Se halla teniendo en cuenta el consumo de la población proyectada se calcula con la siguiente formula:

$$Qmd = \frac{D_{bruta} \cdot Población\ proyectada}{86400}$$

+ Caudal máximo diario (QMD)

Es el mismo caudal medio diario solo que se multiplica por un factor K1 que se halla en las tablas.

Tabla 17. Coeficiente de consumo máximo diario K1.

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario – k1
Bajo	1,3
Medio	1,3
Medio Alto	1,2
Alto	1,2

Fuente: Reglamento RAS 2000

$$QMD = K1 * Qmd$$

+ Caudal máximo horario (QMH)

Es el mismo caudal máximo diario solo que se multiplica por un factor K2 (tiene en cuenta la red) que se halla en las tablas.

Tabla 18. Coeficiente de consumo máximo diario K2.

Nivel de complejidad del sistema	Tipo de red de distribución		
	menor	secundaria	matriz
Bajo	1,6	1,0	1,0
Medio	1,6	1,5	1,0
Medio alto	1,5	1,45	1,4
Alto	1,5	1,45	1,4

Fuente: Reglamento RAS 2000

$$QMH = K2 * QMD$$

Para el cálculo de la red se tiene herramientas como el software de Epanet y métodos matemáticos de diseño.

1.3.7 Método de diseño de Hardy Cross

El Método de Aproximaciones Sucesivas, de Hardy Cross, está basado en el cumplimiento de dos principios o leyes:

- ✚ Ley de continuidad de masa en los nudos;
- ✚ Ley de conservación de la energía en los circuitos.

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de carga o de "pérdida" de energía, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, bien, la ecuación de Darcy & Weisbach. La ecuación de Hazen & Williams, de naturaleza empírica, limitada a tuberías de diámetro mayor de 2", ha sido, por muchos años, empleada para calcular las pérdidas descarga en los tramos de tuberías, en la aplicación del Método de Cross. Ello obedece a que supone un valor constante para el coeficiente de rugosidad, C, de la superficie interna de la tubería, lo cual hace más simple el cálculo de las "pérdidas" de energía. La ecuación de Darcy & Weisbach, de naturaleza racional y de uso universal, casi nunca se ha empleado acoplada al método de Hardy Cross, porque involucra el coeficiente de fricción, f, el cual es función de la rugosidad, k, de la superficie interna del conducto, y el número de Reynolds, R, de flujo, el que, a su vez depende de la temperatura y viscosidad del agua, y del caudal del flujo en las tuberías. (Scribd, 2008)

1.3.7.1 Fundamentos del método de Hardy Cross

El método se fundamenta en las dos leyes siguientes:

1. Ley de continuidad de masa en los nudos:

"La suma algebraica de los caudales en un nudo debe ser igual a cero"

$$\sum_{j=1}^m Q_{ij} + q_i = 0 \quad (\text{Ec.1})$$

Donde

Q_{ij} : Caudal que parte del nudo i o que fluye hacia dicho nudo.

q_i : Caudal concentrado en el nudo i

m : Número de tramos que confluyen al nudo i .

2. Ley de Conservación de la energía en los circuitos:

"La suma algebraica de las "pérdidas" de energía en los tramos que conforman un anillo cerrado debe ser igual a cero".

$$\sum_{j=1}^n h_{fij} = 0 \quad (\text{Ec.2})$$

Dónde:

h_{fij} : Pérdida de carga por fricción en el tramo T_{ij}

n : Número de tramos del circuito i (Scribd, 2008)

1.3.7.2 Ecuaciones básicas

La ecuación de Hazen & Williams originalmente expresa:

$$V = 0.355CD^{0.63}S_f^{0.54} \quad (\text{Ec.3})$$

Dónde:

V: Velocidad del flujo, m/s.

C: Coeficiente de rugosidad de Hazen & Williams, adimensional.

D: Diámetro de la tubería, m.

S_f : Pérdida unitaria de carga (m/m)

$$S_f = \frac{h_f}{L} \quad (\text{Ec.4})$$

Por continuidad se dice que:

$$Q = VA$$

Luego:

$$V = 0.355CD^{0.63} \left(\frac{h_f}{L}\right)^{0.54} \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{Ec.5})$$

De la cual resulta

$$h_f = \left(\frac{3.5866}{cD^{2.63}}\right)^{1.853} LQ^{1.851} \quad (\text{Ec.6})$$

Dónde:

Q: Caudal del flujo en el conducto, m³/s.

L: Longitud del tramo de tubería, m.

h_f : Pérdida de carga, m.

La ecuación anterior se puede transformar de tal manera que el diámetro se exprese en pulgadas y el caudal en l/s, obteniéndose la siguiente ecuación: (Scribd, 2008)

$$h_f = \left(\frac{56.23}{C}\right)^{1.851} \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.851} \quad (\text{Ec.7})$$

Haciendo

$$\alpha = \frac{1}{D^{4.87}} \left(\frac{56.23}{C}\right)^{1.851} \quad (\text{Ec.8})$$

Resulta

$$h_f = \alpha L Q^{1.851} \quad (\text{Ec.9})$$

La ecuación de Darcy & Weisbach expresa, en términos de velocidad del flujo, la siguiente ecuación:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} \quad (\text{Ec.10})$$

Donde f es el coeficiente de fricción de Darcy y en términos del caudal, se expresa:

$$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{Ec.11})$$

Haciendo

$$\beta = \frac{8f}{\pi^2 g D^5} \quad (\text{Ec.12})$$

Resulta:

$$h_f = \beta L Q^2 \quad (\text{Ec.13})$$

En general, la ecuación de pérdidas de carga por fricción expresa:

$$h_f = rLQ^n \quad (\text{Ec.14})$$

Donde

r: Coeficiente de resistencia, cuyo valor depende del tipo de ecuación empleada para el cálculo.

n: Exponente del caudal, que depende la ecuación de resistencia emplea

n: 1.851, según la ecuación de Hazen & Williams.

n: 2.0 según la ecuación de Darcy & Weisbach.

El Método de Hardy Cross corrige sucesivamente, iteración tras iteración, el caudal es en los tramos, con la siguiente ecuación general:

$$\Delta Q = -\frac{\sum h_f}{n \sum \frac{h_f}{Q}} \quad (\text{Ec.15})$$

El coeficiente de fricción, f , de las ecuaciones (10) y (11), se calcula con la ecuación de Colebrook & White, que expresa lo siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{k}{3.7D} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right) \quad (\text{Ec.16})$$

Dónde:

k: El coeficiente de rugosidad de la tubería, mm.

D: Diámetro de la tubería, mm.

R: El número de Reynolds del flujo, adimensional. Nótese que la relación k/D , en la ecuación (16) debe ser adimensional.

A su vez, el número de Reynolds, R, se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{\rho v D}{\mu} = \frac{v D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (\text{Ec.16})$$

Dónde:

V: Velocidad del flujo, m/s.

ρ : Densidad del fluido (agua), kg/m³

μ : Viscosidad dinámica del fluido, kg/m.s.

ν : Viscosidad cinemática del fluido, m²/s.

D: Diámetro del conducto, m.

Q: Caudal del flujo en el conducto, m³/s. (Scribd, 2008)

1.4 MARCO LEGAL

El Ministerio de Desarrollo, con apoyo entidades oficiales, públicas y privadas elaboró el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, el cual fue adoptado por Resolución 0822 del 6 de agosto de 1998, y sometido a revisión desde noviembre de 1998, en armonía con el Sistema nacional de Normalización, Certificación y Metrología, por parte de la Junta Técnica Asesora del Reglamento, siendo nuevamente adoptado por El Ministerio de Desarrollo por Resolución No 1096 del 17 de noviembre del 2000. El RAS, tiene por objeto señalar los requisitos técnicos que deben cumplir los diseños, las obras y procedimientos correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico y sus actividades complementarias señaladas en el artículo 14, numerales 14.19, 14.22, 14.23 y 14.24 de la ley 142 de 1994, que adelanten las entidades prestadoras de los servicios públicos municipales de acueducto, alcantarillado y aseo o quien haga sus veces, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionamiento adecuado, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado. (Preciado, Cobo, & Contreras, 2010)

El Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, establece que el agua para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud, por lo que debe cumplir los requisitos de calidad microbiológicos

y fisicoquímicos exigidos en el Decreto 475 de marzo 10 de 1998, expedido por el Ministerio de Salud. Además, la calidad del agua no debe deteriorarse ni caer por debajo de los límites establecidos durante el periodo de tiempo para el cual se diseñó el sistema de abastecimiento. (UNICEF, 2005)

Algunas leyes de las cuales debe regirse el diseño de un sistema de acueducto y alcantarillado son los siguientes:

1.4.1 Normatividad del agua potable.

La normatividad en materia de agua potable se encuentra descrita en los Decretos 475 de 1998 y 1575 de 2007, y la Resolución 2115 de 2007.

- Decreto No. 475 del 10 de marzo de 1998.

En este decreto se expiden normas técnicas de carácter obligatorio que contemplan las disposiciones de calidad del agua potable para el consumo humano. El agua suministrada por la persona que presta el servicio público de acueducto, deberá ser apta para consumo humano, independientemente de las características del agua cruda y de su procedencia.

- Decreto No. 1575 del 09 de mayo de 2007.

El objeto del presente decreto es establecer el sistema para la protección y control de la calidad del agua, con el fin de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana causados por su consumo, exceptuando el agua envasada. Aplica a todas las personas prestadoras que suministren o distribuyan agua para consumo humano, ya sea cruda o tratada, en todo el territorio nacional, independientemente del uso que de ella se haga para otras actividades económicas, a las direcciones territoriales de salud, autoridades ambientales y sanitarias y a los usuarios.

- Resolución No. 2115 de Junio 22 de 2007.

Por la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano, y se introduce el concepto de Índice de Riesgo de Calidad de Agua-IRCA.

2. OBJETIVOS

2.1 GENERAL

Proponer alternativas para un sistema de abastecimiento de agua potable utilizando sistemas de tratamiento de agua no convencionales, para los corregimientos de San Joaquín, Monroy y San Francisco en el departamento de Bolívar, teniendo en cuenta las condiciones hidrogeológicas de la zona, las cuencas hídricas, la calidad del agua subterránea y las metodologías establecidas por el Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS 2000, de tal manera que se pueda brindar una alternativa para el mejoramiento y la sostenibilidad del servicio de agua potable en la región.

2.2 ESPECÍFICOS

- ✚ Identificar la línea base de las condiciones hidrogeológicas y de calidad de agua del acuífero así como del sistema de acueducto que actualmente abastece a la zona, con base a información secundaria.
- ✚ Evaluar diferentes alternativas para la elaboración del sistema.
- ✚ Proponer de manera conceptual un sistema sostenible de acueducto en base a información secundaria (fuente, captación, conducción, almacenamiento y tratamiento de agua por medio de sistemas no convencionales, distribución) con tecnologías que permitan su sostenibilidad económica y ambiental.
- ✚ Plantear diferentes recomendaciones para el buen uso y desarrollo del sistema.

3. METODOLOGIA

Este proyecto es un preámbulo para una investigación con información primaria. Está basado en información secundaria es una investigación de carácter mixto, debido a que presenta un enfoque descriptivo y conceptual. Este trabajo pretende evaluar las alternativas para un sistema de acueducto halladas con base a información recolectada en un tiempo aproximado de 6 meses y dar la alternativa más viable desde un punto de vista conceptual.

Etapa 1

- Recolección y análisis de información secundaria. Población, cálculo de la demanda, fuentes de abastecimiento, capacidad, calidad del agua, distancia y niveles topográficos.

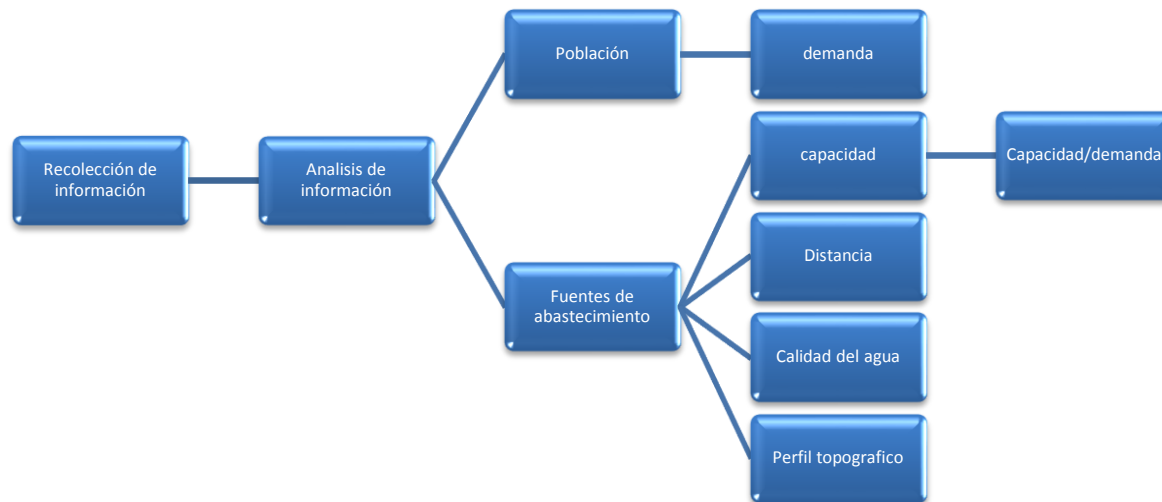
Etapa 2

- Planteamiento del sistema, selección de alternativas. Cálculos por alternativa de longitud de tubería, tratamientos, capacidad de motobombas y costos.

Etapa 3

- Evaluación entre alternativas por método de ponderación de factores, planteamiento del sistema completo, recomendaciones y conclusiones

- **Etapa 1.**



3.1 RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Inicialmente se realizaron (2) visitas de recorrido en la zona de estudio (los días 1 de septiembre de 2014 y 3 de Noviembre de 2014), con el fin de conocer el lugar de estudio, los funcionarios públicos, además encontrar la información que se necesitaba para esta investigación, con esta visitas se logró obtener la documentación con que contaban las comunidades de San Joaquín, Arroyohondo y Mahates en sus alcaldías y en las empresas que prestan el servicio de acueducto, esta información nos permitió identificar las características climáticas, geográficas, culturales, demográficas, hídricas y geológicas, en el caso de Arroyohondo, de San Joaquín se obtuvo estudios del agua de los acueductos que abastecen estas comunidades. Además se buscó información para tratamientos de agua no convencionales, para implementarlo en esta investigación.

También se buscó información en entidades tales como IDEAM, IGAC, DANE, ACUACAR, y SISBEN para complementar la información adquirida de la zona de estudio. Otras fuentes de información que se tuvieron en cuenta fueron:

- ✚ Bases de Datos, estudios, trabajos de grado de la Universidad de Cartagena.
- ✚ Revistas científicas, trabajos de grado de otras universidades, entre otras.

3.2 ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

Como parámetros para analizar tenemos la población, la cual es un indicador para el cálculo de la demanda de agua de las comunidades que se beneficiaran del sistema, se calculó proyectando la población utilizando los métodos Aritmético y Geométrico. Con la demanda se realizó la búsqueda de las posibles fuentes de abastecimiento ya sean subterráneas (línea hidrogeológica), superficiales y esorrentía que estén próximas a la zona del estudio y cumplan con los requerimientos para suplir la demanda. De las fuentes de abastecimientos viables se estudió la calidad del agua, para su tratamiento. Y como parámetro final que se identificó el perfil topográfico.

Etapa 2.



3.3 ANÁLISIS, SELECCIÓN Y EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS

Para la selección e identificación de alternativas se esquematizó el sistema, teniendo en cuenta que la distribución en las comunidades va a ser la misma para todas las alternativas, lo que verdaderamente altera la cantidad de ellas son las fuentes de abastecimiento de agua. Ya para el análisis de las alternativas se calculó la longitud de tubería, el tratamiento de sus aguas y la capacidad de la motobomba si lo requiere y los costos de las mismas.

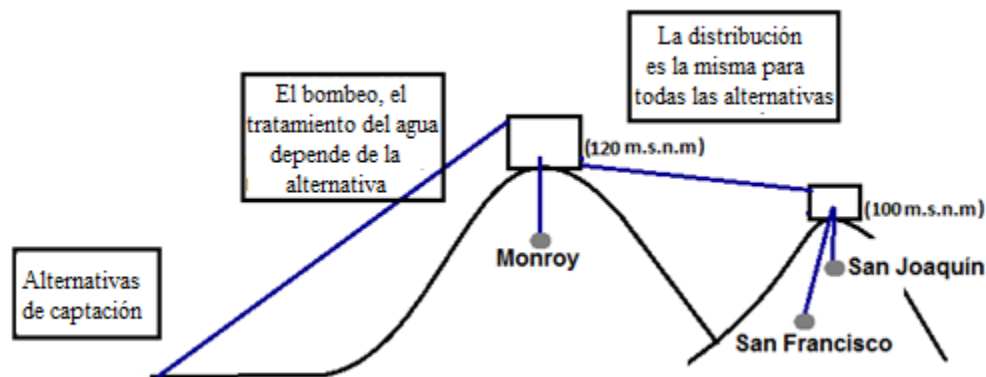


FIGURA 1. Esquema general de alternativas

Fuente: (Autores)

Se calculó la capacidad de las bombas, las longitudes y diámetros de tubería que se requerían para llevar el agua desde la captación hasta el tanque de Monroy y a su vez de este hacia el tanque de San Joaquín,

Para el cálculo de la longitud de tubería se tomó como el perfil para hallar la longitud de tubería y la ecuación de Hazen-Williams con esta se calcularon las pérdidas. Se analizó por alternativa

$$hf(m) = 10.67 * \left[\frac{Q \left(\frac{m^3}{s} \right)}{C} \right]^{1.852} * \frac{L(m)}{D(m)^{4.87}}$$

Donde:

hf = pérdidas por fricción.

Q = caudal del conducto.

D = diámetro del tubo

L = Longitud de tubería.

Para la capacidad de las bombas se calculó con la siguiente fórmula:

$$PB (HP) = \frac{Q(lps) * H(metros)}{76 (\eta \frac{\%}{100})}; Q_{bombeo} = QMD * 24/hb$$

Donde

PB es la potencia de la bomba.

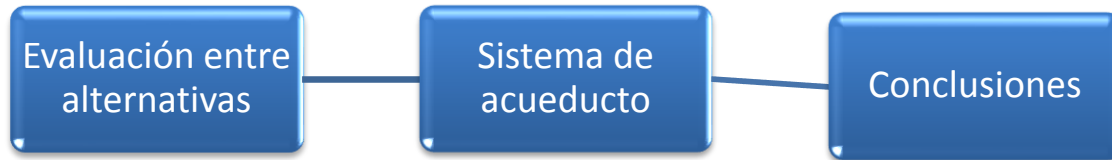
Q es la capacidad de la bomba

H es la altura o carga total de la bomba.

η es el rendimiento de la bomba.

hb es el tiempo de bombeo.

Etapa 3.



Ya por último se analizó las alternativas, por medio de la metodología de Ponderación de factores teniendo en cuenta aspectos técnicos, económicos, ambientales y sociales.

Para el aspecto técnico, se tuvieron en cuenta indicadores tales como longitud de tubería, tratamiento, capacidad de la bomba y lugar de captación. Para la longitud de tubería se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga menor longitud, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga mayor longitud y 3 será una puntuación intermedia. Para la capacidad de la bomba se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga menor capacidad, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga mayor capacidad y 3 será una puntuación intermedia. Para el tratamiento se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella alternativa que presente menor contaminación de sus aguas y por ende que necesite menos tratamiento, 4 y 5 a aquella alternativa con mayor contaminación de sus aguas y por ende que necesite mas tratamiento y 3 será una puntuación intermedia. Para el lugar de captación se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga mayor facilidad de acceso, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga más dificultad de acceso y 3 será una puntuación intermedia.

Para el factor económico se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga menores costos de ejecución, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga mayores costos de ejecución y 3 será una puntuación intermedia.

Para el factor económico se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga menores costos de ejecución, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga mayores costos de ejecución y 3 será una puntuación intermedia. Para el factor ambiental se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que afecte en menor escala al ecosistema que lo rodea, 4 y 5 a aquella alternativa que afecte en mayor escala a los ecosistemas que lo rodea y 3 será una puntuación intermedia. Para el factor social se le asignara una puntuación de 1 y 2 a aquella que tenga menos impacto a la población estudiada y actividades económicas, 4 y 5 a aquella alternativa que tenga mayor impacto a la población estudiada y actividades económicas y 3 será una puntuación intermedia.

Tabla 19. Metodología de ponderación de factores.

Selección de Alternativas Método de Ponderación de Factores								
#	Descripción	Indicadores	Nivel de importancia					Justificación
			Alto		Medio		Bajo	
			Ponderación					
			1	2	3	4	5	
1	Factor Técnico	a) Longitud de tubería						
		b) Capacidad de la bomba						
		c) Tratamiento						
		d) Lugar de captación						
2	Factor Económico	a) Costo por alternativa						
3	Factor Ambiental	a) Impacto a flora y fauna						
4	Factor Social	a) Impacto a la comunidad						

Fuente: (Colombia, 2011)

Como siguiente se planteó el sistema completo (captación-almacenamiento, tratamiento y distribución), la distribución fue simulada en EPANET este programa es una herramienta de investigación que ayuda al análisis del movimiento y destino del agua potable y sus constituyentes en una red de aguas, es de dominio público y es desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos. El programa es capaz de trabajar con períodos de simulación sobre hidráulica y el comportamiento de la calidad de las aguas dentro de una red presurizada. Por último se plantearon recomendaciones y conclusiones.

4. RESULTADOS

Etapa 1 *Recolección y análisis de información secundaria. Población, cálculo de la demanda, fuentes de abastecimiento, capacidad, calidad del agua, distancia y niveles topográficos.*

4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN SECUNDARIA

4.1.1 Arroyohondo

El municipio de Arroyohondo, fue originado por colonos provenientes de Cartagena de Indias el 31 de octubre de 1971, dándole el nombre de Arroyohondo Llerena en homenaje al cacique Llerena antiguo poblador de la región. Arroyo Hondo es creado como municipio a través de la ordenanza N° 41 del 02 de Diciembre de 1997 de la Asamblea del departamento de Bolívar, la cual fue sancionada por el gobernador Miguel Navas Meisel, por medio del decreto 1894 de diciembre de 1997, designando como alcalde encargada a la señora Viverlis de la Hoz Mercado, este mismo decreto convoca a elecciones populares para alcalde y concejo el día 29 de marzo de 1999, resultando ganador de esta, la primera entienda electoral del nuevo municipio el Señor Arnulfo Ospino Iriarte, quien fue pionero en el proceso de municipalidad de Arroyo Hondo como lo certifica el oficio del 03 de mayo de 1996 de la gobernación de Bolívar, cabe resaltar que el señor Ospino se presenta como candidato único a solicitud de la comunidad, como reconocimiento a su labor cívica en pro de la creación del nuevo municipio.

La productividad económica del municipio de Arroyohondo está representada principalmente por cuatro renglones principales, que son la agricultura, ganadería, pesca y comercio de servicios. No podríamos decir que en el Municipio se tenga una productividad que realmente explote todo el potencial existente, ya que estas cuatro actividades no cuentan con el apoyo del Estado como debería ser y los campesinos se ven en la necesidad de producir con medios muy artesanales y de vender sus productos de una manera no rentable.



FIGURA 2. Plano Arroyohondo

Fuente: (Google maps)

4.1.1.1 Localización

El Municipio de Arroyohondo se encuentra localizado en la parte septentrional del Departamento de Bolívar en las coordenadas 74° 30' 27" Longitud Occidental y 10° 30' 07" Latitud Norte y limita por el norte con el municipio de calamar por el sur con los municipios de Mahates y calamar por el este con el municipio de calamar y por el oeste con el municipio de Mahates.

El Municipio de Arroyohondo pertenece a la Sub - Región del Canal del Dique que hace parte de la bifurcación del Gran Río de la Magdalena en el Municipio de Calamar, virando hacia los Municipios de Soplaviento y San Cristóbal.

El municipio de Arroyohondo se caracteriza por presentar un promedio de precipitación de 1000 milímetros anuales, distribuidos en dos periodos seco que se inician a comienzos de diciembre y es más riguroso durante los meses de Enero, Febrero y Marzo, en junio y julio se presenta un veranillo y a partir de abril y mayo se da inicio a la estación lluviosa, las cuales se generalizan en agosto, septiembre y octubre siendo estos los meses con mayor concentración de precipitaciones. Las temperaturas promedio anuales oscilan entre 28°C y 30°C, presentándose los meses más calurosos de febrero – abril y los más frescos de octubre–diciembre. (PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL ARROYOHONDO, 2008-2011)

4.1.1.2 Red hidrográfica

La Red Hidrográfica está principalmente ligada a la presencia de los brazos del Canal del Dique y por los arroyos que parten desde zonas altas y se dirigen hacia las ciénagas irrigando el área rural en épocas de invierno. Destacamos el curso de los llamados: Arroyo Grande que desemboca en la Ciénaga del Jobo, Arroyo Guásimo afluente del arroyo Lata, Arroyo Señor alimenta la Ciénaga de Placita , Arroyo Monroy afluente del Arroyo Songo, y otros de menor caudal como el Huerta y el Uribía. Todos estos Arroyos permanecen secos la mayor parte del año, sólo presentan caudal de importancia los días en que se producen fuertes precipitaciones.

4.1.1.3 Cuencas Hidrográficas

Las cuencas sobresalientes son las de la Ciénaga de Machado y Jobo; a ellas llegan todos los cauces de los arroyos mencionados y algunos brazuelos del Canal del Dique en su curso hacia los Municipios de Soplaviento y San Cristóbal. La formación de estas cuencas tiene como origen las precipitaciones anuales que se producen en la región de acuerdo con el régimen de lluvias establecido anteriormente, por lo cual la mayoría de los arroyos son de tipo intermitentes de modo que en los períodos secos se presenta un gran déficit de agua superficial que hace imposible cubrir la demanda tanto del consumo agropecuario como al consumo humano. El volumen de agua de escorrentía que generan las precipitaciones en la época invernal en su mayoría se pierde, debido a la imposibilidad de almacenarlo por la topografía plana de la región y la falta de construcción de represas. Las cuencas presentan problemas de deslizamientos debido a la deforestación de las riveras. El área total es de 162 Km² con un volumen de escorrentía de 125 millones de M³ para una probabilidad del 95%. (PROASERCON, 2008)

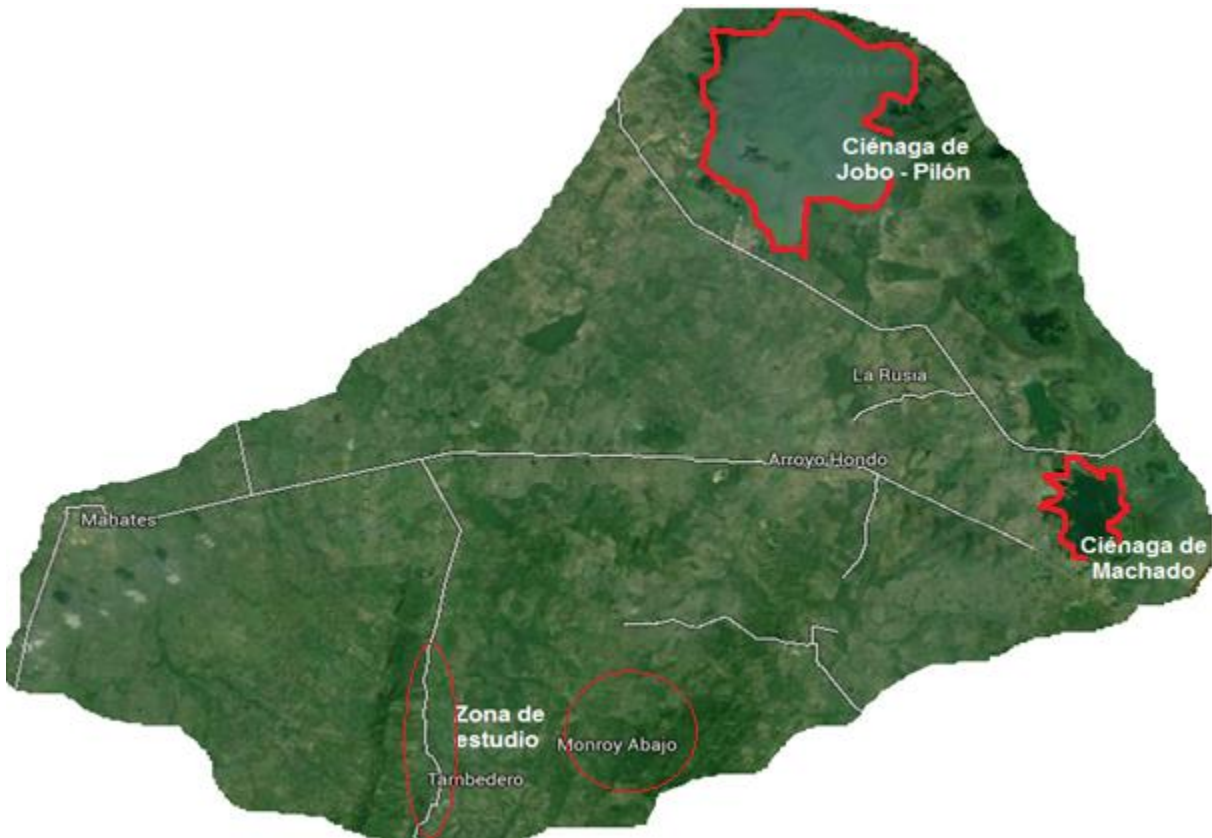


FIGURA 3. Cuencas Hidrográficas

Fuente: Google maps

Ciénaga de Machado (Machado)

Espejo de aguas máximo = 134.87 Has. (CARDIQUE)

Espejo de aguas mínimo = 50 Has.

Evaporación del área = 39%.

Profundidad media = 2.87 metros.

Régimen de lluvias: enero – Marzo y Julio a Octubre.

Ciénaga del Jobo (Pílon)

Espejo de aguas máximo = 682 Has. (CARDIQUE)

Espejo de aguas mínimo = 400 Has.

Evaporación del área = 39%

Profundidad media = 1.58 metros.

Régimen de lluvias: enero – Marzo y Julio a Octubre.

4.1.1.4 Balance Hídrico

Arroyohondo cuenta con una población de 7356 habitantes según el censo del DANE en el año 2005, de los cuales el 51,62% se encuentran en el área urbana, actualmente la demanda de agua en la cabecera Municipal de Arroyohondo obedece exclusivamente a la necesidad del consumo humano, pues en ninguna actividad productiva se utiliza el agua del acueducto para riego. La demanda de agua es de $1.08 \times 10^6 \text{ m}^3$ al año representado en el abastecimiento del acueducto regional para una población de 3797 habitantes (DANE-IDEAM, 2008), comparado con el volumen de agua disponibles en las cuencas el cual es de $125 \times 10^6 \text{ m}^3$ de agua.

4.1.1.5 Geomorfología

-En el Relieve del Municipio de Arroyohondo básicamente se destacan cuatro Unidades Morfológicas, como son:

- **Montañas:** Correspondiente a grandes cadenas con vegetación muy densa, en la zona sur del municipio con prominencias desde 100 a 400 mts de elevación sobre el nivel del mar y pendientes aproximadas del 16 %, constituidas por crestas y cuchillas con relieve escarpado o quebrado donde se presentan fenómenos de remoción de masa.
- **Cerros:** Son elevaciones de extensión un poco más reducida y bosques tropicales, con elevaciones de 100.00 a 200.00 metros, ubicados en los límites occidentales hacia el Municipio de Mahates.
- **Lomas:** Son elevaciones de poca altura que se extienden de Oeste a Este por todo el centro del territorio, incluyendo la cabecera, hasta llegar a los límites con Calamar. Sus cotas oscilan entre los 50.00 y los 200.00 metros de alturas de relieve suave a moderadamente ondulado de laderas cortas convexas de pendientes entre el 3% - 25%.

4.1.1.6 Acueducto

En el mes de mayo de 1999, entró en funcionamiento el Acueducto Puerto el Uvero (Canal del Dique), en este punto es donde se encuentra la captación de agua los motores que se utilizan están surtidos de energía eléctrica por el municipio de Santa Lucia en el departamento del Atlántico. El tanque para la distribución y suministro del agua potable está ubicado en el punto la Rusia a aproximadamente 2 km de Arroyohondo, sus medidas de almacenamiento son (30X15X4.5) m. Este tanque se encarga de suministrar agua para la cabecera urbana del municipio de Arroyohondo su cota es de 51 m, según la red del municipio que se anexa al final del documento.



FIGURA 4. Ubicación captación y almacenamiento acueducto de Arroyohondo

FUENTE. (Google maps)

4.1.1.7 Calidad Del Agua

Estudios suministrados por la empresa de acueducto de Arroyohondo.

Estudios hechos al agua potable de Arroyohondo por la Universidad de Cartagena y la Triple A de Barranquilla dieron como resultados los siguientes:

Tabla 20. Consumo de servicio de personal en las industrias.

Universidad de Cartagena	
<i>(Octubre 9 del 2013)</i>	
<u>Fisicoquímicos</u>	
Dureza total (mg/L)	248
Cloruros (mg/L)	45.81
Sulfatos (mg/L)	101.77
<u>Microbiológicos</u>	
Coliformes totales (ufc/100 mL)	0
Coliformes fecales (ufc/100 mL)	0
Sociedad de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Barranquilla (A.A.A.)	
<i>(Septiembre 20 del 2013)</i>	
Turbiedad (NTU)	4.16
Color aparente (UPtCo)	8
Valor PH (25°C)	7.15
Nitratos	2.14
Nitritos	<0.008
<i>(Octubre 2 del 2013)</i>	
Coliformes totales (ufc/100 mL)	< 1
Escherichia Coli (ufc/100 mL)	< 1

Fuente: (Autores)

Ahora procederemos a estudiar los corregimientos de Monroy, San Francisco (Solabanda) y San Joaquín, los cuales hacen parte del municipio de Arroyohondo el cual estudiamos con antelación.

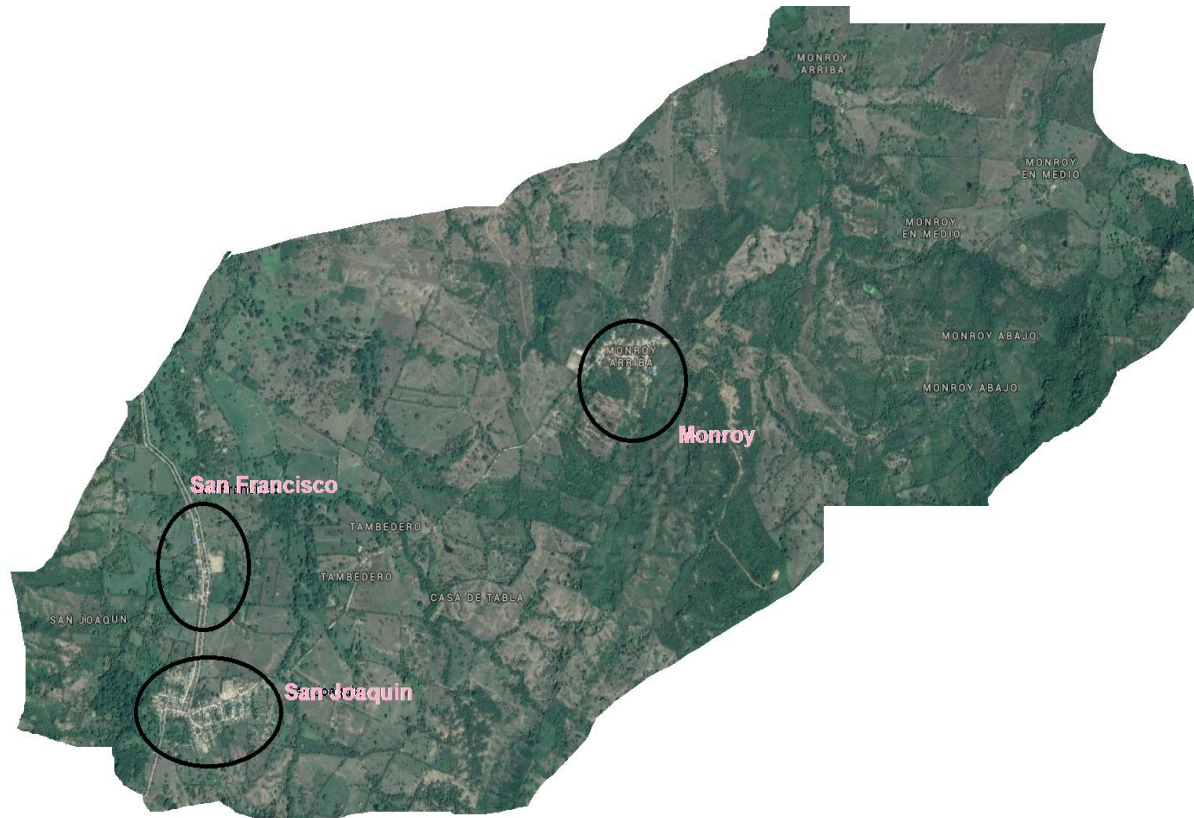


FIGURA 5. Ubicación San Joaquín, San Francisco y Monroy

Fuente: (Google maps)

4.1.2 Monroy



FIGURA 6. Localización Monroy.

Fuente: (Google maps)

4.1.2.1 Localización

El corregimiento de Monroy se encuentra en el Sur del municipio de Arroyohondo a 12 km de cabecera municipal, con una población aproximada de 515 habitantes (ARROYOHONDO, 2012) este poblado se encuentra constituido por cuatro calles con pendientes elevadas y otras con pendientes intermedias construidas con material del sitio, viviendas de bahareques y de material. Las diferentes familias que habitan el corregimiento viven de la agricultura y en pequeña escala de la ganadería.

4.1.3 Solabanda (San Francisco)



FIGURA 7. Vista en planta de San Francisco

Fuente: (Google maps)

4.1.3.1 Localización

Esta población se encuentra en el Sur- Oeste del Municipio de Arroyohondo, con una población aproximada de 470 habitantes (ARROYOHONDO, 2012), consta solamente de tres calles principales la cual está rodeada por viviendas de bahareque y unas pocas de material. El corregimiento se encuentra en una zona montañosa y boscosa, con un sistema económico basado en la agricultura de productos como la yuca, y el ñame; de igual manera se da la ganadería en pequeña escala. Con respecto a sus servicios públicos el agua potable es suministrada por el corregimiento de San Joaquín (Mahates).

4.1.4 San Joaquín

4.1.4.1 Localización

El corregimiento de San Joaquín está situado en el municipio de Mahates, al norte del Departamento de Bolívar, en la costa caribe colombiana. Limita al sur con San Juan de Nepomuceno-Bolívar, al Noroccidente con Mahates, al Nororiente con Calamar-Bolívar y al Occidente con la troncal de Occidente. Se ubica sobre la margen izquierda del Canal del Dique a 14 kilómetros del cuerpo de agua, entre las coordenadas geográficas $10^{\circ} 09' 41.43''$ latitud Norte y $75^{\circ} 06' 35.17''$ longitud occidental. (Castro & Laguna, 2013)

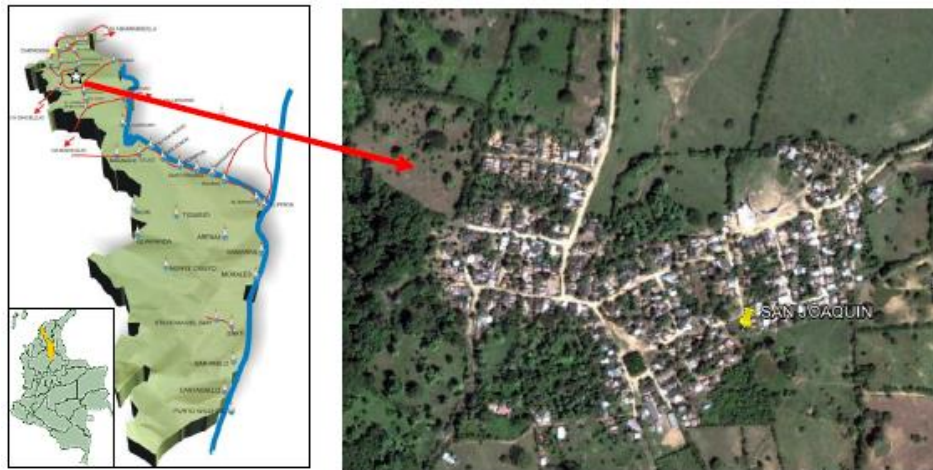


FIGURA 8. Localización del corregimiento San Joaquín –Mahates

Fuente: (Castro & Laguna, 2013)

El corregimiento se abastece de las fuentes subterráneas del sector a través de un pozo profundo.

Tabla 21. Generalidades del corregimiento de San Joaquín.

Corregimiento y/o vereda:	SAN JOAQUÍN
Ubicación:	A 15 kilómetros de la cabecera municipal de Mahates
Municipio:	MAHATES
Años de existencia (aprox):	135
Habitantes (aprox):	957
Actividades productivas:	Ganadería y agricultura
Centros de salud:	Un puesto de salud
Centros educativos:	Uno, de primaria y bachillerato
Organizaciones sociales:	Asociación de Padres de Familia, Asociación del Acueducto

Fuente: (ASOCIACIÓN AGUAS DE SAN JOAQUIN, 2010)

4.1.4.2 Hidrogeología Y Geomorfología

Se encontró unos estudios realizados para la determinación de los diferentes tipos de suelos que se encuentran en nuestra zona de estudio, el pozo de San Joaquín, La Asociación Aguas de San Joaquín a través de la consultora CORCEL LTDA (2012), realizaron un estudio geoelectrico de la zona, para el cual se hicieron 3 sondeos en diferentes partes del corregimiento.

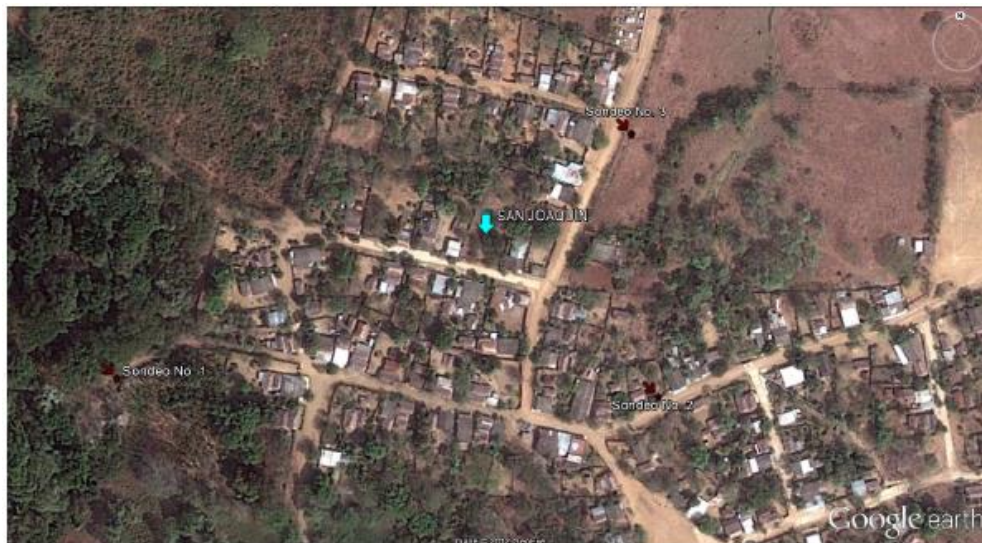


FIGURA 9. Localización de los sondeos Geoelectricos verticales

Fuente: (CORCEL, 2012)

- **Sondeo 1:** Ubicado en el corregimiento de San Joaquín, municipio de Mahates al lado del acueducto.

Tabla 22. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 1.

Capa No.	RESISTIVID. (Omh-metro)	ESPESOR (Metros)	PROFUND. (Metros)	CORRELACION HIDROGEOLOGICA
1	50	2.1	2.1	Suelo seco
2	14	7.9	10	Arcillas arenosas
3	8.5	36	46	Arcillas intercaladas con arenas saturadas de aguas duras
4	15	-	-	Basamento sedimentario

Fuente: (CORCEL, 2012)

- **Sondeo 2:** Ubicado en el corregimiento de San Joaquín, municipio de Mahates, al lado de la casa de Zoila Pérez.

Tabla 23. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 2.

Capa No.	RESISTIV. (Omh-m)	ESPESOR (Metros)	PROFUND. (Metros)	CORRELACION HIDROGEOLOGICA
1	8.3	1.9	1.9	Suelo seco
2	5.5	8.1	10	Arcillas limosas
3	9.2	21	31	Arcillas intercaladas con arenas saturadas de aguas duras
4	6.6	47	78	Arcillas intercaladas con arenas saturadas de aguas salobres
5	13.5	-	-	Basamento sedimentario

Fuente: (CORCEL, 2012)

- **Sondeo 3:** Ubicado en el corregimiento de San Joaquín, municipio de Mahates, en la entrada a la pueblo junto a la casa de Raquelina Martelo. (CORCEL, 2012)

Tabla 24. Modelo geoelectrico y correlación hidrogeológica, sondeo 3.

Capa No.	RESISTIV. (Omh-m)	ESPEJOR (Metros)	PROFUND. (Metros)	CORRELACION HIDROGEOLOGICA
1	5.5	1.2	1.2	Suelo seco
2	3.6	3.8	5	Arcillas limosas
3	9.8	22	27	Arcillas intercaladas con arenas saturadas de aguas duras
4	6.7	41	68	Arcillas intercaladas con arenas saturadas de aguas salobres
5	15	-	-	Basamento sedimentario

Fuente: (CORCEL, 2012)

La geología de San Joaquín está conformada principalmente por rellenos sedimentarios arcillo-limoso cuaternario (superficial) y arcillo-arenoso del terciario (profundo). La zona 2 presenta mejores condiciones naturales para la construcción de una pozo profundo, teniendo en cuenta las condiciones hidrogeológicas encontradas. (CORCEL, 2012).

El mapa hidrogeológico de la zona costera se encuentra en los anexos, se tomaron los fragmentos necesarios para mostrar la problemática.

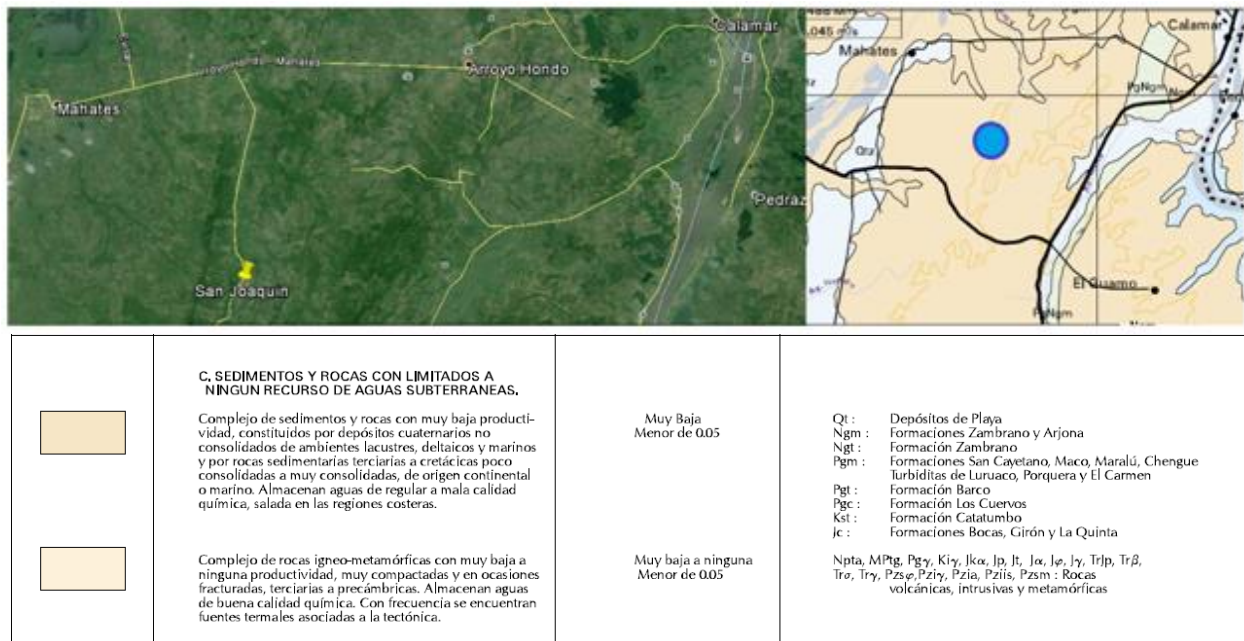


FIGURA 10. Fragmento del Mapa hidrogeológico

Fuente: Atlas de aguas subterráneas de Colombia –INGEOMINAS (2000)

4.1.4.3 Diagnóstico Acueducto San Joaquín

El corregimiento de San Joaquín en estos momentos cuenta con un sistema de acueducto que tiene aproximadamente 30 años de estar funcionando y el cual es manejado por la **ASOCIACIÓN AGUAS DE SAN JOAQUIN**, legalmente constituida, a través de una junta administradora. El sistema cuenta con los siguientes componentes.

Captación

San Joaquín se abastece de agua con un pozo subterráneo. El pozo tiene un ademe de 6" PVC, con rejilla del mismo tubo ranurado, el diámetro de la perforación es 10", con un empaque de grava alrededor del ademe. El pozo tiene una profundidad total de 27 mts. La bomba, que se ubica a 21 mts de profundidad, es de 10 caballos (HP) y el tubo de bombeo es de 3" en acero.

El consumo eléctrico de la bomba es de 220 VAC y 40 amperios (8.8 kW). El caudal de la

bomba es de 1.5 a 2.1 lps. Con respecto a la parte eléctrica se cuenta con un transformador de 20 KV el cual proporciona la electricidad al tablero. (WEFTA, 2009).

Aducción

La tubería dentro del pozo consiste de 21 mts de tubo 3" de acero. Arriba del pozo, hay 8.40 mts más de tubo de 3" PVC, 3.00 mts de 2" PVC y 25 mts de 2" PVC que sube hasta el tanque. (WEFTA, 2009)

Tratamiento

En la actualidad el único tratamiento que se le está haciendo al agua es desinfección, el cual se realiza adicionándole al agua Hipoclorito de Calcio. A pesar de que se le está aplicando el hipoclorito, en algunas muestras de agua este parámetro sale en cero, y en otros lugares donde se toma la muestra aparece con valores por encima de la norma, y en otros por debajo. En conclusión en los diferentes sitios donde se toma muestra, el cloro residual no es estable, varía. (ASOCIACIÓN AGUAS DE SAN JOAQUIN, 2010)

Almacenamiento

El agua se está almacenando en un tanque elevado, fabricado en concreto reforzado y de forma cilíndrica. El tanque esta elevado a 25 m de altura, tiene una capacidad de 75 m³ y está soportado por columnas perimetrales. El tanque en su interior cuenta con un flotador, que actúa como interruptor para apagar la bomba cuando el tanque está lleno (evitando derrames) y encenderla cuando el tanque se va secando; también se encarga de encender y apagar la bomba dosificadora de cloro, la cual manda la solución de cloro, mediante la tubería de subida al tanque.

Es difícil establecer el consumo actual del tanque debido a que este al momento de estar suministrando el servicio a la comunidad, se encuentra en un proceso de retroalimentación, evitando poder tomar una lectura precisa de la cantidad de agua suministrada. (WEFTA, 2009)

Red De Distribución

La tubería para la distribución es de PVC-P RDE 21 con diámetros de 3" y 2". Para las

acometidas domiciliarias se utiliza tubería PVC soldada con diámetros de ½” .Actualmente la red de distribución está dividida en dos sectores, los cuales reciben el servicio día de por medio, de 8 a 10 horas.

En la actualidad se cuenta con un moderno sistema eléctrico que permite trabajar con los cambios de voltaje que se presentan constantemente.

Accesorios

En la red de distribución hay 3 válvulas de corte que se utilizan para sectorizar, las cuales están en regular estado. No hay válvulas ventosas, como tampoco hay medidores en los pozos para saber qué cantidad de caudal se está bombeando. (ASOCIACIÓN AGUAS DE SAN JOAQUIN, 2010)

Población servida

El acueducto de San Joaquín no solo cumple la tarea de abastecer a los pobladores de su corregimiento, sino que también abastecen al 11% de la población del corregimiento de San Francisco (Solobanda). Los usuarios que actualmente se abastecen de agua de este sistema son 1007 habitantes, de los cuales 957 hab son de San Joaquín y 50 hab de San Francisco (Solobanda), este último perteneciente al municipio de Arroyohondo. En el corregimiento hay un Centro de Salud y una Institución Educativa. (Castro & Laguna, 2013)

4.1.4.4 Estudios Microbiológicos Según Los Valores Del IRCA

La caracterización fisicoquímica y microbiológica del agua para consumo en el corregimiento de San Joaquín se realizó con una muestra de agua de una vivienda, teniendo en cuenta que se añade un volumen determinado de cloro al agua que se extrae del pozo de captación antes de enviarla a las viviendas. Los resultados se compararon con los valores admisibles para cada parámetro de acuerdo al Decreto 2115 de Junio de 2007 del Ministerio de Protección Social y el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible, y se asignó el puntaje de riesgo correspondiente al no cumplimiento de cada uno de estos parámetros según el mismo decreto, para calcular el Índice de Riesgo de Calidad de Agua. (Castro & Laguna, 2013)

Tabla 25. Calidad de agua para el consumo del acueducto comunitario de San Joaquín.

Parámetro	Vivienda San Joaquín	Límite de detección	Valor admisible	Cumple	Puntaje de Riesgo
pH (unidades)	7,51		6,5-9	SI	
Color (unidades CO-PE)	2		15	SI	
Turbiedad (UNT)	0,04		2	SI	
Conductividad (ms/cm)	1306		1000	NO	-
Cloro Residual Libre (mg/L)	N.D.	0,01	0,3-2	NO	15
Alcalinidad Total (mg/L de CaCO ₃)	202		200	NO	1
Dureza Total (mg/L de CaCO ₃)	390		300	NO	1
Calcio (mg/L)	100		60	NO	1
Magnesio (mg/L)	26,73		36	SI	
Manganeso (mg/L)	N.D.	0,05	0,1	SI	
Hierro Total (mg/L)	N.D.	0,03	0,3	SI	
Zinc (mg/L)	0		3	SI	
Aluminio (mg/L)	N.D.	0,01	0,2	SI	
Fosfatos (mg/L)	N.D.	0,03	0,5	SI	
Nitritos (mg/L)	N.D.	0,05	0,1	SI	
Nitratos (mg/L)	0,7		10	SI	
Fluoruros (mg/L)	0,06	0,02	1	SI	
Cloruros (mg/L)	83,19		250	SI	
Sulfatos (mg/L)	55,66		250	SI	
Carbono Orgánico Total (mg/L)	N.D.	0,05	5	SI	
Coliformes totales (UFC/ 100 mL)	0		0	SI	
E. Coli (UFC/ 100 mL)	0		0	SI	
VALOR IRCA					18

Fuente: (Castro & Laguna, 2013)

Tabla 26. Calidad de agua en el pozo de captación de San Joaquín.

Parámetro	Acueducto San Joaquín-Pozo	Límite de detección	Valor admisible	Cumple	Puntaje de Riesgo
pH (unidades)	7,4		6,5-9	SI	
Color (unidades CO-PE)	4		15	SI	
Turbiedad (UNT)	0,04		2	SI	
Conductividad (ms/cm)	1132		1000	NO	-
Cloro Residual Libre (mg/L)	N.D.	0,01	0,3-2	NO	15
Alcalinidad Total (mg/L de CaCO ₃)	188		200	NO	1
Dureza Total (mg/L de CaCo ₃)	400		300	NO	
Calcio (mg/L)	112		60	NO	1
Magnesio (mg/L)	29,16		36	SI	
Manganeso (mg/L)	N.D.	0,05	0,1	SI	
Hierro Total (mg/L)	N.D.	0,03	0,3	SI	
Zinc (mg/L)	0,08		3	SI	
Aluminio (mg/L)	0,03	0,01	0,2	SI	
Fosfatos (mg/L)	N.D.	0,03	0,5	SI	
Nitritos (mg/L)	N.D.	0,05	0,1	SI	
Nitratos (mg/L)	0,84		10	SI	
Fluoruros (mg/L)	0,12		1	SI	
Cloruros (mg/L)	159,04		250	SI	
Sulfatos (mg/L)	58,49		250	SI	
Carbono Orgánico Total (mg/L)	0,08		5	SI	
Coliformes totales (UFC/ 100 mL)	0		0	SI	
E. Coli (UFC/ 100 mL)	0		0	SI	
VALOR IRCA					17

Fuente: (Castro & Laguna, 2013)

El valor calculado del IRCA es de 18 y 17 respectivamente. Este corresponde según el Decreto 2115 a un nivel de riesgo medio, lo que indica que el agua no es apta para el consumo humano y deben tomarse las medidas necesarias. Es de resaltar que debe realizarse un nuevo muestreo para verificar los resultados de las pruebas microbiológicas ya que por la ubicación del pozo de captación en un punto más bajo con respecto a las pozas sépticas de las viviendas, genera desconfianza esta aparente ausencia de coliformes totales y fecales en él. (Castro & Laguna, 2013)

A continuación procederemos a analizar una de las posibles fuentes de captación después de descartar la Ciénaga del Pilon ya que esta no cumple con los requerimientos de calidad y de cantidad para suplir las necesidades de los 3 corregimientos, a los cuales está dedicado este estudio.

4.1.5 Estado actual de la calidad del agua de la Ciénaga de jobo

Es un sistema cenegoso el cual se encuentra en el recorrido del Canal del Dique, presenta una gran variación de caudales entre el estiaje y el periodo de inundaciones. Es difícil deducir la cantidad de agua que el Canal abastece al sistema cenegoso, con base a mediciones de caudal en el canal, puesto que los errores de medición superan en mucho el orden de magnitud de los caudales típicos en los caños, lo cual se comprueba por medio de mediciones directas en la ciénaga de Jobo.

En el estudio realizado por CORMAGDALENA, 1999, se hicieron levantamientos batimétricos de las principales ciénagas y sus caños de conexión con el Canal del Dique, correspondiente al periodo de caudales altos del Rio Magdalena ($10300 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 14800 \text{ m}^3/\text{s}$), para así hallar la variación de volumen en las ciénagas para condiciones extremas de nivel.

Tabla 27. Variación de volumen en las ciénagas para condiciones extremas de nivel.

Ciénaga	Prof. media (m)	Cota máxima medida (m)	Volumen (10^6 m^3)	Cota min. Conexión Caño-Canal del Dique	Vol. a la cota del caño de conex. (10^6 m^3)
Jobo	2.3	4.9	25.4	3.3	9.5
Guájaro	2.7	4.7	275.7	--	--
Luisa	2.7	3.5	7.8	2.2	4.2
Zarzal	3.4	4.0	115.6	2.5	66.9
Melayo	1.7	4.0	13.2	2.7	4.3
Aguas Claras	2.4	3.0	18.4	1.80	8.8
María La Baja	3.5	2.1	113.4	10.65	53.0
Juán Gómez	2.3	1.5	20.3	0.75	13.0

Fuente: (Pedraza)

Durante la temporada de lluvias, se producen en el interior del país incrementos en el nivel de los ríos, que encuentran en las ciénagas una vía de flujo fuera del cauce principal. Gracias a ello, las ciénagas amortiguan las crecientes de invierno y con ello evitan o reducen las inundaciones en sectores donde el río se encuentra colmatado o simplemente donde el caudal rebasa sus

márgenes. Entrada la temporada de sequía, el proceso de inundación se invierte produciendo la salida de aguas de la ciénaga hacia el río; este trae consigo a su vez la eliminación de importantes masas de vegetación flotante y sedimentos, situación esta que es la responsable de mantener el equilibrio natural del sistema.

Por tener las ciénagas el papel de amortiguadoras de caudales, esa función termina por ser igualmente aplicable a la carga sólida de los ríos, siendo así que al ser verdaderas trampas naturales de sedimentos, permiten que el río elimine una gran cantidad de sólidos en suspensión. En ocasiones se han observado que las altas concentraciones de sólidos en suspensión, pueden llegar a producir un deterioro de la ciénaga y pérdida de la profundidad.

4.1.5.1 Calidad de agua y de los sedimentos

En la actualidad no hay estudios referentes en la zona a nivel de calidad de agua o transporte de sedimentos, pero se referencian 4 estudios de calidad de agua a lo largo del canal del dique y al ser este uno de los principales factores que influyen en la cantidad de agua encontrada en la ciénaga de Jobo, se toman como referencia para el análisis de las aguas encontradas en la ciénaga.

- Estudio No. 1. Estudio de Impacto Ambiental actividades de dragado del Canal del Dique. CARINSA-INCOPLAN, 1993. Realizó muestreos en la columna de agua y sedimentos en una campaña (24/04/93-26/04/93), donde se realizaron análisis en la columna de agua y de sedimentos.
- Estudio No. 2. Interventoría Ambiental. Obras de dragado en el canal del Dique en los sectores de Calamar y Pasacaballos. CIAMB LTDA, 1998. Realizó ensayos de calidad en los sitios de dragado, en jornadas antes y después del dragado.
- Estudio No. 3. Interventoría Ambiental. Obras de dragado en el Canal del Dique en los sectores calamar y Pasacaballos. ENPRO LTDA, 2000. Realizó ensayos de calidad en los sitios de dragado, en jornadas antes, durante y después del dragado.

Tabla 28. Resultados de calidad de aguas en el canal del dique

PARÁMETRO	AGUAS						
	Límite Permissible	Calamar K0+200	Calamar: Puente	Arenal	Gambote Puente	Gambote Dársena	Desembocadura
Cobre, mg/l (1)	1,0	0,187	0,187				
Cromo, mg/l (1)	0,05	N.D.	N.D.				
Mercurio, mg/l (1)	0,002	0,00112	0,00079				
Transparencia, m		0,05	0,05	0,05	0,05	0,07	0,05
Temperatura, °C		28,5	29	29	29	29	30
Sólidos totales (mg/L)		974	900	733	549	376	926
Sólidos volátiles (mg/L)		22	27	12	10	15	21
+Sólidos sedimentables (mg/L)		803	786	679	485	351	654
Conductividad (mS/cm)		0,146	0,1455	0,1445	0,141	0,1405	0,179

Estudio 1: Estudio de Impacto Ambiental Rehabilitación del Río Magdalena, Canal del Dique. CARINSA- INCOPLAN, 1993
(1) LIMITE PERMISIBLE: DECRETO 1594/84. Criterio: Destinación del recurso para consumo humano y doméstico

Fuente: (Pedraza)

Tabla 29. Resultado de calidad de sedimentos, estudios previos.

PARÁMETRO	SEDIMENTOS			
	Calamar Puente	Calamar 200m	Pasacaballos Espolón terminal	Pasacaballos
Cobre, mg/Kg				5,62
Cromo, mg/Kg				1,11
Mercurio, mg/Kg				0,1656
Coliformes totales (colonias/100mL)	1200	7400	1700	1900
Coliformes fecales (colonias/100mL)	60	820	70	60
Alifáticos resueltos (mg/g base húmeda)			4,56	1,18
Alifáticos no resueltos (mg/g base húmeda)			2,51	0,8
Aromáticos (mg/g base húmeda)			0,32	157

Estudio 1: Estudio de Impacto Ambiental Rehabilitación del Río Magdalena, Canal del Dique. CARINSA- INCOPLAN, 1993

Fuente: (Pedraza)

Analizando las tablas 27 y 28, se puede inferir que las concentraciones de metales medidas están por debajo de lo estipulado por las normas. También se observa el gradiente de disminución de sólidos suspendidos entre Calamar y Pasacaballos, debida a la retención que se produce en los caños y ciénagas. En general, las concentraciones medidas sirven como referencia para visualizar que las concentraciones de contaminantes no estaban en 1993 por encima de la norma.

Tabla 30. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.

Sector: Soplaviento

PARÁMETRO	Limite Permissible	RESULTADOS ESTUDIO 3. 26/06/98-14/10/98	
		Antes del dragado	Después del dragado
Ph, unidades (Limite 5.0 - 9.0) (1)	5-9	7,0-7,3	7,1-7,3
Salinidad, o/o		0,1	0,1
Oxígeno disuelto (mg/L) (2)	> 5	5,8	5,9
Sólidos totales (mg/L) (3)	2000	412	415
Sólidos disueltos (mg/L) (3)	1000	59	60
Sólidos suspendidos totales		352	355
Conductividad (mS/cm)		0,126	0,127
Alcalinidad (mg/L CaCO ₃)		46	47
Dureza (mg/L CaCO ₃)		25	25
Cloruros (mg/L Cl ₂)		13	13
Estudio 2: Interventoría Ambiental Obras de Dragado en el Canal del Dique en los Sectores de Calamar y Pasacaballos. CIAMB LTDA, 1998.			
(1) LIMITE PERMISIBLE: DECRETO 1594/84. Criterio: Destinación del recurso para (1) consumo humano y doméstico			
(2) LIMITE PERMISIBLE: Destinación del recurso consumo humano que requiere tratamiento convencional. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983			
(3) LIMITE PERMISIBLE: Preservación del recurso. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983			

Fuente: (Pedraza)

Tabla 31. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.

Sector: calamar

PARÁMETRO	Limite Permisible	ESTUDIO 2 15/06/00		ESTUDIO 3 26/06/98-14/10/98	
		Antes dragado Muestreo 8	Después dragado Muestreo 8	Antes dragado	Después dragado
Plomo, mg/l (1)	0,05	0,000013	0,000014		
Ph, unidades (1)	5-9	7,4	7,8	7,3	7,3
Temperatura, °C (2)	30	29,5	29,6	30	30
Salinidad, o/o		0,0	0,0	0,1	0,1
Oxígeno disuelto (mg/L) (3)	> 5	5,54	5,72	5,9	5,8
DBO ₅ (mg/L) (3)	< 20	3,00	3,00		
Sólidos totales (mg/L) (3)	2000			469	476
Sólidos disueltos (mg/L) (3)	1000			67	68
Sólidos suspendidos totales		346	578	402	409
Sólidos sedimentables (mL/L)		1,75	1,42		
Coliforme Totales,(NMP) (1)	20.000	2.600	2.600		
Conductividad (mS/cm)		0,158	0,168	0,151	0,154
Turbidez (NTU)		1241	1362		
Turbidez (FTU)				258	261
Alcalinidad (mg/L CaCO ₃)				53	53
Dureza (mg/L CaCO ₃)				30	30
Cloruros (mg/L Cl ₂)				14	14
Estudio 2: Interventoría Ambiental Obras de Dragado en el Canal del Dique en los Sectores de Calamar y Pasacaballos. CIAMB LTDA, 1998.					
Estudio 3: Interventoría Ambiental Dragados en Calamar y Pasacaballos. ENPRO LTDA, 2000.					
(1) LIMITE PERMISIBLE: DECRETO 1594/84. Criterio: Destinación del recurso para (1) consumo humano y doméstico					
(2) LIMITE PERMISIBLE: Destinación del recurso consumo humano que requiere tratamiento convencional. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983					
(3) LIMITE PERMISIBLE: Preservación del recurso. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983					

Fuente: (Pedraza)

Tabla 32. Resultados de calidad de aguas durante un dragado de mantenimiento.

Sector: pasacaballos

PARÁMETRO	LÍMITE PERMISIBLE	RESULTADOS ESTUDIO 2.			RESULTADOS ESTUDIO 3. 1/08/98-07/10/98	
		Antes del dragado 06/01/00	Durante el dragado 25/04/00 - 18/07/00	Después del Dragado 16/08/00	Antes del dragado	Después del dragado
Plomo, mg/l (1)	0,05	0,01349	0,000018	ND		
Mercurio, mg/l (1)	0,002	ND	ND	ND		
Ph, unidades (1)	5-9	6,92	7,1	7,01	7,2	7,3
Temperatura, °C (2)	30	29	29,5	30,2	30	30
Salinidad, o/o		0,00	0,001	0,001	0,1	0,1
Oxígeno disuelto (mg/L) (2)	< 5		5,57	6,02	6,8	6,8
DBO ₅ (mg/L) (2)	< 20	2,00	2,44	2,00		
Sólidos totales (mg/L) (3)	2000			517	522	
Sólidos disueltos (mg/L) (3)	1000			88	90	
Sólidos suspendidos orgánicos				429	432	
Sólidos suspendidos totales		115	730	326		
Sólidos sedimentables		1,00	0,69	0,1		
Coliforme Totales, (NMP) (1)	20.000	1.500	2.100	4.300		
Conductividad (Ms/cm)		0,142	0,324	0,115	0,192	0,194
Turbidez (NTU)		546	1768,1	532		
Alcalinidad (mg/L CaCO ₃) -10a60mg/L				55	55	
Dureza (mg/L CaCO ₃)				32	32	
Cloruros (mg/L Cl ₂)				35	35	
Estudio 2: Interventoría Ambiental Dragados en Calamr y Pasacaballos. ENPRO LTDA, 2000.						
Estudio 3: Interventoría Ambiental Obras de Dragado en el Canal del Dique en los Sectores de Calamar y Pasacaballos. CIAMB LTDA, 1998.						
(1) LIMITE PERMISIBLE: DECRETO 1594/84. Criterio: Destinación del recurso para consumo humano y doméstico						
(2) LIMITE PERMISIBLE: Destinación del recurso consumo humano que requiere tratamiento convencional. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983						
(3) LIMITE PERMISIBLE: Preservación del recurso. Environmental Impact Assesment Handbook, 1983						

Fuente: (Pedraza)

Se pueden hacer varias observaciones importantes luego de analizar las tablas 30,31 y 32:

- En general, los parámetros muestreados se encuentran por debajo de los estándares exigidos por las normas de calidad.
- Contrario a lo que podría pensarse, los trabajos de dragado no han generado perturbaciones en la calidad del agua, como se puede observar de los resultados antes y después, excepto por un pequeño incremento en los sólidos y turbidez, debido a la obvia resuspensión que generan el cortador de la draga y la succión de la misma.
- No se han realizado estudios de la concentración de hidrocarburos aromáticos/alifáticos polinucleares, que son sustancias de interés sanitario según Decreto 1594/84, y son indicadores de contaminación por derrames de hidrocarburos que pueden estar presentes en los sedimentos y en el agua.

4.1.5.2 Posibles indicadores del estado actual de las ciénagas del canal del dique

A continuación se hace una lista de los posibles indicadores de calidad o de condiciones ecológicas. Algunos de estos indicadores se tomaron para la construcción del Índice de Estado Limnológico (IEL) que se detallará más adelante. (Pinilla & Duarte, 2006)

- Relación área/volumen: indicador del proceso de colmatación y del periodo hidrológico. Sus variaciones anuales servirán para detectar la pérdida de superficie cubierta por las ciénagas
- Concentración de fósforo total: cantidad de fósforo total (disuelto más particulado) en la columna de agua, en mg/l. Valores superiores a 0,02 mg/l indican eutrofia y menores a 0,01 mg/l corresponden a oligotrofia.
- Concentración de nitratos: cantidad de nitrógeno como nitrato inorgánico en mg/l. Cantidades superiores a 5 mg/l indican eutrofia; si son menores a este valor señalan oligotrofia.
- Relación nitrógeno/ fósforo (N/P): indicador de elemento limitante para la producción biológica. La relación se basa en los nutrientes en su forma total. Si la relación está entre 10 y 16 átomos de nitrógeno por cada átomo de fósforo, no hay limitación; si es menor a 10, el nitrógeno es limitante; si es mayor a 16, el fósforo es el elemento limitante.

- Conductividad eléctrica o salinidad: indicador de la influencia de la cuña salina y de procesos locales de aportes de sales a los ecosistemas acuáticos. Valores superiores a 400 micro Siemens/cm indican posibles condiciones estresantes para los organismos dulceacuícolas. (Pinilla & Duarte, 2006)
- Unidades de pH. Condiciones muy ácidas (pH menor a 5) o muy básicas (pH mayor a 9) dificultan la actividad biológica. pH neutro (alrededor de 7) es el más adecuado.
- Porcentaje de saturación de oxígeno disuelto. Porcentajes cercanos a 100 indican aguas bien oxigenadas y apropiadas para el desarrollo de organismos aerobios; porcentajes inferiores a 60 muestran problemas para dichos organismos.
- Concentración de clorofila *a* en mg/m³. Medida indirecta de la biomasa algal y de la producción primaria. Concentraciones altas (mayores a 10 mg/m³) son propias de ambientes muy productivos y concentraciones bajas (menores a 5 mg/m³) ocurren en aguas poco productivas. (Pinilla & Duarte, 2006)
- Producción pesquera medida en captura por unidad de esfuerzo pesquero (CUEP). Sus unidades en Kg/canoa/día y es un indicador de la producción íctica de las ciénagas.
- Índices de Nygaard del fitoplancton; relacionan el número de taxones de algas de ambientes eutróficos con aquellas de sistemas oligotróficos. Por lo tanto, estos índices son indicadores biológicos del estado trófico. Si el valor es inferior a 1, el agua es pobre en nutrientes; si es mayor a 1 existen abundantes nutrientes.
- Biological Monitoring Working Party (BMWP) y Average Score Per Taxa (ASPT). Son índices biológicos de calidad del agua basados en las familias de macroinvertebrados bentónicos y asociados a macrófitas. Valores del BMWP superiores a 120 corresponden a aguas de muy buena calidad; si son inferiores a 60 señalan problemas de contaminación. Por su parte, índices del ASPT cercanos a 10 muestran aguas limpias y próximos a 1 son de sistemas contaminados. (Pinilla & Duarte, 2006)

Tabla 33. Indicadores del estado actual de las ciénagas del Canal del Dique.

Ciénaga	Relación Área/Vol	Fósforo Total	NO ₃	N/P	Cond	pH	%sat O	Clorofila	CPUE	BMWP	ASPT	Nygaard
		mg/L	mg/L		µS/cm	Unid.	mg/L	mg/ m ³	kg/día/canoa			
Honda	--	0,10	0,04	0,4	292	7,99	85	0,27	13,433	123,18	5,666	0,2975
Jobo	0,630	0,15	0,503	0,6	241,8	8,60	85,975	2,10	5,415	120,3	5,21	0,22
Capote	0,294	0,30	0,470	0,2	254	9,38	85,15	11,89	7,15	127,3	6,05	0,21
Tupe	--	0,30	0,011	0,4	316	9,11	118	4,27	6,375	123,18	5,666	0,2975
Zarzal	--	0,29	0,120	0,4	290	7,96	90	3,20	11,92	123,18	5,666	0,2975
Aguas Claras	0,409	0,09	0,563	0,4	204	8,70	100	4,54	9,615	123,18	5,666	0,2975
Juan Gómez	0,437	0,22	0,292	0,4	195	8,33	83,25	3,44	6,375	108	5,13	0,2975
María La Baja	0,285	0,31	0,030	0,2	274	9,32	110,75	3,47	15,855	142	5,83	0,47
Palotal	--	0,39	0,030	0,4	258	7,60	70	1,34	11,887	123,18	5,666	0,2975
La Luisa	0,370	0,30	2,040	0,3	394	8,03	90,00	15,7	6,065	123,18	5,666	0,2975
Guájaro	0,548	0,40	2,182	0,5	659,5	8,25	99	1,87	4,921	118,3	6,11	0,29
Matuya	0,598	0,26	1,43	0,5	224	8,06	80,00	1,9	11,56	123,18	5,666	0,2975

Fuente: (Pinilla & Duarte, 2006)

Tabla 34. Índice del estado limnológico de las
Ciénagas del Canal del Dique.

Ciénaga	Valor de IEL	Estado Limnológico
Ciénaga Máximo Deterioro	16,27	Critico
Palotal	46,90	Critico
Guájaro	46,98	Critico
Jobo	48,70	Critico
Juan Gómez	52,85	Aceptable
Honda	52,95	Aceptable
Matuya	53,12	Aceptable
Tupe	54,65	Aceptable
Zarzal	55,75	Aceptable
Capote	56,45	Aceptable
María La Baja	58,20	Aceptable
La Luisa	59,22	Aceptable
Aguas Claras	61,50	Aceptable

Fuente: (Pinilla & Duarte, 2006)

Tabla 35. Clasificación limnológico con base en el índice del estado limnológico (IEL)

Valor del IEL	Significado
0-50	Estado limnológico <u>crítico</u> . La ciénaga está sometida a fuerte estrés que impide el cumplimiento de la mayoría de sus funciones ecológicas
51-65	Estado limnológico <u>aceptable</u> . La ciénaga se encuentra dentro de límites aceptables de funcionamiento, pero se presentan disturbios que disminuyen su capacidad de autorregulación
66-80	Estado limnológico <u>adecuado</u> . La ciénaga cumple la mayoría sus funciones ecológicas en forma razonable
81-100	Estado limnológico <u>ideal</u> . La ciénaga cumple todas sus funciones ecológicas adecuadamente

Fuente: (Pinilla & Duarte, 2006)

Las ciénagas con los valores más bajos IEL, en especial Palotal, Guájaro y Jobo, presentan menor porcentaje de saturación de oxígeno, elevada conductividad, baja producción pesquera y poca biomasa algal. En otras palabras, las funciones de producción primaria y transferencia energética hacia los niveles superiores de las redes tróficas están muy afectadas.

4.1.5.3 Caudales ecológicos para las ciénagas del Canal del Dique

Los caudales ecológicos, son aquellos que provocan una mejora o maximización del funcionamiento limnológico para cada uno de los sistemas lagunares (caudales que permitan el IELP más alto posible en cada caso). Dicho de otra manera, los caudales ecológicos propuestos corresponden a los volúmenes de agua que deben entrar a las ciénagas para lograr los valores del IELP más altos y que permitan el cumplimiento a los requerimientos de agua de las comunidades humanas aledañas (acueducto, riego).

Tabla 36. Caudales ecológicos de las ciénagas del Canal del Dique,
obtenidos mediante modelación matemática

Ciénaga	CE para Condiciones Maximizadas (m ³ /seg)	Tiempo de Residencia para Condiciones Maximizadas (días)	IELP Actual	IELP con CE Condiciones Maximizadas
Jobo	10	19,1	57,1	66,1
Gúajaro	25	84,26	54,1	63,2
La Luisa	5	18,13	47,2	59,2
Tupe-Capote-Zarzal	15	84,19	69,6	76,3
Matuya	7	19,35	45,1	57,4
Aguas Claras	4	52,95	51,5	60,8
Juan Gómez	5	46,63	64,3	70,7
Caracoli – La Cruz	2	25,01	45,3	55,2
María La Baja	20	79,22	69,5	77,5
Palotal	4	18,37	46,5	58,2
Honda	11	78,91	55,5	67,9
GLOBAL	Total: 108	Prom.: 47,83	Prom.: 55,1	Prom.: 64,7

Fuente: (Pinilla & Duarte, 2006)

Se parte entonces de la idea de que es posible retirar alguna proporción del caudal sin que esto cause una degradación medible en el ecosistema. Las estimaciones generales establecen que manteniendo entre el 65% y el 95% del flujo natural, se conserva el patrón normal de caudales del sistema.

4.2 PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN Y ANALISIS DE RESULTADOS

4.2.1 Proyección de la población

Se utilizaron el método Geométrico y el método Aritmético como los establece el RAS título B. Debido a la poca información censal de los municipios y corregimientos se tomaron las cifras del DANE en el censo del año 2005 y además se buscó en la base de datos del SISBEN la

información reciente de población de las comunidades, se encontró para el año 2013 y 2014.
La proyección de población a servir, se tomó para un diseño de 40 años y esté sería:

Tabla 37. Proyecciones de población método Geométrico y Aritmético

Año	Población Urbana		San Francisco		San Joaquín	
	Total Arroyohondo	(51.62%)	Monroy (7%)	Francisco (6.39%)	Población Total Mahates	San Joaquín (4.04%)
2005	7356	3797	515	470	23693	957
2013	8115	4189	568	519	25578	1033
2014	8367	4319	586	535	25832	1044
2015	8479	4377	594	542	26070	1054
2020	9041	4667	634	578	27259	1103
2025	9603	4957	674	614	28448	1152
2030	10165	5247	714	650	29637	1201
2035	10727	5537	754	686	30826	1250
2040	11289	5827	794	722	32015	1299
2045	11851	6117	834	758	33204	1348
2050	12413	6407	874	794	34393	1397
2055	12975	6697	914	830	35582	1446
2015	8488	4381	594	543	26081	1054
2020	9118	4706	638	584	27364	1106
2025	9795	5055	685	628	28710	1161
2030	10522	5430	736	675	30122	1218
2035	11303	5833	790	726	31604	1278
2040	12142	6266	848	781	33159	1341
2045	13043	6731	911	840	34790	1407
2050	14011	7230	978	903	36501	1476
2055	15051	7766	1050	971	38296	1549

Fuente: Autores.

Se tomaron las poblaciones proyectadas que se obtuvieron como resultado por el método geométrico, ya que estas fueron mayores.

4.2.2 Demandas (dotaciones) y caudales

Con la cantidad de población se obtuvo el nivel de complejidad y la dotación neta, los demás pasos de cálculos de caudales y dotaciones se realizaron basándonos en RAS con la metodología explicada en el marco teórico, esto se hizo para los corregimientos del estudio y además para la zona urbana de Arroyohondo ya que se quería evaluar el tanque si podría cubrir la demanda de los corregimientos.

- *Nivel de complejidad*

TABLA A.3.1
Asignación del nivel de complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas : (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

- *Dotación neta*

TABLA B.2.2
Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema

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	-

Las dotaciones se calcularon teniendo en cuenta el nivel de complejidad que en nuestro caso es bajo, la dotación, la temperatura, las pérdidas, los coeficientes de consumo que nos da el RAS y demás explicadas en el marco teórico. Para un nivel de complejidad bajo el RAS estipula que el periodo de diseño es de 15 años.

Tabla 38. Caudales y demandas por comunidades.

Índice	Arroyohondo Urbana (51.62%)	Monroy (7%)	San Francisco (6.39%)	San Joaquín (4.04%)
Población hasta el año 2030 (hab)	5430	736	675	1218
Qmd (L/s)	11.56	1.31	1.20	2.16
QMD (L/s)	15.03	1.70	1.56	2.81
QMH (L/s)	24.05	2.72	2.49	4.50
Nivel de complejidad	Medio	bajo	bajo	Bajo
Dotación min (L/hab.día)	120	100	100	100
Dotación neta min (L/hab.día)	138	115	115	115
Dotación max (L/hab.día)	175	150	150	150
Dotación neta max (L/hab.día)	201.25	172.5	172.5	172.5
Dotación diseño (L/hab.día)	120	100	100	100
Dotación Neta diseño (L/hab.día)	138	115	115	115
Dotación bruta (L/hab.día)	184	153.333333	153.333333	153.333333
demanda (m3/ región/día)	999.12	112.853333	103.5	186.76

Fuente: Autores.

4.2.3 Posibles alternativas

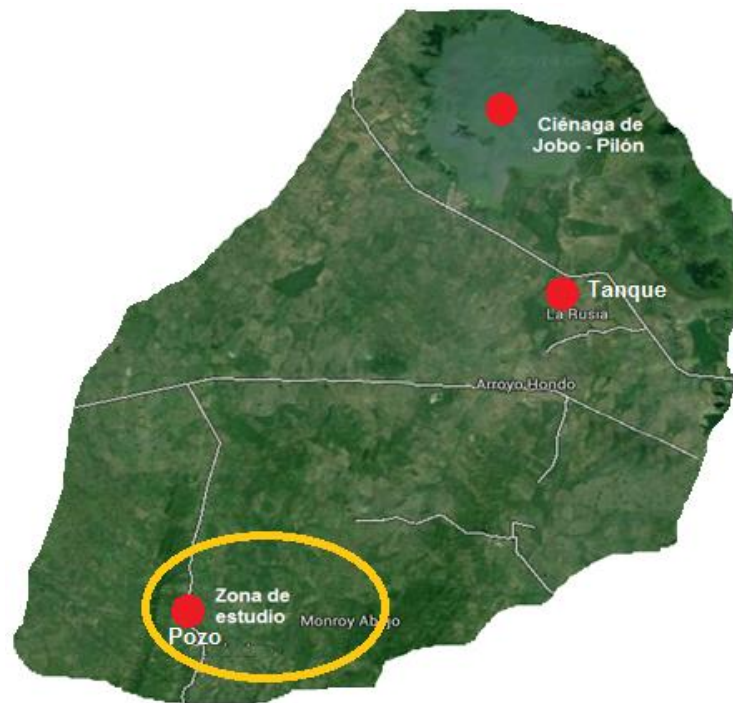


FIGURA 11 .Posibles alternativas de captación.

Fuente: Autores.

El número de alternativas estarán sujetas a la cantidad de lugares donde se pueda obtener el agua para abastecer la demanda el sistema de acueducto de San Joaquín – Monroy – San Francisco, cabe destacar que estos lugares se hallaron con el análisis de la información secundaria obtenida en el lugar de estudio, en este caso, con los datos obtenidos en la recolección de información.

Como posibles alternativas para abastecer el sistema se encontró: con agua subterránea, la zona cuenta con el acueducto de San Joaquín que se abastece de un pozo subterráneo, con el mapa hidrogeológico se obtuvo la capacidad específica promedio del suelo en la zona que era de menor de 0.05 l/s/m (INGEOMINAS, 2000) y con este se pudo hallar la capacidad del pozo existente si podría suplir la demanda o si se requería hacer. Como otra posible fuente en este caso superficial para el suministro de agua es el tanque del acueducto de Arroyohondo encontrado a una distancia de 13 Km de la zona de estudio este tanque se abastece de una captación en el

Canal del Dique sus medidas de almacenamiento son (30*15*4,5) metros lo que nos daría un volumen de 2025 m³ por día, dicha capacidad cubriría la necesidad de agua de la cabecera municipal de Arroyohondo, San Joaquín, Monroy y San Francisco por más de 40 años donde la demanda sería de 1976.344 m³/día . Como última posible alternativa con aguas de escorrentía es la Ciénaga de Jobo que se encuentra a 17 Km aproximadamente, esta almacena anualmente de 6.08 a 10.4 millones de m³ al año lo que nos daría 16657.53 m³ por día calculándolo en su nivel mínimo.

La tabla 36 de caudales por comunidades (anterior), nos muestra que el tanque que suministra al municipio Arroyohondo tendría que cubrir un volumen total por día de 1402.23 m³ que representan al consumo de la cabecera municipal y además el de San Joaquín, San Francisco y Monroy mientras que el pozo de San Joaquín y la Ciénaga de Jobo solamente una demanda de 403.11 m³ diarios ya que solo necesitan abastecer la demanda de los corregimientos del estudio.

4.2.4 Capacidad del pozo existente.

Se calculó la capacidad del pozo existente con los datos obtenidos de sus características y debido a que la capacidad no fue suficiente, se calculó la capacidad del acuífero para ver la posibilidad de construir otro pozo, los datos obtenidos se presentan a continuación.

Tabla 39. Capacidades de los Pozos

Descripción	Profundidad máxima(m)	Altura suelo seco (m)	Altura Efectiva (m)	Capacidad específica prom. (l/s/m)	Caudal máximo de extracción (l/s)
Pozo Existente	25	1.2	23.8	0.05	1.19
Acuífero	78	1.9	76.1	0.05	3.8

Fuente: Autores

Observando los resultados, podemos decir que el pozo que actualmente abastece a San Joaquín se le puede extraer un caudal máximo por su capacidad de 1.19 l/s la cual no sirve para abastecer el sistema, el caudal que actualmente se le extrae a el pozo de San Joaquín que es de 1.5 – 2.1 l/s es mayor que su capacidad lo que representa que el acuífero se está secando. Para la construcción de otro pozo se buscó la capacidad máxima del acuífero, con su altura máxima que se encontró en el sondeo 2 de la prueba Geoeléctrica es de 78 metros (el perfil hidrogeológico se presenta a continuación), lo que nos dio un caudal máximo de extracción de 3.8 l/s muy inferior al caudal máximo diario que es de 6.07 l/s.



FIGURA 12. Mapa de los sondeos y corte del perfil

Fuente: (CORCEL, 2012)

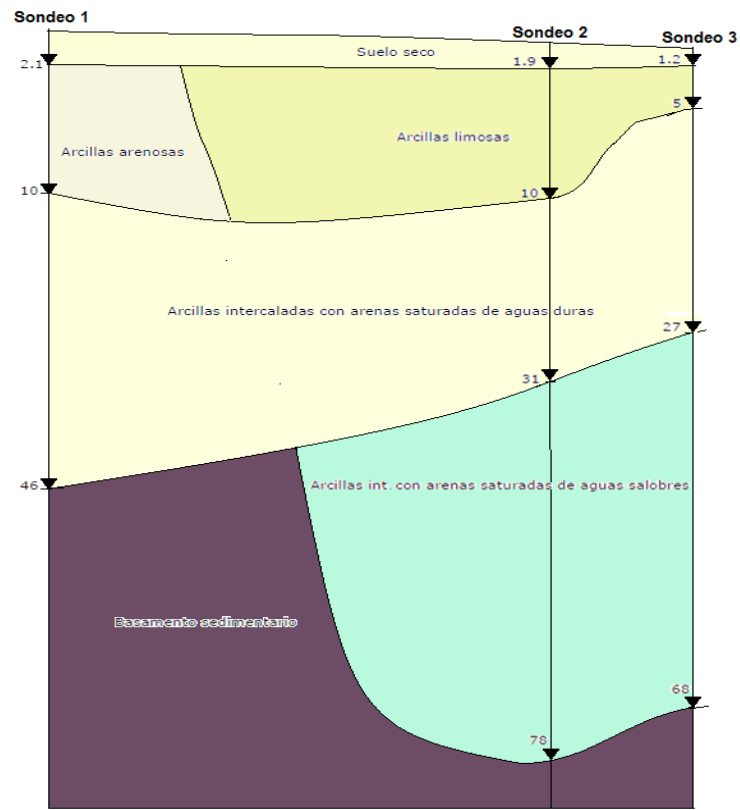


FIGURA 13. Perfil hidrogeológico San Joaquín

Fuente: Autores con base a los datos de CORCEL LTDA

Debido a que la zona no sirvió para captar agua subterránea, las alternativas para una captación serían las siguientes.

Tabla 40. Alternativas con su capacidad.

Alternativas		
Captación	Tipo de agua	Capacidad (m ³ /d)
Tanque Arroyohondo	Superficial	2025
Ciénaga de Jobo	Escorrentía	16657.53

Fuente: autores

4.2.5 Calidad del agua

Para el tanque de Arroyohondo y el pozo de San Joaquín se tomaron los estudios realizados a sus aguas, pero para las aguas de la ciénaga de Jobo no se encontró información, aunque se encontró estudios realizados en la zona aguas con las mismas características de esorrentía y cerca al canal del dique y se tomaron valores medios para evaluar la calidad de sus aguas. Aplicándoles los criterios del RAS título B, ya mencionados en el marco teórico.

Tabla 41. Análisis de calidad del estado de las captaciones

Parámetros	Res. 2115 del 2007	Captaciones	
		Ciénaga	Tanque
Coliformes totales UFC/100mL	-	2452	0
		No acepta.	Aceptable
E. Coli UFC/100MI	-	-	0
		-	Aceptable
PH (25°C)	> 1.5	7,25	7,15
		Aceptable	Aceptable
Turbiedad (NTU)	< 2	900	4,16
		M.D	No acepta.
Color aparente (UPC)	< 15	-	8
		-	Aceptable
Dureza total (mg/L)	< 300	27,5	248
		Aceptable	Aceptable
Cloruros (mg/L)	< 250	21,3	45.81
		Aceptable	Aceptable
Sulfatos (mg/L)	< 250	-	101,77
		-	Aceptable
Nitritos (mg/L)	< 0.1	-	<0.008
		-	Aceptable
Nitratos (mg/L)	< 10	-	2,14
		-	Aceptable

Fuente: Autores.

Como se puede ver en la tabla 41, el agua del acuífero presenta cantidades de sales las cuales representan su peor condición (deficiente), es decir, sobrepasa los límites permitidos por el RAS 2000, y para el agua del acueducto de Arroyohondo nos muestra un poco regular el índice de turbidez. Para la calidad del agua de la ciénaga de Jobo, según los diferentes estudios encontrados y haciendo un promedio, se encontró que los principales factores que afectan la calidad del agua son los coliformes totales, ya que estos según el criterio del RAS 2000 son deficientes sobrepasando los límites permitidos; y la turbiedad se encuentra en un rango muy deficiente, es decir, sobrepasa en exceso los rangos establecidos por el RAS 2000, debido a que esta es una agua de escorrentía por lo que debe tener un gran cantidad de sedimentos, y por ende la turbidez debe tener índices altos, además de presencia de abonos y demás materia orgánica, ya que una de las principales actividades económicas de la región son la ganadería y la agricultura.

4.2.6 Análisis de los sistemas de tratamiento

Los sistemas de tratamiento de las aguas se despliegan por varios procesos. Como alternativas no convencionales obtuvimos:

Tabla 42. Análisis de los sistemas de tratamiento

Proceso	Descripción	Convencional	No convencional	
			Nivel domiciliario	Planta tratamiento
Coagulación y floculación	conversión de sólidos no sedimentables en sólidos sedimentables	Sulfato de aluminio, cal, carbonato sódico	Arcillas como Bentonita, semillas en polvo de Moringa, durazno, habas y la fariña obtenida de la yuca	
Sedimentación	Remoción de sólidos sedimentables	Tanques sedimentadores	Tres ollas, filtros de mesa, filtros de velas, filtros de arena	filtro de arena
Filtración	Remoción de sólidos finos, flóculos en suspensión y microorganismos	Filtros de arena, carbón	filtro lento de arena, filtro casero de Carpom (nivel domiciliario), filtro de cerámica (arcilla-aserrín)	
Desinfección	Exterminio de organismos patógenos	Cloración u ozono	Radiación solar, hervir el agua	Radiación solar

Fuente: Autores.

En cuanto a los sistemas de tratamiento no convencionales podemos aplicarlos de dos maneras, la primera es a nivel domiciliario en el cual podemos aplicar todos los métodos de tratamientos caseros como son tres ollas, filtro de vela, radiación solar, hervir agua, filtros lentos de arena, entre otros. A nivel de plantas de tratamiento, como lo es el caso del acueducto del Municipio de Arroyohondo, se podrían implementar algunos tratamientos para eliminar el principal factor contaminante encontrado en estas aguas el cual es la turbidez. En cuanto a la ciénaga de Jobo y según los parámetros contaminantes encontrados el tratamiento a elegir debe eliminar, coliformes totales y turbidez ya que esta ciénaga se encuentra con alta presencia de sedimentos arrastrados por el caudal del canal del dique y por la escorrentía de la zona.

Para el tratamiento de las aguas del acuífero presentes en el corregimiento de San Joaquín,

propone realizar una desinfección por métodos no convencionales a nivel domiciliario y de planta de tratamiento, como lo son la evaporación de las sales a través de la radiación solar o Solar Still y la osmosis inversa, métodos que son muy factibles para la remoción de sales.

Etapas *2 Planteamiento del sistema, selección de alternativas, cálculos por alternativa de longitud de tubería, tratamientos, capacidad de las motobombas y costos de los mismos*

4.2.7 Ubicación de tanques y volúmenes

Ya que no se pudieron obtener los perfiles topográficos de la zona debido a la falta de información secundaria suministrada por los entes reguladores de los municipios de Arroyohondo y Mahates, se debió usar las herramientas de Google Maps y Google Earth, versiones Api, software que nos permitieron generar varios perfiles los cuales se estudiaron para la determinación de la ubicación de los tanques de distribución, debido a que las comunidades de San Joaquín y San Francisco se encuentran muy cercanas y por la geomorfología de la zona, se encontró que el corregimiento de San Francisco tiene cotas más bajas que el corregimiento de San Joaquín, por ende se llegó a la determinación que el tanque de agua de almacenamiento iba a ser uno solo para ambas comunidades, como se puede ver en la siguiente imagen.

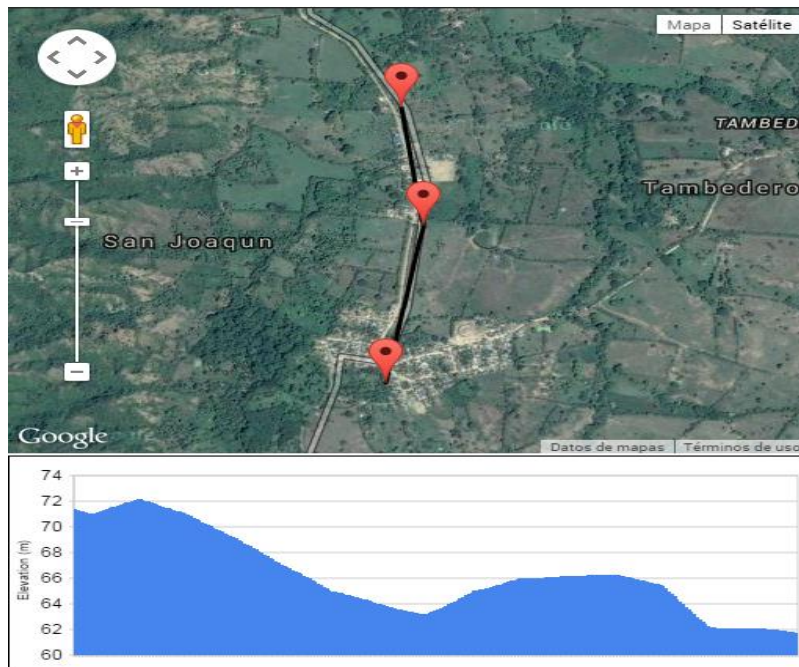


FIGURA 14. Perfil San Joaquín – San Francisco

Fuente: Google maps-API

Los volúmenes de almacenamiento de los tanques son los siguientes:

Tabla 43. Volúmenes de almacenamiento de los tanques

<u>Volúmenes de tanques (m³)</u>	
Tanque volumen total ubicado en Monroy	547.4
Tanque para cubrir demanda en San Joaquín-San Francisco	386.4

Fuente: Autores

Para determinar el sitio de ubicación de los tanques, se buscaron los perfiles del lugar en San Joaquín y en Monroy donde las cotas eran favorables para el diseño, se evaluó por alternativa a donde era mejor ubicar el tanque del volumen total si en Monroy o en San Joaquín la cota de ubicación del tanque es de 100 m.s.n.m y para Monroy se tomó una ubicación con cota de 120 m.s.n.m.

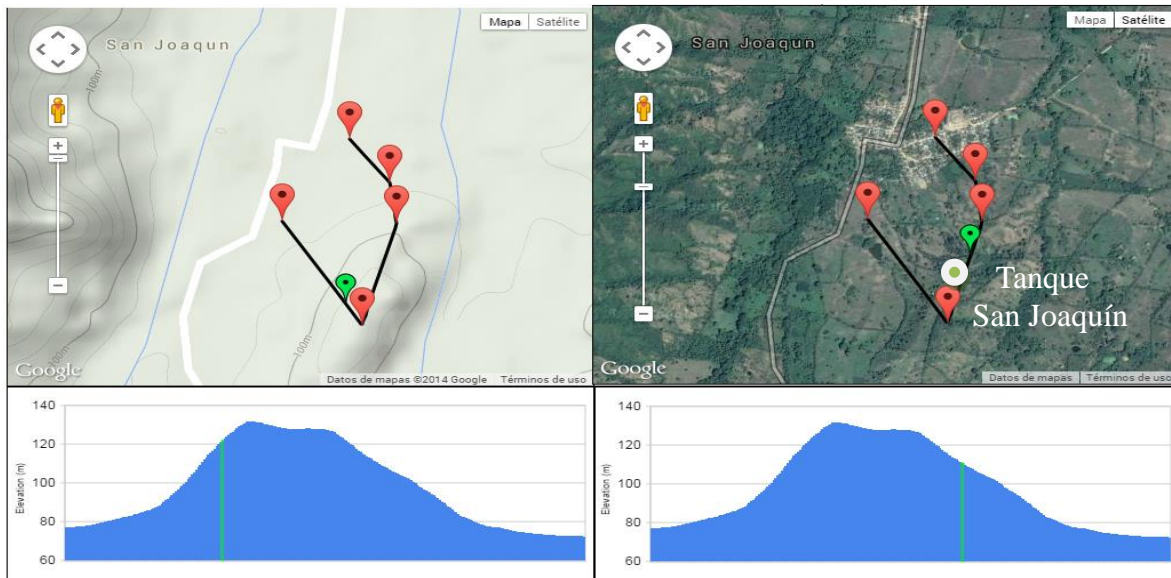


FIGURA 15. Perfil zona de San Joaquín

Fuente: Google maps-API.

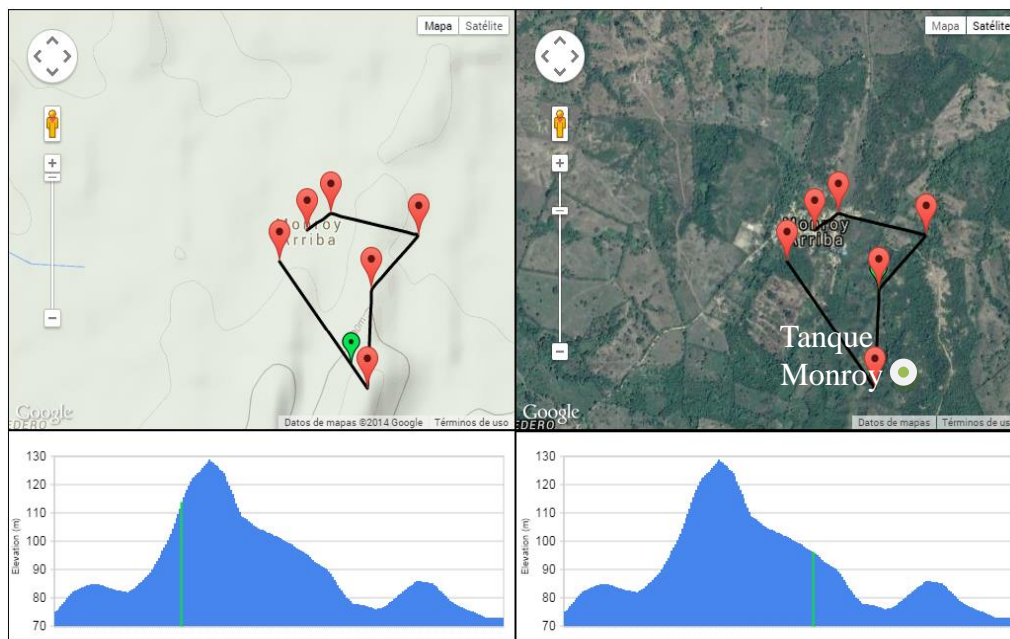


FIGURA 16. Perfil zona de Monroy

Fuente: Google maps-API.

El cálculo de las bombas, longitud de tubería, capacidad de la bomba, tratamiento del agua. Que son necesarios para la evaluación de las alternativas por el método de ponderación de factores, se presentan a continuación.

4.3 Alternativa 1 (Suministro tanque Arroyohondo – Monroy).

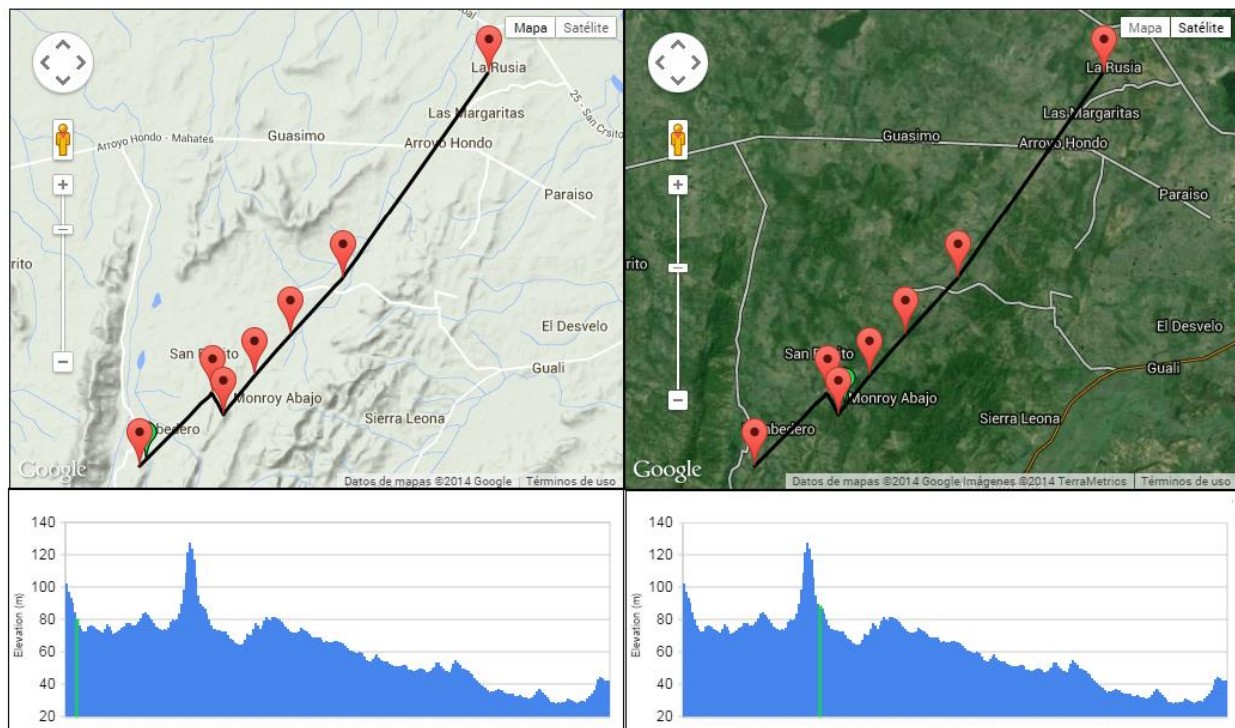


FIGURA 17. Perfil Tanque de San Joaquín – Tanque de Monroy – Tanque Arroyohondo

Fuente: Google maps-API.

Como se puede observar en el perfil anterior, el agua del tanque de Monroy que se necesita para suministrar a San Joaquín y a San Francisco, puede ser transportada por la acción de la gravedad hacia el tanque de San Joaquín. Mientras que de la captación a el tanque de Monroy se encuentra a diferentes alturas y es necesario instalar una bomba. La cota del tanque que abastece es de 51 m, según la red del municipio.

4.3.1 Diseño de tubería y bomba

Para la tubería de transporte de agua desde el tanque de Arroyohondo hacia el tanque que se ubicaría en Monroy, sería:

Tabla 44. Características de tubería de impulsión

L (m)	13655
D interno (m)	0.182
C	150
Q Bombeo(m ³ /s)	0.025
Perdidas	57.5912

Fuente: Autores

Lo anterior tomando como diámetro de diseño 8" que es el diámetro comercial, y para una tubería de material PVC, el caudal de bombeo es de 0.025 m³/s, con un tiempo de bombeo de 6 horas, se tomó este tiempo para reducir la potencia de la bomba. Para el diseño de la bomba se tomaron las pérdidas de aducción máximas del 5% que son las máximas establecidas por el RAS, se tomó una pérdidas mayores teniendo en cuenta que hace falta calcular accesorios, las características de la bomba son:

Tabla 45. Características bomba de transporte de agua
de Arroyohondo hacia Monroy

Cota Monroy	120
Cota tanque Arroyohondo	51
Diferencia de cotas	50
H (m)	116
n (rendimiento %)	70
Q bombeo (lps)	24.7
PB (potencia Bomba y del motor PH)	23
Perdidas accesorios	10
Total pérdidas	68

Fuente: Autores

4.4 Alternativa 2 (Captación Ciénaga de Jobo – Monroy).

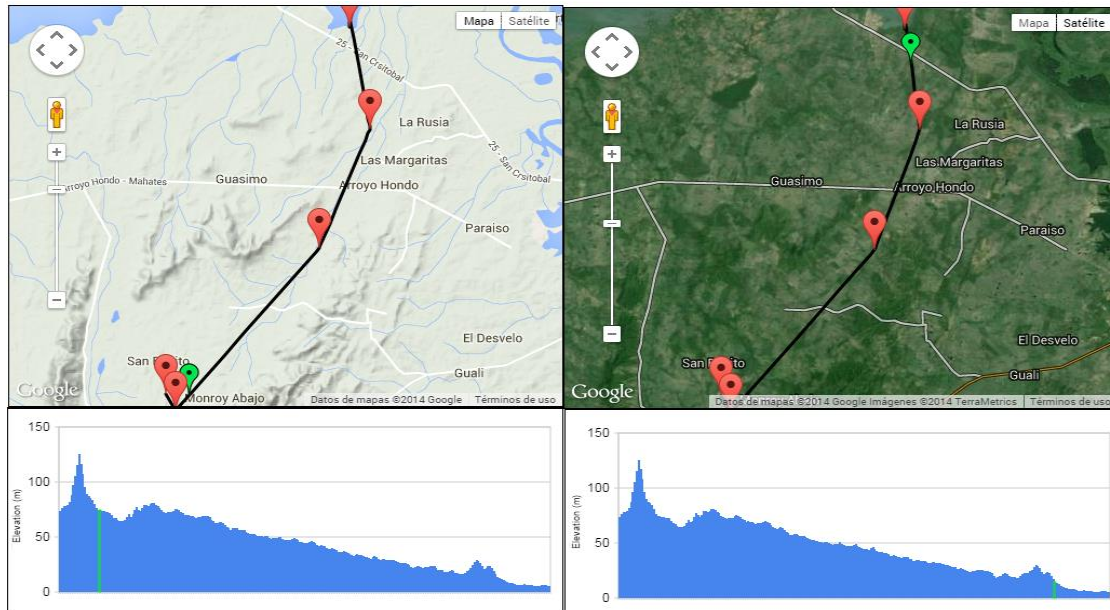


FIGURA 18. Perfil Tanque de Monroy – Ciénaga de Jobo

Fuente: Google maps

Como en el caso anterior se puede transportar el agua que necesitan los corregimientos de San Joaquín y San Francisco, por medio de gravedad desde el tanque de Monroy hacia el Tanque de San Joaquín y para llevar el agua desde la Ciénaga de Jobo se tiene que instalar una bomba.

4.4.1 Diseño de la tubería y la bomba

Para la tubería de transporte de agua desde la ciénaga hacia el tanque que se ubicaría en Monroy, sería:

Tabla 46. Características de tubería de impulsión

L (m)	17254
D interno (m)	0.182
C	150
Q bombeo(m ³ /s)	0.025
Perdidas (m)	72.7703

Fuente: Autores

Lo anterior tomando como diámetro de diseño 8” que es el diámetro comercial, y para una tubería de material PVC, el caudal de bombeo es de $0.025 \text{ m}^3/\text{s}$, con un tiempo de bombeo de 6 horas, se tomó este tiempo para reducir la potencia de la bomba. Para el diseño de la bomba se supusieron las pérdidas totales por los accesorios, las características de la bomba son:

Tabla 47. Características de la bomba

Cota Monroy	120
Cota Ciénaga Jobo	5
Diferencia de cotas	115
H (m)	204
n (rendimiento %)	70
Q bombeo (lps)	24.7
PB (potencia Bomba y del motor PH)	95
Perd max aducción (%)	5
Perd accesorios y tubería	83

Fuente: Autores

Con los datos encontrados de información secundaria, según los estudios realizado por Cormagdalena con la ayuda de la Universidad Nacional de Colombia, para que la ciénaga de Jobo se encontró que el caudal ecológico era de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, este caudal ecológico está asociado a la calidad, cantidad, duración y estacionalidad es lo máximo que se le puede extraer a la ciénaga para no alterar los ecosistemas acuáticos y los humedales. Es decir que el acueducto de Monroy – San Joaquín – San Francisco, que se plantea en esta investigación tendrá una extracción de agua con un caudal de $0.00247 \text{ m}^3/\text{s}$ lo que representa el 0.025% del caudal ecológico, que se le podría extraer a la Ciénaga de Jobo.

4.4.2 Diseño tubería Tanque de Monroy – Tanque de San Joaquín

Para el diseño de la tubería para llevar el agua desde el tanque ubicado en Monroy hacia el tanque en San Joaquín, para ambas alternativas se tiene:

Tabla 48. Características de la tubería

Cota tanque Monroy	120
Cota tanque San Joaquín	100
L (m)	3297
D interno (m)	0.182
C	150
Q (m ³ /s)	0.027
Perdidas tubería (m)	16.24784539
Perdidas de accesorios	3.752154612

Fuente: Autores

Para un diámetro comercial de 8", se tiene que las pérdidas serán de 16.25 m. Lo que dejaría un margen de 3.75 m, para las pérdidas por accesorios tales como medidores, llaves y demás. Esto tomando un tiempo de llenado de 3 horas y un volumen diario de transporte de agua de 290.26 m³, es decir que el caudal de la tubería será de 0.027 m³/s.

4.5 Red de distribución, tuberías.

Con los tanques ubicados, las cotas y los planos de la zona, se prosiguió a montar las redes en el software EPANET, se halló el área total e identificaron los nodos por corregimiento se calcularon sus demandas teniendo en cuenta para esto el QMH, sus áreas de aferencia, luego de esto se con el programa se obtuvieron las longitudes y diámetros de tuberías para los diseños teniendo en cuenta que cumplieran con las presiones mínimas, velocidades, pérdidas, demandas e hidrantes los cuales se ubicaron en los corregimientos, uno para Monroy y San Francisco y dos para San Joaquín. La red de distribución será la misma para las 2 alternativas ya que la captación es la única que afecta el diseño.

Tabla 49. Longitudes y diámetros de tuberías por corregimiento

Diámetro (mm)	Longitud tubería (m)		
	San Joaquín	Monroy	San Francisco
50	729	95	248
75	2089	1190	796
100	466	218	384
150	317	510	87

Fuente: Autores con los datos obtenidos de EPANET

La evaluación de las alternativas estará sujeta al método de ponderación de factores, según los criterios planteados en la metodología. El valor total por alternativa comprende los costos por las bombas, tuberías, tratamiento de agua (si lo requiere) y mantenimiento, no se tendrá en cuenta los costos constructivos ni de detalles.

A continuación se presentan los cálculos de los costos:

Tabla 50. Alternativas de tratamientos para las dos alternativas de diseño

Captación	Parámetros de contaminación	Tratamiento convencional	Tratamiento no convencional
Tanque de Arroyohondo	<ul style="list-style-type: none"> Turbidez 	<ul style="list-style-type: none"> Sulfato de aluminio Cal Carbonato de sodio 	<ul style="list-style-type: none"> Filtros de arena Microfiltración
Ciénaga de Jobo	<ul style="list-style-type: none"> Turbidez pH Coliformes totales. 	<ul style="list-style-type: none"> Sulfato de aluminio, cal, carbonato de sodio, tanques sedimentadores Hidróxido de calcio Cloración u ozono, filtro de arena, carbón 	<ul style="list-style-type: none"> Radiación solar, hervir agua, filtros lentos de arena, filtro casero de Carpom, filtro de arena, filtro de cerámica, arcillas bentónicas.

Fuente: Autores

Debido a que el municipio de Arroyohondo cuenta con un acueducto municipal, el cual maneja su planta de tratamiento, la calidad del agua a captar de este tanque no presenta deficiencias, solo un poco con respecto a la turbidez siendo este el único punto a tratar con los sistemas no convencionales planteados anteriormente que den solución a la turbidez presentada en el tanque. Ya que en la información secundaria obtenida para esta investigación no se halló mucha información con respecto a la calidad de agua encontrada en la Ciénaga de Jobo, solo se hizo una estimación de acuerdo a estudios realizados al Canal del Dique y en las zonas aledañas que son bañadas por su caudal. Para este los parámetros encontrados y por lo cuales se debería hacer un tratamiento no convencional ya que salieron que no eran aceptables según la metodología del RAS 2000 fueron, turbidez, pH y coliformes totales. Ya que la turbidez presentada en la ciénaga de Jobo tiene un parámetro alto de contaminación debido a las aguas de escorrentía y al caudal del Dique que transportan una gran cantidad de sedimentos, se toma la determinación de realizar un tratamiento completo a través de la coagulación, sedimentación y posterior filtración para que

esta llegue a los niveles adecuados según el RAS 2000.

Para el tanque de Arroyohondo, se dispone de un tratamiento no convencional proponiendo varias alternativas como son las arcillas bentónicas, la fariña de la yuca y polvos hechos de semillas de moringa, duraznos o habas pero ya que en la zona no se encuentran todos los elementos para poder realizar los sistemas propuestos, solo se tomara como alternativa la arcillas bentónicas y la fariña de la yuca, ya que estos son elementos que podemos encontrar con facilidad. Para complementar el tratamiento se puede realizar una filtración por medio de filtros lentos de arena (domiciliario), filtro Carpom o filtros de arena con el fin de retirar el material sedimentado después de realizar el tratamiento de coagulación por medio de los sistemas no convencionales ya mencionados. Para la Ciénaga de Jobo se propone para la coagulación, las arcillas bentónicas y la fariña de yuca; luego para la sedimentación filtro de arena, tres ollas (domiciliario) y filtros de vela; y para la filtración utilizaremos cualquiera de los filtros mencionados lo cuales son filtro Carpom, filtro lento de arena y los filtros cerámicos con aserrín. Estos tratamientos se recomiendan con el fin de remover todo el material sedimentado en las aguas y por medio de estos bajar la cantidad de coliformes encontrados hasta un nivel aceptable. Ya que los niveles de pH encontrados en estas aguas no son tan desfavorables y gracias a los otros tratamientos aplicados a esta, el ajuste del pH se realizara por medio de la aplicación de hidróxido de calcio siendo este un tratamiento convencional, pero la aplicación de este es opcional debido a lo mencionado anteriormente.

En conclusión para el tanque de Arroyohondo, para la filtración se utilizara los filtros de arena los cuales ayudan a la eliminación de material sedimentado y debido a sus bajos costos y materiales de fácil acceso cumplen con los niveles económicos encontrados en estas comunidades y su fácil mantenimiento. Para la Ciénaga de Jobo se llegó a la determinación de utilizar para la coagulación y floculación las arcillas bentónicas por la misma razón que se utilizaron en el tratamiento de Arroyohondo; para la filtración se utilizaran los filtros de arena acompañados de una Microfiltración en el cual se utiliza alumbre y una manga de polipropileno de 1 μm para la eliminación de parásitos que no son posibles de eliminar en la decantación del filtro de arena; y para el ajuste de pH debido a que los anteriores tratamientos realizan un ajuste breve se utilizara de manera opcional hidróxido de calcio, ya que los niveles encontrados en la Ciénaga de Jobo son regulares y no están muy alejados del nivel óptimo para ser aceptables.

Cabe destacar que todos estos tratamientos propuestos son a nivel domiciliario debido a que la población no cuenta con los recursos para pagar por el mantenimiento y la instalación de una planta tecnificada de tratamiento con tecnologías convencionales.

Tabla 51. Cuantificación económica de los tratamientos propuestos

Tipo de Tratamiento	Costos (pesos/litros)
Arcillas bentonitas	40/lit
Filtros de arena	25/lit
Microfiltración	34/ lit
Hidróxido de calcio	20 lit

Fuente: Autores

Tabla 52. Volumen y precio del agua que se va a tratar por día

Captación	Volumen total (m3)	Descripción de tratamiento	Valor total (\$)
Tanque Arroyohondo	1976.344	Filtro de arena	49,408,600
Ciénaga de Jobo	547.4	Arcillas bentonitas, filtro de arena, Microfiltración e Hidróxido de calcio	32,296,600

Fuente: Autores

Los costos de bombas son los siguientes

Tabla 53. Especificaciones y costos de bombas

Lugar de captación	Potencia bomba (HP)	Cabeza hidráulica (m)	η (%) rendimiento	Precio Total (\$)
Tanque Arroyohondo	23	126	70	13,424,763
Ciénaga de Jobo	95	204	70	27,345,655

Fuente: Autores

Los precios para las bombas se cogieron del mercado comercial, dependiendo de las especificaciones ya relacionadas en la tabla anterior.

Los costos de tuberías por su diámetro y longitud son los siguientes:

Tabla 54. Costos tuberías de la alternativa 1 (captación tanque Arroyohondo)

Tubería	Diámetro (pulgadas)	Longitud (metros)	Precio (\$/m)	Precio total (\$)
Impulsión	8	13655	52930	722,761,426
Conducción	8	3297	52930	174,510,760
Distribución	2	1071.6	4313	4,622,168
	3	4074.86	8930	36,387,821
	4	1068.84	14780	15,797,811
	6	913.33	31336	28,620,261

Fuente: Autores con base a los precios comerciales.

Tabla 55. Costos tuberías de la alternativa 2 (captación ciénaga de Jobo)

Tubería	Diámetro (pulgadas)	Longitud (metros)	Precio (\$/m)	Precio total (\$)
Impulsión	8	17254	52930	913,257,096
Conducción	8	3297	52930	174,510,760
Distribución	2	1071.6	4313	4,622,168
	3	4074.86	8930	36,387,821
	4	1068.84	14780	15,797,811
	6	913.33	31336	28,620,261

Fuente: Autores con base a los precios comerciales.

Los costos totales por alternativa estarán comprendidos, por el costo de su tratamiento, el costo de la tubería y el de la bomba. En el caso de la captación en la ciénaga de Jobo no se tuvo en cuenta las obras para poder hacer la captación así como las obras que necesita la ciénaga como estabilización de taludes, aumento de profundidad y demás, que se deben estudiar para el eventual desarrollo de este proyecto.

Tabla 56. Costos totales

Lugar de captación	Precio tratamiento (\$)	Precio tubería (\$)	Precio Bomba (\$)	Precio Total (\$)
Tanque Arroyohondo	49,408,600	982,700,247	13,424,763	1'045,540,610
Ciénaga de Jobo	32,296,600	1,731,951,916	27,345,655	1'791,594,171

Fuente: Autores

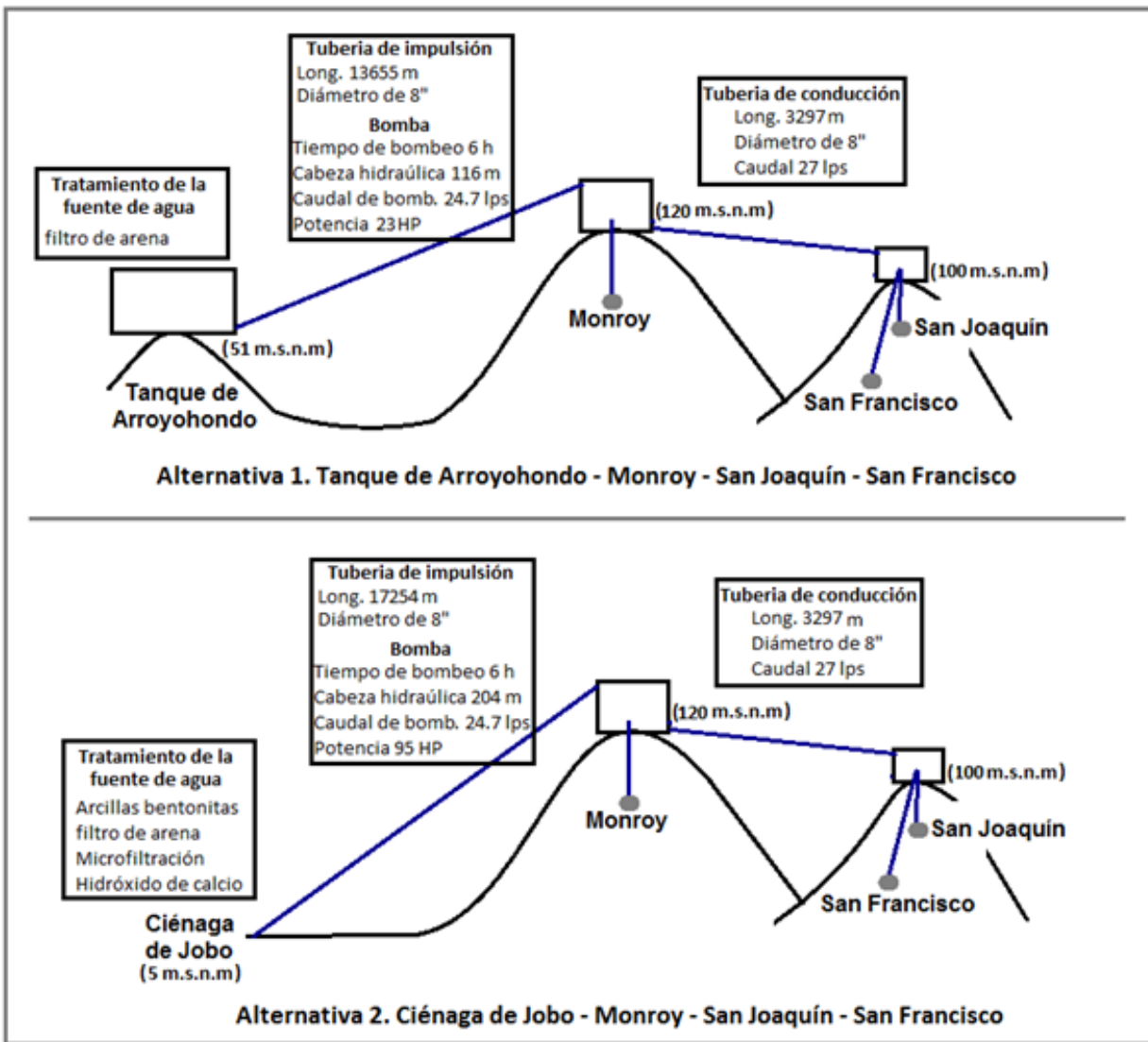


FIGURA 19. Esquema de parámetros para selección de alternativas

Fuente: Autores

Etapa 3 *Evaluación beneficio/costo entre alternativas, planteamiento del sistema completo, recomendaciones y conclusiones*

4.6 Evaluación entre alternativas

La evaluación de las alternativas estará sujeta al método de de ponderación de factores, según los criterios planteados en la metodología. Que se muestran a continuación:

Tabla 57. Metodología de ponderación de factores-Alternativa 1

Selección de Alternativa 1 Arroyohondo- Monroy -San Joaquín - San Francisco								
#	Descripción	Indicadores	Nivel de importancia					Justificación
			Bajo		Medio	Alto		
			Ponderación					
			1	2	3	4	5	
1	Factor Técnico	a) Longitud de tubería	x					Su longitud es menor como alternativa (13655 m)
		b) Capacidad de la bomba	x					La capacidad de la bomba que se requiere es menor entre las alternativas (23 HP)
		c) Tratamiento	x					El agua de la captación ya es potable se encuentra con tratamiento previos
		d) Lugar de captación		x				Fácil acceso
2	Factor Económico	a) Costo por alternativa	x					Alternativa con menor costo. (1,045,540,000)
3	Factor Ambiental	a) Impacto a flora y fauna	x					El lugar de abastecimiento se encuentra en un tanque.
4	Factor social	a) Impacto a la comunidad		x				No presenta impacto hacia las comunidades

Fuente: Autores

Tabla 58. Metodología de ponderación de factores-Alternativa 2

Selección de Alternativa 2 Ciénaga de Jobo - Monroy -San Joaquín - San Francisco								
#	Descripción	Indicadores	Nivel de importancia					Justificación
			Bajo	Medio	Alto			
			Ponderación					
			1	2	3	4	5	
1	Factor Técnico	a) Longitud de tubería			x		Su longitud es mayor como alternativa (17254 m), una diferencia de 3.7 km	
		b) Capacidad de la bomba				x	La capacidad de la bomba que se requiere muy alta (95 HP)	
		c) Tratamiento				x	Debido a la calidad del agua se requiere tratamiento completo	
		d) Lugar de captación			x		Fácil acceso, vías terciarias en mal estado, estabilización de taludes, obras de ingeniera.	
2	Factor Económico	a) Costo por alternativa			x		El costo de esta alternativa fue de 1,791,600,000	
3	Factor Ambiental	a) Impacto a flora y fauna				x	En este lugar se encuentran muchos ecosistemas.	
4	Factor Social	a) Impacto a la comunidad				x	Las comunidades de alrededor tienen como actividades económicas la pesca, la ganadería y la agricultura. Generalmente se abastecen de la laguna. La erosión que se puede presentar puede alterar los ecosistemas.	

Fuente: Autores

Como se puede evidenciar se encontró que la alternativa más favorable con este análisis conceptual, fue la alternativa del suministro de agua desde el tanque que abastece al municipio de Arroyohondo hasta el tanque de almacenamiento que se ubicaría en Monroy, este suministraría el agua a esta población y por medio de gravedad se conduciría agua hasta el tanque que se ubicaría en San Joaquín y de allí se suministraría el agua a San Joaquín y a San Francisco. Los costos de sus materiales como tuberías y bombas son menores, además el agua que se dispone de este tanque ya posee un tratamiento y por ende los costos adicionales de tratamiento son menores que los calculados sino debido a que el volumen que se debe tratar es mayor y esto eleva los costos. Los costos que se hallaron fueron mínimos y simplemente reflejan la diferencia entre los costos de la tubería, bomba y tratamiento por alternativa, nunca se puede

decir que son los costos totales para realizar las alternativas, ya que hay muchos factores de diseño que se despreciaron para este análisis.

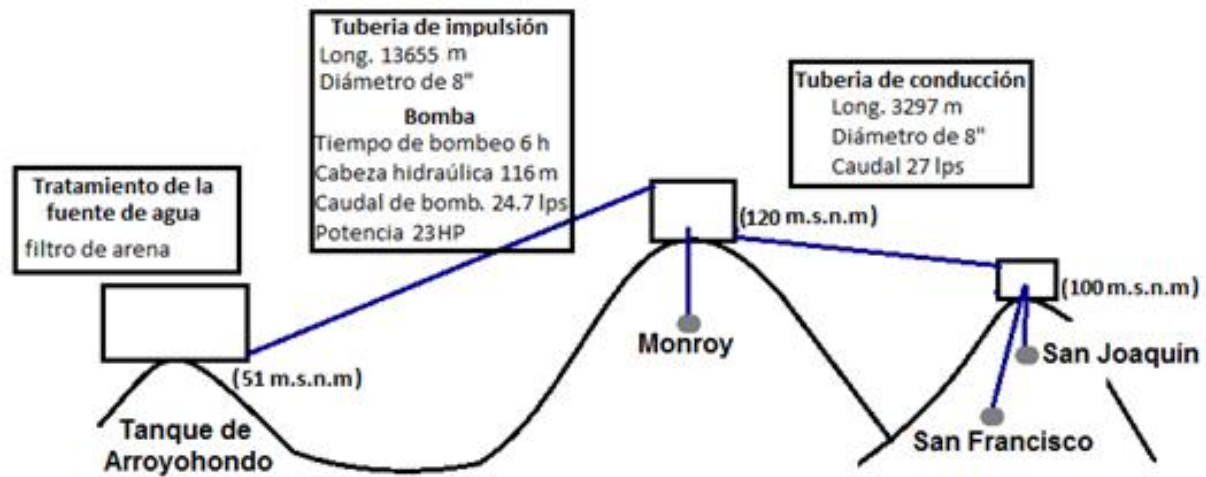


FIGURA 20. Esquema de parámetros alternativa final

Fuente: Autores

4.7 Recomendaciones

Aunque según la información secundaria el acuífero no era suficiente para abastecer el sistema, es conveniente realizar ensayos de bombeo y demás pruebas que se requieran para ver la situación real del acuífero.

Para la Ciénaga de Jobo se debería hacer un estudio sobre el comportamiento de sus aguas, los posibles caudales extraídos, además de estudiar toda la región para evaluar la esorrentía en la zona.

Debido a que no se tuvo en cuenta para el costo por alternativas de las excavaciones, accesorios, ni el precio de los tanques, ni el de los terrenos donde se pretende construirlos. En el caso de la captación en la ciénaga de Jobo no se tuvo en cuenta las obras para poder hacer la captación así como las obras que necesita la ciénaga como estabilización de taludes, aumento de profundidad y demás. Se requiere hacer un estudio sobre todos los costos que se relacionan con el proyecto para tener un valor real de las alternativas.

5. CONCLUSIONES

Debido a la poca información censal de los municipios y corregimientos las cifras de la base de datos del SISBEN es una buena fuente para encontrar la información reciente de población, esta información es vital para el diseño.

Por las características del sistema, por la proyección poblacional se determinó que el nivel de complejidad es bajo, y para este nivel el RAS establece diseños a 15 años. La información de proyección poblacional se realizó por el método geométrico y el aritmético, dando el primero los valores mayores de población 736 habitantes para Monroy, 675 habitantes para San Francisco y 1218 habitantes para San Joaquín.

Con el nivel de complejidad bajo y con dotaciones mínimas y pérdidas de 25 % y demás requerimientos del RAS, el QMH es de 2.72, 2.49 y 4.50 lps para Monroy, San Francisco y San Joaquín respectivamente.

Las posibles alternativas que se determinaron para abastecer el sistema fueron: un pozo en el corregimiento de San Joaquín que se abastece de agua subterránea y se encuentra en la zona, el tanque del acueducto de Arroyohondo se abastece del Canal del Dique y se está ubicado a 13 Km de la zona de estudio y la Ciénaga de Jobo que se encuentra a 17 Km aproximadamente, sus aguas las componen aguas de esorrentía y aguas de Canal del Dique.

El tanque que suministra al municipio Arroyohondo tendría que cubrir un volumen total por día de 1402.23 m³ su vida útil aproximadamente es de 40 años donde la demanda sería de 1976.344 m³/día, que representan al consumo de la cabecera municipal y además el de San Joaquín, San Francisco y Monroy, mientras que la Ciénaga de Jobo y el pozo de San Joaquín solamente 403.11 m³ diarios debido a que solo necesitan abastecer la demanda de los corregimientos del estudio.

El pozo del que se abastece el municipio de San Joaquín se le puede extraer un caudal máximo de 1.19 l/s muy inferior al que actualmente se le extrae que es de 1.5 – 2.1 l/s, lo que representa

que el acuífero se está secando. Para la construcción de otro pozo se buscó la capacidad máxima del acuífero, y con su altura máxima arrojó que el caudal máximo de extracción es de 3.8 l/s muy inferior al caudal máximo diario que se necesita para el sistema que es de 6.07 l/s. La construcción de un pozo nuevo para este sistema, no es posible debido a que la capacidad del acuífero no es suficiente.

Como alternativas para abastecer el sistema se encontró el tanque del acueducto de Arroyohondo que tiene capacidad de 2025 m³ por día, y la Ciénaga de Jobo la cual tiene una capacidad de 16657.53 m³ por día para su nivel mínimo según registros de Cardique.

De la Ciénaga de Jobo, no se han realizado estudios directos a esta, pero de acuerdo a estudios realizados al Canal del Dique y a zonas aledañas a esta, se encontró que cuenta con niveles altos de turbidez debido a que esta se abastece de aguas de escorrentía y al caudal suministrado por el Canal del Dique, y estos arrastran muchos sedimentos ya que la principal actividad de la zona es la agricultura y la ganadería.

Por cercanía y por su topografía las comunidades de San Joaquín y San Francisco pueden suministrarse de un solo tanque de almacenamiento, se pueden diseñar uno solo para ambas comunidades. Pues San Francisco tiene cotas de 64-60 m.s.n.m y son más bajas en referencia a las de San Joaquín que están entre 70-77 m.s.n.m, este último tiene una zona alta muy próxima con cotas que oscilan 80-150 m.s.n.m, donde se pueden ubicar el tanque. Los volúmenes de almacenamiento de los tanques son de 403.11 m³ para el que se plantea ubicar en Monroy y 290.26 m³ para el de San Joaquín.

Tomando un tiempo de bombeo de 6 horas, el diámetro de diseño (comercial) 8", material PVC. El caudal de bombeo sería de 24.7 lps. Para poder suministrarle agua al sistema con el tanque de Arroyohondo se necesitaría una bomba de 23 PH para romper una cabeza hidráulica de 116 m y 13655 m de tubería con diámetro de 8", y para abastecer el sistema con agua de la Ciénaga de Jobo la capacidad de la bomba es de 95 PH para romper una cabeza hidráulica de 204 m y 17254 m de tubería con diámetro de 8".

Para que el agua llegue por medio de gravedad del tanque de Monroy al tanque de San Joaquín, tomando un tiempo de llenado de 3 horas y un volumen diario de transporte de agua de 290.26 m³, y sabiendo que el caudal de la tubería es de 0.027 m³/s y cumpliendo con las pérdidas se obtiene que el diámetro es de 8” y una longitud de tubería de 3297 m.

Con los estudios realizado por Cormagdalená con la ayuda de la Universidad Nacional de Colombia, para que la ciénaga de Jobo se encontró que el caudal ecológico era de 10 m³/s, este caudal ecológico está asociado a la calidad, cantidad, duración y estacionalidad es lo máximo que se le puede extraer a la ciénaga para no alterar los ecosistemas acuáticos y los humedales. Para el acueducto de Monroy – San Joaquín – San Francisco, se tendría una extracción de agua de la ciénaga con un caudal 0.00247 m³/s lo que representa el 0.025% del caudal ecológico, que se le podría extraer a la Ciénaga de Jobo.

Los costos totales por alternativa en esta investigación están comprendidos, por el costo de su tratamiento, el costo de la tubería y el de la bomba. No se tuvo en cuenta las excavaciones, accesorios, ni el precio de los tanques, ni el de los terrenos donde se pretende construirlos. En el caso de la captación en la ciénaga de Jobo no se tuvo en cuenta las obras para la captación, ni las que necesita la ciénaga como estabilización de taludes, aumento de profundidad y demás, que se deben estudiar para el eventual desarrollo de una captación en este sitio.

La alternativa más favorable con este análisis conceptual y como se mostró en el método de ponderación de factores, fue la del suministro de agua desde el tanque que abastece al municipio de Arroyohondo hasta el tanque de almacenamiento que se ubicaría en Monroy, y de este se suministraría el agua a esta población y por medio de gravedad se conduciría agua hasta el tanque que se ubicaría en San Joaquín y de allí se suministraría el líquido a San Joaquín y a San Francisco. Con este análisis la alternativa tendría un valor de 1’045,540,000 y la alternativa de captación en Ciénaga de Jobo tendría un costo de 1’791,600,000. Los costos de sus materiales como tuberías serían de 982’700.000 menor que captando agua de la Ciénaga de Jobo donde el valor de la tubería sería de 1.731’960.000, la misma situación se presenta con las bombas donde, la del tanque de Arroyohondo tendría un costo de 13,430,000 y la de la Ciénaga de 27,350,000, además el agua que se dispone en el tanque ya posee un tratamiento y por ende los costos

adicionales de tratamiento son menores que los calculados de 49'410.000 de pesos. Pero debido a que el volumen es mayor se infla el precio, el costo del tratamiento del agua de la ciénaga tiene un costo de 32'30.000 de pesos. Los costos que se hallaron fueron mínimos y simplemente reflejan la diferencia entre los costos de la tubería, bomba y tratamiento por alternativa, nunca se puede decir que son los costos totales para realizar las alternativas, ya que hay muchos factores de diseño que se despreciaron para este análisis. Cabe destacar que este proyecto es un preámbulo para futuras investigaciones donde ya se basen en información primaria, para así poder llegar a un resultado más veraz.

6. ANEXOS

Tablas de la modelación de la red de distribución (EPANET)

- San Joaquín

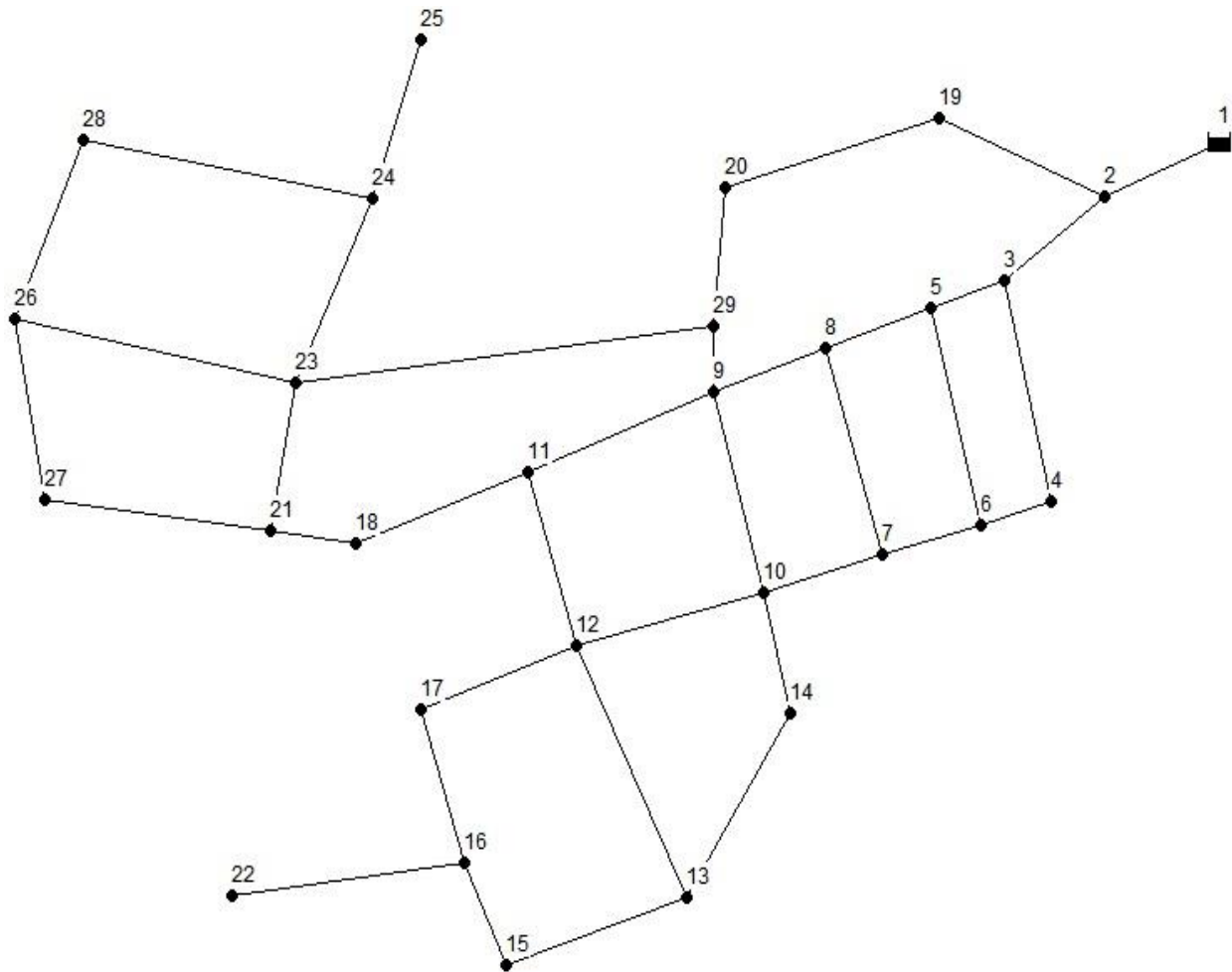


FIGURA 18. Red de distribución San Joaquín

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	73	0.10	87.72	14.72
Conexión 3	73	0.11	87.50	14.50
Conexión 4	75	0.13	86.92	11.92
Conexión 5	73	0.10	87.38	14.38
Conexión 6	75	0.11	86.76	11.76
Conexión 7	74	0.12	86.65	12.65
Conexión 8	73	0.10	87.24	14.24
Conexión 9	73	0.13	87.12	14.12
Conexión 10	73	0.13	86.35	13.35
Conexión 11	72	0.15	86.39	14.39
Conexión 12	71	0.19	85.86	14.86
Conexión 13	75	0.22	85.58	10.58
Conexión 14	74	0.11	86.02	12.02
Conexión 15	74	0.12	85.21	11.21
Conexión 16	73	3.67	85.02	12.02
Conexión 17	71	0.16	85.67	14.67
Conexión 18	72	0.13	86.17	14.17
Conexión 19	73	0.17	87.44	14.44
Conexión 20	71	0.24	87.16	16.16
Conexión 21	72	0.16	86.08	14.08
Conexión 22	72	1.69	84.73	12.73
Conexión 23	72	0.28	85.91	13.91
Conexión 24	69	0.21	85.79	16.79
Conexión 25	66	1.63	85.61	19.61
Conexión 26	71	0.21	85.69	14.69
Conexión 27	73	0.19	85.83	12.83
Conexión 28	68	3.22	85.23	17.23
Conexión 29	72	0.68	87.04	15.04
Embalse 1	88	No Disponible	88.00	0.00

FIGURA 19. Valores por nodos San Joaquín

Fuente: Modelación Epanet Autores

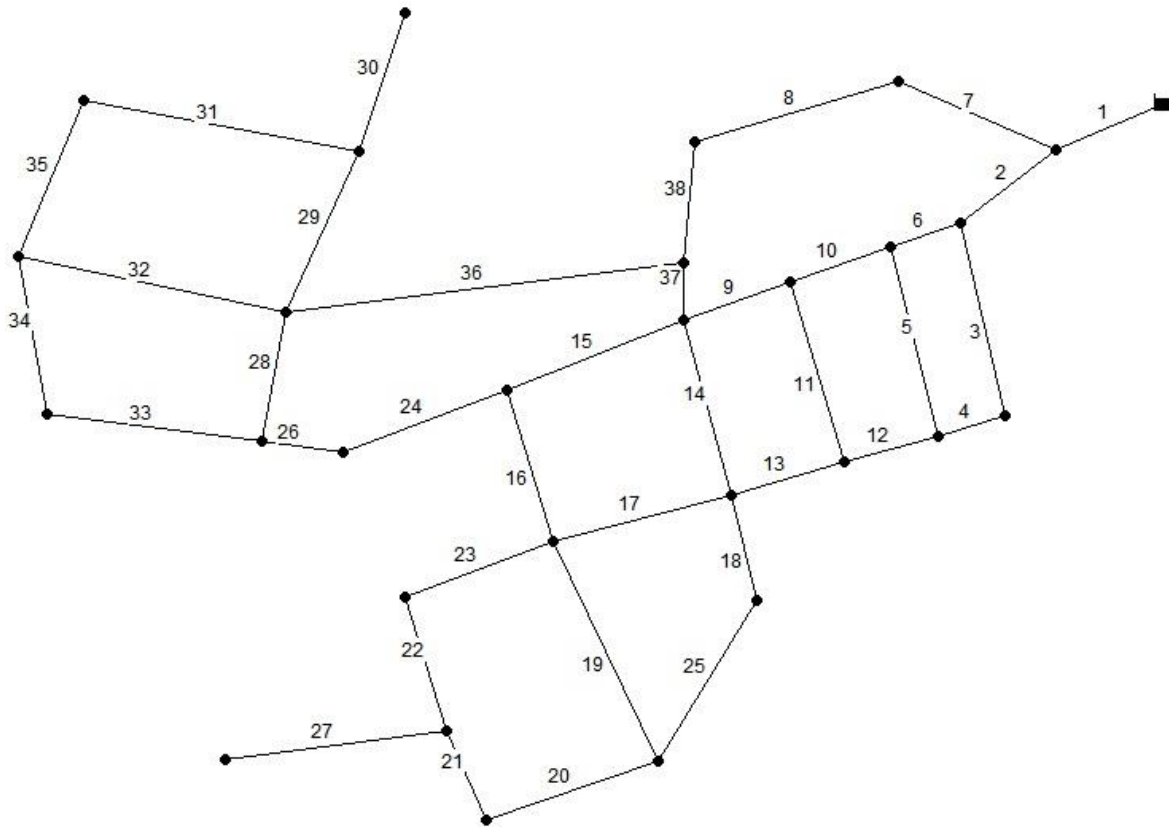


FIGURA 20. Red de distribución por tramos de tuberías.

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 1	70.41	150	150	14.46	0.82	4.02
Tubería 2	71.43	150	150	12.49	0.71	3.06
Tubería 3	118.28	50	150	0.90	0.46	4.93
Tubería 4	41.87	50	150	0.77	0.39	3.69
Tubería 5	116.88	50	150	-0.94	0.48	5.32
Tubería 6	44.27	150	150	-11.48	0.65	2.62
Tubería 7	102.80	75	150	1.87	0.42	2.67
Tubería 8	126.25	75	150	1.70	0.39	2.23
Tubería 9	66.88	150	150	-9.41	0.53	1.81
Tubería 10	63.55	150	150	-10.44	0.59	2.20
Tubería 11	112.38	50	150	0.94	0.48	5.31
Tubería 12	58.22	75	150	-1.59	0.36	1.98
Tubería 13	69.60	75	150	2.41	0.55	4.25
Tubería 14	108.59	50	150	-1.09	0.56	7.11
Tubería 15	113.72	100	150	6.43	0.82	6.45
Tubería 16	94.60	75	150	2.79	0.63	5.57
Tubería 17	110.18	75	150	-2.46	0.56	4.43
Tubería 18	64.46	50	150	0.91	0.46	5.04
Tubería 19	144.83	75	150	1.57	0.36	1.93
Tubería 20	108.73	75	150	2.15	0.49	3.45
Tubería 21	58.41	75	150	2.03	0.46	3.11
Tubería 22	82.84	75	150	-3.33	0.75	7.73
Tubería 23	94.64	100	150	-3.49	0.44	2.08
Tubería 24	104.89	100	150	-3.49	0.44	2.08
Tubería 25	111.56	50	150	0.80	0.41	3.97
Tubería 26	48.08	100	150	3.36	0.43	1.94
Tubería 27	132.54	75	150	1.69	0.38	2.21
Tubería 28	78.29	75	150	1.64	0.37	2.08
Tubería 29	104.83	100	150	2.57	0.33	1.18
Tubería 30	87.34	75	150	1.63	0.37	2.06
Tubería 31	166.62	50	150	0.73	0.37	3.35
Tubería 32	162.50	75	150	1.33	0.30	1.41
Tubería 33	129.59	75	150	1.56	0.35	1.91
Tubería 34	95.83	75	150	1.37	0.31	1.50
Tubería 35	100.29	75	150	2.49	0.56	4.52
Tubería 36	239.92	75	150	2.54	0.58	4.69
Tubería 37	34.29	75	150	-1.76	0.40	2.37
Tubería 38	71.74	75	150	-1.46	0.33	1.69

FIGURA 21. Valores por tramos de tubería San Joaquín

Fuente: Modelación Epanet Autores

San Francisco (Solabanda)

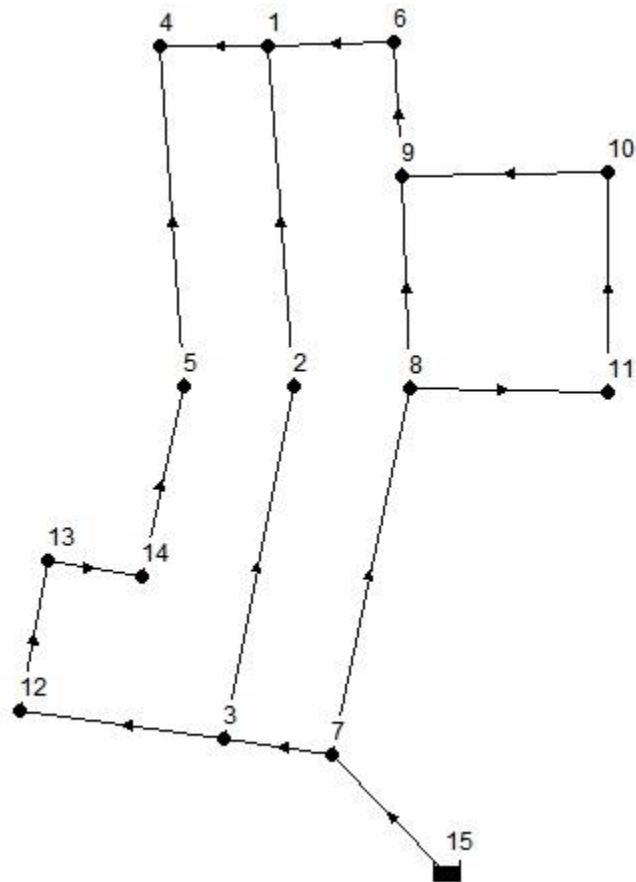


FIGURA 22. Red de distribución San Francisco

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión 1	64	0.190	86.31	22.31
Conexión 2	66	0.190	86.71	20.71
Conexión 3	65	0.170	87.21	22.21
Conexión 4	64	5.490	85.86	21.86
Conexión 5	67	0.140	86.23	19.23
Conexión 6	63	0.160	86.48	23.48
Conexión 7	65	0.250	87.39	22.39
Conexión 8	65	0.170	87.17	22.17
Conexión 9	65	0.110	86.69	21.69
Conexión 10	63	0.130	86.82	23.82
Conexión 11	63	0.180	86.99	23.99
Conexión 12	65	0.110	86.87	21.87
Conexión 13	65	0.100	86.61	21.61
Conexión 14	65	0.100	86.47	21.47
Embalse 15	88	No Disponible	88.00	0.00

FIGURA 23. Valores por nodos red de distribución San Francisco

Fuente: Modelación Epanet Autores

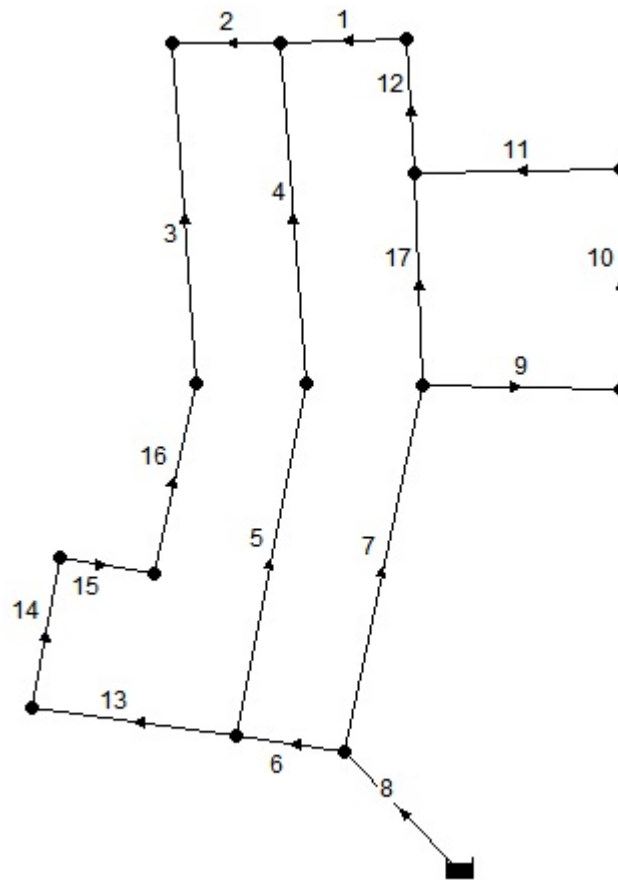


FIGURA 24. Red de distribución por tramos de tubería

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 1	55.55	75	150	2.00	0.45	3.03
Tubería 2	48.74	75	150	3.68	0.83	9.30
Tubería 3	148.13	75	150	-1.81	0.41	2.52
Tubería 4	151.90	75	150	1.86	0.42	2.64
Tubería 5	159.02	75	150	-2.05	0.46	3.16
Tubería 6	54.16	100	150	-4.49	0.57	3.31
Tubería 7	164.31	100	150	2.75	0.35	1.34
Tubería 8	510	150	150	7.49	0.42	1.19
Tubería 9	87.26	75	150	1.66	0.38	2.14
Tubería 10	96.95	75	150	1.48	0.34	1.73
Tubería 11	90.64	75	150	1.35	0.31	1.46
Tubería 12	58.95	75	150	2.16	0.49	3.49
Tubería 13	90.55	75	150	2.26	0.51	3.79
Tubería 14	76.33	75	150	2.15	0.49	3.46
Tubería 15	44.53	75	150	2.05	0.46	3.17
Tubería 16	81.56	75	150	1.95	0.44	2.89
Tubería 17	94.58	50	150	0.92	0.47	5.16

FIGURA 25. Valores por tramos de tubería red de distribución San Francisco

Fuente: Modelación Epanet Autores

Monroy

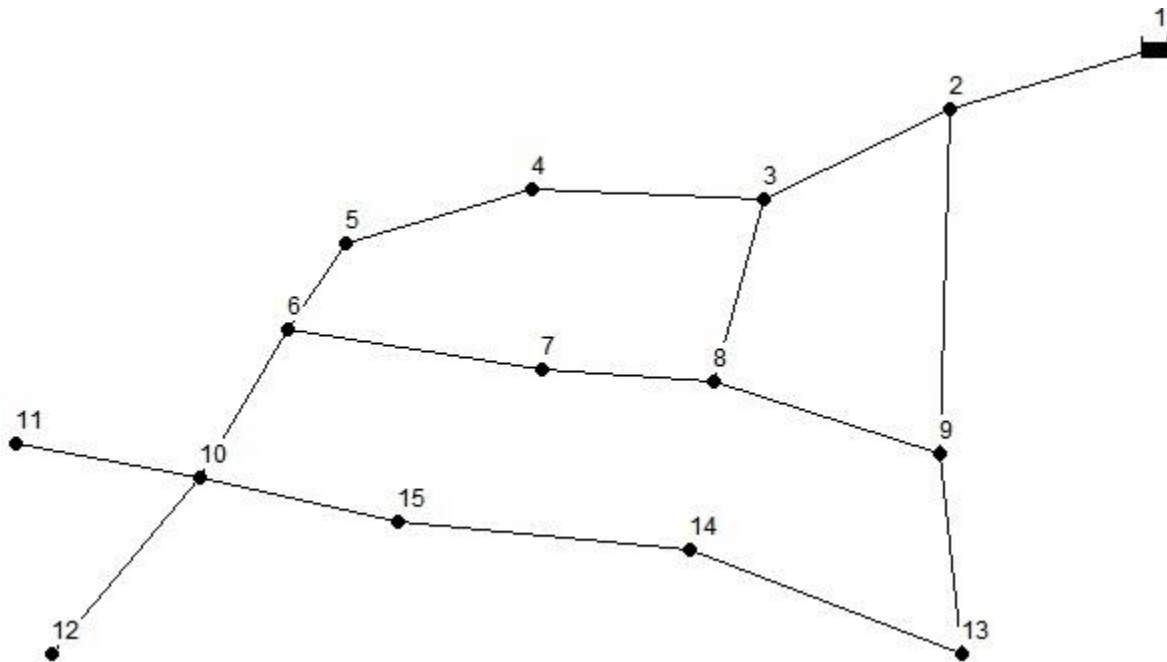


FIGURA 26. Red de distribución Monroy

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	75	0.38	87.89	12.89
Conexión 3	73	0.17	87.67	14.67
Conexión 4	72	0.16	87.16	15.16
Conexión 5	69	0.11	86.79	17.79
Conexión 6	68	0.12	86.61	18.61
Conexión 7	73	0.11	86.88	13.88
Conexión 8	73	0.14	87.09	14.09
Conexión 9	75	0.30	87.63	12.63
Conexión 10	69	0.17	86.40	17.40
Conexión 11	63	1.12	85.84	22.84
Conexión 12	72	4.260	86.12	14.12
Conexión 13	76	0.25	87.05	11.05
Conexión 14	75	0.24	86.76	11.76
Conexión 15	72	0.20	86.53	14.53
Embalse 1	88	No Disponible	88.00	0.00

FIGURA 27. Valores por nodos red de distribución Monroy

Fuente: Modelación Epanet Autores

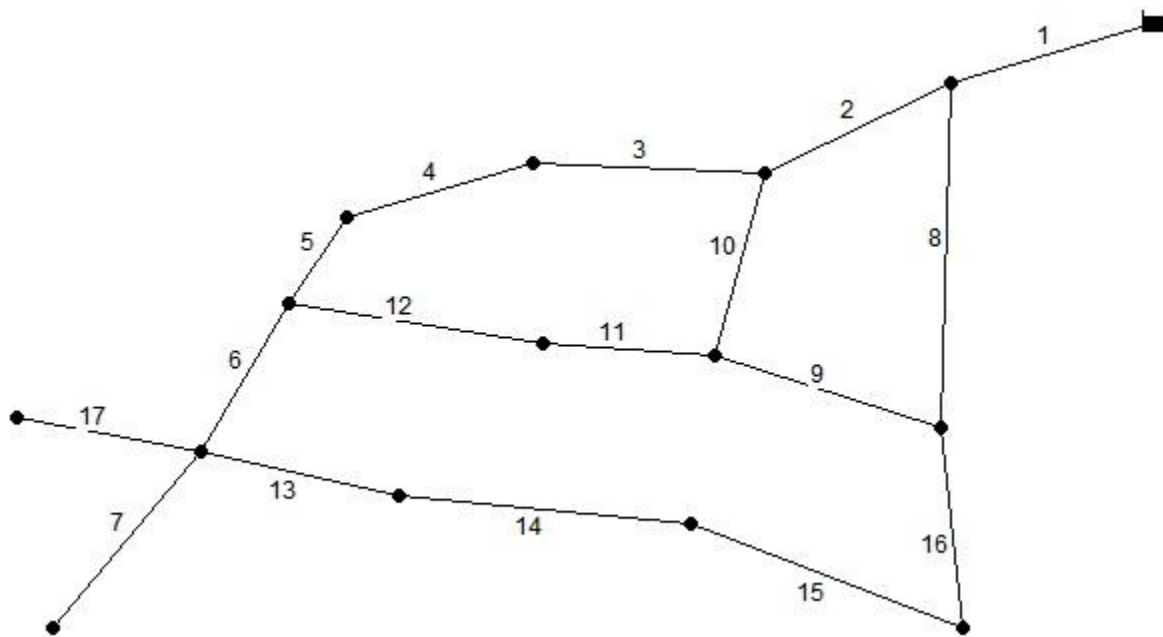


FIGURA 28. Red de distribución por tramos de tubería Monroy

Fuente: Modelación Epanet Autores

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit. m/km
Tubería 1	86.79	150	150	7.73	0.44	1.26
Tubería 2	83.25	100	150	4.01	0.51	2.69
Tubería 3	94.78	75	150	2.71	0.61	5.30
Tubería 4	79.05	75	150	2.55	0.58	4.73
Tubería 5	42.34	75	150	2.44	0.55	4.36
Tubería 6	69.87	100	150	4.18	0.53	2.90
Tubería 7	93.86	100	150	4.26	0.54	3.01
Tubería 8	137.23	100	150	3.34	0.43	1.92
Tubería 9	94.53	50	150	0.97	0.50	5.73
Tubería 10	77.04	50	150	1.13	0.58	7.54
Tubería 11	70.37	75	150	1.96	0.44	2.91
Tubería 12	104.95	75	150	1.85	0.42	2.62
Tubería 13	81.99	75	150	-1.37	0.31	1.50
Tubería 14	119.73	75	150	-1.57	0.36	1.93
Tubería 15	118.10	75	150	-1.81	0.41	2.51
Tubería 16	84.65	75	100	2.06	0.47	6.77
Tubería 17	76.37	50	150	1.12	0.57	7.42

FIGURA 29. Valores por tramos de tubería red de distribución Monroy

Fuente: Modelación Epanet Autores

7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acuña, G., Villalba, J., Curiel, D., & Velosa, C. (enero de 2010). *www.scribd.com*. Recuperado el 04 de 03 de 2014, de <http://es.scribd.com/doc/95926090/DISENO-DE-RED-DE-ACUEDUCTO-Y-TANQUE-DE-ALMACENAMIENTO-PROY>
- Ambiental, I. (25 de Junio de 2003). *ingenieroambiental*. Recuperado el 27 de febrero de 2014, de <http://www.ingenieroambiental.com/>
- Andarcia, A., & Rodriguez, Y. (2010). *propuesta para la construccion de una red cloacal y acueducto en la urbanizacion los araguaney*s. monagas-venezuela: Instituto Universitario de Tecnologia Caripito.
- ARROYOHONDO, A. (07 de JUNIO de 2012). DECRETO DE ADOPCIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO. ARROYOHONDO, BOLIVAR, COLOMBIA.
- ASOCIACIÓN AGUAS DE SAN JOAQUIN. (2010). *DIAGNOSTICO ACUEDUCTO SAN JOAQUIN*.
- Bula, M., Luz, E., Mendoza, M., & Ucrós, A. (diciembre de 2011). *scribd*. Recuperado el 04 de marzo de 2014, de <http://es.scribd.com/doc/209218078/proyecto-acueducto-docx>
- Castro, C., & Laguna, E. (2013). *Plan de Gestion San Joaquín Definitivo*. Universidad de Cartagena.
- Collazo, M., & Xavier, J. M. (2012). *cebra.com*. Recuperado el 10 de 04 de 2014, de <http://www.cebra.com.uy/presponsable/adjuntos/2012/11/Manual-de-agua-subterranea-bajo.pdf>
- CORCEL, L. (2012). *Estudio Hidrogeologico en el Corregimiento de San Joaquín Municipio de Mahates*.
- Corporación de Desarrollo Solidario. (2008). *DIAGNÓSTICO Y PLAN DE OBRAS ACUEDUCTO DE SAN JOAQUIN, MAHATES*.
- Dayana Grisales. (6 de 2010). Sistemas no convencionales de tratamiento de aguas superficiales para comunidades de desplazados en estado de emergencia villa clarin. bogota.
- Duque-Escobar, G. (2003). *bdigital.unal.edu.co*. Recuperado el 27 de febrero de 2014
- Echeverri, J., & Pico, A. (2012). *diseño de un sistema de acueducto en el municipio de san bernardo del viento*. Monteria: universidad del sinu.
- El Universal, E. (19 de Marzo de 2013). Por deuda, acueducto del municipio de Arroyohondo se queda sin energía eléctrica. *El Universal*.
- FCM. (20 de 06 de 2013). *www.fcm.org.co*. Recuperado el 05 de 04 de 2014, de http://www.fcm.org.co/appfichamun/pdfs/ficha_13062000.pdf
- Franco, F. (27 de 08 de 2009). *acueducto y alcantarillado*. Recuperado el 27 de febrero de 2014, de <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080004/html/profesor.html>
- Global Health And Education Foundation. (s.f.). *Drinking Water*. Recuperado el 13 de 11 de 2014, de <http://www.drinking-water.org/html/es/Treatment/Coagulation-Flocculation.html>
- Gonzalez, A. (6 de junio de 2013). *slideshare.net*. Recuperado el 25 de febrero de 2014, de <http://image.slidesharecdn.com/sistemasconvencionalesdeabastecimientodeagua-130605221711-phpapp02/95/slide-11-638.jpg?cb=1370488709>
- Google maps. (s.f.).
- GUACAMAYAS, A. D. (10 de JULIO de 2012). *guacamayas-boyaca*. Recuperado el 26 de FEBRERO de 2014, de <http://www.guacamayas-boyaca.gov.co/apc-aa>

- files/33313931333931373838316539396461/plan_desarrollo_II_parte.pdf
- Guido Soto & Manuel Soto. (2013). UNESCO. Recuperado el 16 de 11 de 2014, de <http://www.unesco.org/phi/biblioteca/archive/files/e733e28fc539e3c010d06c64bf298dce.pdf>
- INGEOMINAS. (2000). *Sistemas Acuíferos en las Provincias Hidrogeológicas Costeras Vertiente Atlántico y Andina Vertiente Atlántico*.
- J.L, b. (1997). *Contaminación e Ingeniería Ambiental 5 vol.* oviedo.
- Leal, M. (2006). tecnologías convencionales de tratamiento de agua y sus limitaciones. En *Solar Safe Water*. Mexico.
- Jerma Arias, D. (2010). *FILTROS CERAMICOS, UNA ALTERNATIVA DE AGUA SEGURA*. PEREIRA.
- Lio, C. D., TosI, L., Zambon, G., Vianello, A., Lorenzetti, G., Manfe, G., & Teatini, P. (2013). *long-term groundwater dynamics in the coastal confined aquifers of venice(italy)*. Veneci-Italy: Institute of Marine Sciences.
- Lopez Cualla, R. A. (2003). *Elementos De Diseño Para Acueductos Y Alcantarillados 2 edicion*. Escuela Colombiana De Ingeniería.
- Millan, J. F. (2009). *diseño de los sistemas de acueducto y cloacas para el nucleo de desarrollo endogeno los pilones, ubicado en el municipio de anaco estado anzoategui*. Anzoategui-venezuela: Universidad De Oriente.
- Ministerio de Ambiente. (2011).
- Ministerio de desarrollo economico. (2000). *REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO*. SANTAFE DE BOGOTA.
- Ministerio Vivienda Ciudad y Territorio. (2000). *RAS 2000 titulo B*.
- Molson, J., & Frind, E. (2011). *on the use of mean groundwater age, life expectancy and capture probability for defining aquifer vulnerability and time-of-travel zones for source water protection*. Waterloo-Canada: Universidad de Laval.
- Municipio de Arroyohondo, A. (07 de JUNIO de 2012). *DECRETO DE ADOPCIÓN DEL PLAN DE DESARROLLO. ARROYOHONDO, BOLIVAR, COLOMBIA*.
- Municipios, F. C. (2012). *Ranking Municipal de Bolívar*. el carmen de bolivar.
- Ortiz, A., & Quintero, D. (2011). *diseño de un sistema de acueducto para mejorar la presión en los barrios altos del municipio del espinal*. Tolima: Universiada Piloto de Colombia.
- Pedraza, R. (s.f.). *Estudio de Impacto Ambiental de las actividades de mantenimiento del Canal del Dique*. Cormagdalena.
- Pinilla, G., & Duarte, J. (9 de 2006). *biblioteca digital UNAL*. Obtenido de http://www.bdigital.unal.edu.co/3489/1/Limnologia_.pdf
- (2008-2011). *PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL ARROYOHONDO*. ARROYOHONDO.
- Preciado, C., Cobo, J., & Contreras, O. (2010). *DIAGNOSTICO TECNICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO "Municipio de Chinácota"*.
- Preciado, C., Romero, J., & Contreras, O. (2010). *diagnostico del sistema de acueducto "municipio de chinacota"*. cucuta: universidad francisco de paula santander.
- PROASERCON. (21 de OCTUBRE de 2008). *ESQUEMA DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL ARROYOHONDO - BOLÍVAR*. ARROYOHONDO, BOLIVAR, COLOMBIA.
- Rojano, H., & Gonzalez, A. (2004). *estudio de prefactibilidad y diseño de un sistema de acueducto regional para las comunidades campesinas de since sucre*. sincelejo.

- Scribd. (17 de 09 de 2008). *Scribd*. Recuperado el 10 de 04 de 2014, de <http://es.scribd.com/doc/7095790/El-mEtodo-de-Hardy-Cross>
- Uapas. (31 de junio de 2010). *slideshare.net*. Recuperado el 26 de febrero de 2014, de <http://image.slidesharecdn.com/aguuiitas-100131133332-phpapp01/95/slide-5-728.jpg?cb=1264966446>
- UNICEF. (2005). *El agua potable y el saneamiento basico en los planes de desarrollo*.
- UNICEF. (2012). *UNICEF*. Recuperado el 23 de FEBRERO de 2014, de <http://www.unicef.com.co/situacion-de-la-infancia/el-agua-potable/>
- URUGUAY, U. D., ARGENTINA, U. N., & UNESCO. (2009). *FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE LA REPUBLICA URUGUAY*.
- WEFTA. (2009). *INFORME DIAGNOSTICO PRELIMINAR ACUEDUCTO SAN JOAQUIN COLOMBIA*.
- Wojda, P., & Brouyere, S. (2013). *an object-oriented hydrogeological data model for groundwater projects*. belgica: Universidad Liege.