

ESTUDIO Y DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO
DE OIBA

CRISTIAN MAURICIO MANRIQUE RÍOS
CAMILO ADOLFO BARRERA SÁNCHEZ



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

ESTUDIO Y DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO
DE OIBA

CRISTIAN MAURICIO MANRIQUE RÍOS 2093000
CAMILO ADOLFO BARRERA SÁNCHEZ 2093003

TRABAJO DE GRADO EN LA MODALIDAD INVESTIGACIÓN PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Director
MARIO GARCÍA SOLANO
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2014

DEDICATORIA

A lo largo del camino que lleva al éxito personal, es importante resaltar a aquellas personas presentes en el proceso que permite alcanzar las metas propuestas en la vida.

Por eso, este trabajo está dedicado a Dios, por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor. A mi madre Luz Sánchez que con su carácter y templanza forjó en mí una persona fuerte y con la disposición constante de superación. A mi novia Jeiny Aranda que con su amor y comprensión supo mantenerme fuerte y con la cabeza en alto a pesar de las dificultades. A mis familiares por su acompañamiento constante. Y a todas aquellas personas que con su apoyo y aliento fueron partícipes e hicieron posible la realización de este proyecto.

CAMILO BARRERA

DEDICATORIA

En primer lugar le dedico este logro a Dios, le doy gracias por brindarme salud y sabiduría dándome la oportunidad de llegar a este punto creciendo cada día como persona, a mi padre Mauricio Manrique y madre Claudia Ríos que fueron indispensables en este proceso ya que en cada paso dado en este camino estuvieron para guiarme, a mis hermanos por ser un motivo más para salir adelante y demostrarles que alguien que les lleva unos años es el ejemplo esperado, a mi novia Silvia Natalia por motivarme cada día a crecer profesionalmente y ser mi compañía indispensable en esta travesía, a mis compañeros de estudio y mi director ya que fueron parte clave de este proceso para formar un gran equipo.

CRISTIAN MANRIQUE

AGRADECIMIENTOS

Nuestros más sincero agradecimiento al director de este proyecto, Ingeniero Mario García Solano, por su disposición y acompañamiento a lo largo del desarrollo de este trabajo de grado.

A la Universidad Industrial de Santander y a la empresa Oibana de Servicios S.A.E.S.P, por suministrar toda la información pertinente a satisfacción de nuestras necesidades académicas para la eficaz realización de esta investigación. A mis maestros que con sus enseñanzas formaron los profesionales íntegros que nos enorgullecemos de ser ahora.

A todas las personas que influyeron positivamente directa o indirectamente en el desarrollo y culminación de esta monografía.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	18
1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCION GENERAL DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE OIBA	20
1.1 LOCALIZACIÓN.....	20
1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ACUEDUCTO	20
1.3 PROCESO DE TRATAMIENTO	22
1.4 REDES DE DISTRIBUCIÓN	25
2. METODOLOGIA UTILIZADA EN EL DESARROLLO DEL ESTUDIO Y DIAGNÓSTICO.....	27
3. RESULTADOS SONDEO GENERAL ACERCA DEL LA PRESTACION DE SERVICIO DE ACUEDUCTO EN EL MUNICIPIO DE OIBA.....	29
4. PARAMETROS DE DIAGNOSTICO.....	33
4.1 DATOS Y PROYECCIONES POBLACIONALES	33
4.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA.....	35
4.3 VOLÚMENES DE CONSUMO	35
4.4 DOTACIÓN NETA	36
4.5 DOTACIÓN BRUTA.....	36
4.6 DEMANDA HÍDRICA POR SUSCRIPTORES	37
4.6.1 Caudal medio diario	37
4.6.2 Caudal Máximo diario	37
4.6.3 Caudal máximo horario	38

5. ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	39
5.1 SIMULACIÓN EPANET PARA UN VOLUMEN DE CONSUMO DE 22249 m3/mes.....	40
5.1.1 Análisis de presiones en la red hidráulica.....	41
5.1.2 Análisis de las velocidades en la red hidráulica.....	42
5.2 SIMULACIÓN EPANET PARA VOLUMEN DE CONSUMO ÓPTIMO DE 43718 m3/mes.....	43
5.2.1 Sector centro.....	44
5.2.2 Sector sur oriental.....	44
5.2.2.1 Procedimiento para elegir la válvula reductora de presión.....	45
5.2.2.2 Valor de presión de salida mínimo en la válvula.....	47
5.2.3 Sector norte.....	49
5.2.3.1 Diseño de bomba de impulsión.....	50
5.2.3.1.1 Caudal de bombeo.....	50
5.2.3.1.2 Diámetro de impulsión.....	50
5.2.3.2 Diámetro de la succión.....	51
5.2.3.3 Altura dinámica total.....	52
5.2.3.4 Calculo de la potencia requerida en la bomba de impulsión.....	55
5.2.3.5 Altura piezométrica de succión.....	56
5.2.3.6 Golpe de ariete.....	57
5.2.3.7 Diseño de tanque de almacenamiento.....	57
5.2.3.8 Diseño de tuberías de conducción desde el tanque a la red de distribución.	59
5.3 ANÁLISIS DE LA ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA HASTA LA PLANTA DE TRATAMIENTO.....	60
5.4 ANÁLISIS DE CARGA SUPERFICIAL.....	62
5.4 ANÁLISIS DE CARGA SUPERFICIAL.....	62
6. CONCLUSIONES	64

7. REFERENCIAS66

BIBLIOGRAFÍA.....68

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Esquema general de conducción, tratamiento y distribución de agua potable de la población.....	21
Figura 2. Bocatoma la Olavica.....	21
Figura 3. Bocatoma la Mochilera	22
Figura 4. Canaleta Parshall	23
Figura 5. Filtros.....	24
Figura 6. Tanque de Almacenamiento.....	25

LISTA DETABLAS

Tabla 1. Diámetros, longitudes, materiales y coeficientes de rugosidad de la malla hidráulica del municipio de Oiba.	25
Tabla 2. Respuesta de la comunidad a las características propias del agua potable.	29
Tabla 3. <i>Regularidad del servicio en cuanto a si se han generado cortes o no del servicio.</i>	30
Tabla 4. Tiempos de racionamiento hídrico	30
Tabla 5. Frecuencia de cortes en el suministro hídrico del municipio de Oiba.	31
Tabla 6. Acerca de la difusión por medios de comunicación acerca de los cortes en el servicio de agua.	32
Tabla 7. Proyección poblacional según el DANE.....	33
Tabla 8. Proyección poblacional en base a métodos de cálculo.....	34
Tabla 9. Asignación del nivel de complejidad del sistema según RAS 2000.	35
Tabla 10. <i>Dotación neta con respecto al nivel de complejidad del sistema.</i>	36
Tabla 11. Presiones mínimas en la red de distribución.....	42
Tabla 12. <i>Velocidades máximas según material de tuberías.</i>	43
Tabla 13. <i>Parámetros iniciales de diseño de válvula.</i>	46
Tabla 14. Capacidades de la válvula.	48
Tabla 15. Características de la válvula reguladora de presión.	48
Tabla 16. Cuadro de diámetros y velocidades.	51
Tabla 17. Perdidas por accesorios en la succión.....	52
Tabla 18. Perdidas en la succión.	53
Tabla 19. Perdidas por accesorios en la impulsión.....	53
Tabla 20. Perdidas en la impulsión.	54
Tabla 21. Datos de entrada de altura dinámica total.....	54
Tabla 22. Incremento dependiendo de la potencia al freno.	55

Tabla 23. Valores de entrada para el cálculo de la altura piezometrica de succión.
.....56

Tabla 24. Diámetros proyectados de conducción.60

Tabla 25. *Cuadro de comparación de velocidades*.....62

Tabla 26. Diámetros de conducción de cada sistema de captación.62

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO Y DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE OIBA.*

AUTORES: CRISTIAN MAURICIO MANRIQUE RÍOS
CAMILO ADOLFO BARRERA SÁNCHEZ**

PALABRAS CLAVES: Sistema de Acueducto, agua potable, redes de distribución, caudal de servicio, EPANET, EOT, diagnóstico general.

DESCRIPCIÓN:

Es indispensable en toda población de cualquier país del mundo contar con un sistema de acueducto que satisfaga las necesidades de agua potable y de calidad para la comunidad, ya que constituye un componente fundamental en el desarrollo social y económico de una región, siendo imprescindible un buen funcionamiento del mismo para garantizar un servicio de agua potable que cubra las necesidades de la comunidad siguiendo lineamientos y parámetros determinados en los planes de ordenamiento territorial de cada población. Sin embargo existen municipios en los cuales se puede ver un deterioro progresivo por el paso del tiempo y la falta de mantenimiento en sus estructuras de tratamiento de agua, lo que en consecuencia ocasiona deficiencias en la potabilización del agua proveniente de las fuentes hídricas y puede generar posibles focos de enfermedades. Para efectos de este estudio, se generaron diagnósticos de todo el sistema de acueducto del municipio de Oiba en el departamento de Santander, el cual lleva alrededor de 74 años en funcionamiento y con el paso del tiempo han sido muy pocos o nulos los controles y mantenimientos que se le han efectuado, en especial a su malla hidráulica en la cual se pueden presentar los mayores inconvenientes en la prestación del servicio aunque se hayan efectuado algunos cambios de tubería en toda la red de suministro de agua. Una vez que se realizó el estudio y con ayuda de software especializado en acueductos, se procedió a dar posibles soluciones, recomendaciones y conclusiones que contribuyan al mejoramiento en la captación, transporte, tratamiento, almacenamiento y posterior distribución del recurso hídrico.

* Trabajo de grado

** Facultad de ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de ingeniería Civil. Director Mario García Solano. Ingeniero

ABSTRACT

TITLE: STUDY AND DIAGNOSIS SYSTEM OF THE MUNICIPALITY OF AQUEDUCT OIBA*

AUTHORS: CRISTIAN MAURICIO MANRIQUE RÍOS
CAMILO ADOLFO BARRERA SÁNCHEZ**

KEYWORDS: Aqueduct system, potable water distribution networks, service flow, EPANET, EOT, general diagnosis.

DESCRIPTION:

It is indispensable in any population of any country in the world to have a water system that meets the needs of drinking quality water for the community as a fundamental component in the social and economic development of a region, being essential to a good operation thereof to ensure drinking water that meets the needs of the community following guidelines and parameters determined in the land use plans of each population. However there are municipalities where you can see a progressive deterioration over time and lack of maintenance in water treatment structures, which consequently causes deficiencies in the potable water from water sources and can generate possible outbreaks of disease. For purposes of this study, diagnosis of the entire water system of the municipality of Oiba in the department of Santander, which takes about 74 years in operation and over time have been few or no controls and maintenance were generated that they have made, especially its hydraulic mesh which can present major problems in providing the service although some changes have been made throughout the pipe network of water supply. Once the study and using specialized software was performed aqueducts, proceeded to give possible solutions, conclusions and recommendations that contribute to improving the recruitment, transportation, treatment, storage and subsequent distribution of water resources.

* Degree Thesis

**Faculty of Engineering Physics- Mechanics. School of Civil Engineering. Directed by Mario Garcia Solano. Engineer

INTRODUCCIÓN

El municipio de Oiba en el departamento de Santander, se identifica básicamente por su actividad agrícola y comercial con las poblaciones aledañas; atravesado por una vía nacional, el municipio se erige como uno de los más importantes del departamento dada su caracterizada económica en el oriente colombiano.

Teniendo en cuenta su desarrollo es esencial para una población tan importante del departamento contar con la infraestructura hídrica que permita el bienestar de sus habitantes garantizando calidad y buen servicio. En algunos casos, los aspectos de calidad y buen servicio que se esperan de un acueducto no son una realidad ya que la infraestructura hídrica se ve afectada en gran medida por el paso del tiempo y la implementación de nuevas técnicas y tecnologías hacen ver algunos acueductos como obsoletos.

Por eso es indispensable hacer un seguimiento a los componentes que constituyen el sistema de acueducto del municipio en cuestión para determinar si ha sufrido daños por la falta de mantenimiento y por el paso de los años con el fin de determinar sus falencias y fortalezas.

El trabajo que deben desarrollar los ingenieros hoy en día no debe limitarse solo al diseño y ampliación de redes en grandes ciudades, sino en la optimización y mantenimiento de la infraestructura necesaria en poblaciones pequeñas [1], ya que en la actualidad los recursos destinados al mantenimiento de infraestructura hídrica, se está quedando en las grandes ciudades y se ha relegado a las pequeñas poblaciones a prestar un mal servicio de agua potable por falta de atención de los entes gubernamentales encargados de garantizar el óptimo estado de los acueductos en cada municipio del país.

Para efectos de este estudio, se consideró el caso del municipio de Oiba en el departamento de Santander, el cual cuenta con una pequeña planta de tratamiento construida en el año 1940, pero que por falta de mantenimiento periódico y falta de recursos para ampliación se ha quedado corta para abastecer las necesidades hídricas de la población actual.

Por esto, se hace muy importante que se determinen estudios y análisis sobre la infraestructura existente que permita generar un diagnóstico general del estado de sus redes hidráulicas para así, proceder a plantear futuras soluciones y recomendaciones siguiendo los parámetros técnicos y económicos con los que pueda contar el municipio.

1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE OIBA

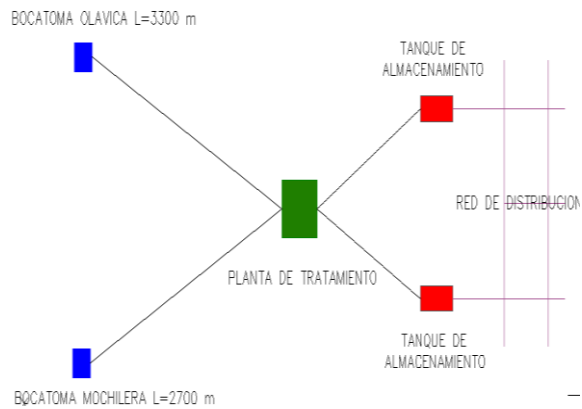
1.1 LOCALIZACIÓN

El municipio de Oiba se encuentra ubicado en la parte central del departamento de Santander, se localiza a unos 1.420 m de altitud, en una cañada que desciende hacia el valle del río San Bartolomé (también denominado Oibita o Llano del Burro), un afluente del Suárez, tributario, a su vez, del Magdalena. La comarca sobre la que se asienta Oiba forma parte de un área amesetada que se extiende entre dos de los ramales que conforman la cordillera oriental colombiana en su tramo central [2]. La temperatura en la zona más cálida del municipio es de 22.6 °C y 15.8 °C para la zona más fría, con base en el IDEAM la temperatura estimada es de 20.6 C.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ACUEDUCTO

El municipio de Oiba cuenta con dos bocatomas en la parte alta del municipio lo que permite que el acueducto funcione por gravedad excepto en sectores altos por encima de la cota de la planta de tratamiento en los cuales se realiza por bombeo dirigido a barrios Cayita, Asoprovico, entre otros, Figura 1.

Figura 1. Esquema general de conducción, tratamiento y distribución de agua potable de la población.



Fuente: Elaboración propia de los autores

Las micro cuencas de abastecimiento son la quebrada Olavica “Figura 2” que posee una línea de conducción de 3300 m de longitud y 6” de diámetro, la quebrada la Mochilera “Figura 3” cuenta con su red de conducción de 6” de diámetro y longitud de 2700 m. Cada línea de conducción transporta $0.015 \text{ m}^3/\text{s}$ desde el sitio de captación hasta la planta de tratamiento municipal para un total de $0.030 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figura 2. Bocatoma la Olavica



Fuente: Elaboración propia de los autores

Cada una de las bocatomas, está constituida por una rejilla de captación que conduce el caudal a un desarenador y un tanque de recolección para ser transportada a una planta de tratamiento convencional ubicada en la parte norte del municipio, la planta tiene capacidad de tratar 18 Lt/s.

Figura 3. Bocatoma la Mochilera



Fuente: Elaboración propia de los autores

1.3 PROCESO DE TRATAMIENTO

El proceso de tratamiento inicia en la llegada del agua al biomonitor el cual permite relacionar la concentración de un contaminante con los efectos producidos, es allí donde se hace la caracterización de turbidez y pH, se determina la cantidad de floculante para aclarar el agua y/o alcalí que se debe aplicar para mejorar el pH.

Enseguida de esto el agua pasa por la canaleta parshall “Figura 4” donde se produce un resalto hidráulico, procediendo a las canaletas de floculación “Figura 5” en este punto se van formando las partículas floculantes.

Posteriormente el agua es conducida a dos tanques sedimentadores donde las partículas sedimentables se van al fondo del tanque. En los procesos mencionados anteriormente el agua da una claridad del 80%.

Figura 4. Canaleta Parshall



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Figura 5. Canaletas de floculación



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Después de culminados los procesos anteriores, el agua llega a dos filtros “Figura 6” los cuales se encargan de retener las partículas no sedimentables que pasan del tanque sedimentador, en este proceso el filtro ayuda en la eliminación de sabor, olor y color.

Luego pasa por el cuarto de desinfección aplicando el cloro gaseoso para la eliminación de bacterias, donde los operadores de la planta toman muestra y determinan la cantidad de cloro necesaria para un tratamiento eficaz.

Figura 6. Filtros



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Finalmente, el agua tratada es depositada en los tanques de almacenamiento de 130 m^3 y 270 m^3 respectivamente “Figura 7” y un tanque elevado de 50 m^3 cuyo fluido es impulsado por una bomba SIEMENS de 4.8 HP a 3470 RPM con una presión de 60 PSI y un caudal de entrega de $0.012 \text{ m}^3/\text{s}$ para su respectiva distribución a todos los usuarios del municipio.

Figura 7. Tanque de Almacenamiento



Fuente: Elaboración propia de los autores.

1.4 REDES DE DISTRIBUCIÓN

Luego del proceso de potabilización efectuado en la planta de tratamiento del municipio, el fluido es conducido a los diferentes suscriptores con los que cuenta la empresa prestadora de servicio de agua.

La malla hidráulica está habilitada en su totalidad con tubería PVC que corresponde al material más común para la prestación de servicio ante la no utilización actual de las tuberías de asbesto cemento por representar un peligro para la salud, tal como se indica en la Tabla 1.

Tabla 1. Diámetros, longitudes, materiales y coeficientes de rugosidad de la malla hidráulica del municipio de Oiba.

Diámetro (in)	Longitud (m)	Material	Rugosidad (mm)
2"	7152,8	PVC	0,0015
3"	4455,51	PVC	0,0015
4"	1655,87	PVC	0,0015
6"	428,92	PVC	0,0015
8"	120,2	PVC	0,0015

Fuente: Elaboración propia de los autores.

A lo largo de toda la malla hidráulica existen 1156 suscriptores con una cobertura del 95%.

El servicio de acueducto se presta de manera ininterrumpida aunque en ocasiones se presentan cortes producto de arreglos en la malla hidráulica, lo que ocasiona racionamientos temporales que pueden afectar la prestación del servicio en gran parte de la población. Es en este punto donde el software EPANET permitió dar una mirada más amplia de las condiciones actuales de la infraestructura correspondiente a la malla hidráulica, ya que se logró determinar los nodos críticos en los cuales se presentan deficiencias en la presión.

2. METODOLOGIA UTILIZADA EN EL DESARROLLO DEL ESTUDIO Y DIAGNÓSTICO

Para la realización del diagnóstico se efectuaron visitas al municipio de Oiba con el fin de conocer toda la infraestructura de la cual se compone el acueducto de la población, así mismo fue imprescindible recopilar información necesaria para el análisis como fue planos topográficos, diagramas demográficos, datos de caudal manejado por la empresa prestadora de servicio de agua potable, diámetros de tubería en la malla hidráulica, ubicación de tanques y puntos de control, curva de modulación proporcionada por la empresa Oibana de Servicios S.A.E.S.P.

Durante las visitas técnicas a la población, se realizaron encuestas selectivas a los habitantes del casco urbano para conocer las condiciones del servicio de agua potable al cual están expuestos a diario.

Igualmente, al consultar la administración municipal, se pudo determinar que no existe un plan de ordenamiento territorial como tal, dado que la población es muy pequeña y este plan no aplica para el municipio de Oiba, en su lugar se cuenta con el Esquema de Ordenamiento Territorial EOT.

En este documento está consignado la parte de formulación urbana, la cual se encarga de determinar los parámetros de posibles expansiones territoriales condicionando ciertos aspectos técnicos como son restringir el crecimiento urbano en áreas de pendiente fuerte, áreas erosionadas y márgenes de quebradas que circundan el perímetro urbano, procurando una mayor estabilidad en la construcción e incentivando la urbanización de los terrenos en donde se encuentran ubicados proyectos que iniciaron su construcción en años anteriores, pero que por diferentes circunstancias no ha sido posible concluir.

De esta forma se pretende satisfacer la demanda de vivienda local, aprovechando de antemano la actual infraestructura de servicios públicos, lo cual permitirá una ampliación racional del actual perímetro, buscando como se ha mencionado anteriormente la consolidación del actual casco urbano, y por otro lado, la incorporación al suelo de expansión urbana de la infraestructura necesaria para adelantar los proyectos considerados en la visión de futuro [3].

3. RESULTADOS SONDEO GENERAL ACERCA DEL LA PRESTACION DE SERVICIO DE ACUEDUCTO EN EL MUNICIPIO DE OIBA

En áreas específicas de la población se realizó una serie de 50 encuestas con el fin de conocer la calidad en la prestación del servicio de agua potable. En dicha encuesta se realizaron preguntas específicas de características propias que debe tener el agua tratada como son el olor, color y sabor; también se hicieron preguntas de tipo técnico como la presión de salida en los grifos, frecuencia de cortes y duración de los mismos.

Con base en estas premisas, la investigación hecha por medio de las encuestas fue muy interesante ya que permitió tener una noción bastante amplia de las condiciones del servicio y el conformismo general de la población para con su empresa de acueducto y la calidad del servicio que reciben de parte de ella; para realizar las encuestas se dividió la población en cinco (5) zonas, en cada zona se realizó un numero de diez (10) encuestas para un total de encuestados de cincuenta (50) personas.

A la pregunta, cómo calificaría la calidad del agua potable que recibe en su residencia con respecto a olor, color sabor y presión “Tabla 2” los encuestados respondieron de la siguiente manera:

Tabla 2. Respuesta de la comunidad a las características propias del agua potable.

	Olor	Color	Sabor	Presión
Excelente %	44	44	52	60
Bueno %	50	54	42	36
Malo %	6	2	6	4

Fuente: Elaboración propia de los autores

En el cuadro se puede apreciar que en términos generales la población considera que el servicio con respecto a los ítems mencionados anteriormente es buena, donde el olor y el color son los apropiados para gran parte de la población y el sabor y la presión de salida en grifo son óptimos según los pobladores.

En segunda instancia se cuestionó la regularidad del servicio de agua potable como se muestra en la Tabla 3, análogamente en la Tabla 4 se exponen los resultados a los tiempos en los cuales los usuarios del servicio de acueducto se han quedado sin suministro hídrico, teniendo en cuenta que en este punto solo contestaron las personas que tuvieron una apreciación afirmativa con respecto a los resultados expuestos en la Tabla 3.

Tabla 3. *Regularidad del servicio en cuanto a si se han generado cortes o no del servicio.*

Si	40
No	10

Fuente: Elaboración propia de los autores

Tabla 4. *Tiempos de racionamiento hídrico*

1 Día o Menos	35
2 Días	4
Más de dos días	1

Fuente: Elaboración propia de los autores

De las Tablas 3 y 4, se puede deducir que gran parte de los encuestados han tenido algún tipo de corte en el suministro de agua, la administración del acueducto culpa dicha tendencia a los constantes arreglos en tuberías de transporte de agua potable que se generan a raíz de las ampliaciones y cambios

en la malla hidráulica debido a roturas de la red o cambios de infraestructura. Esta serie de parámetros por los cuales se presentan los cortes, lleva a preguntar con qué frecuencia ocurren los cortes en el servicio de agua potable.

En la Tabla 5 se muestran los resultados a dicho interrogante.

Tabla 5. Frecuencia de cortes en el suministro hídrico del municipio de Oiba.

Todos los días	3
Una vez a la semana	20
Una vez al mes	17

Fuente: Elaboración propia de los autores

En este ítem es donde se tiene mayor discrepancia entre el punto de vista de la población, ya que es obvio el malestar de la gente por los cortes de agua casi que semanales, aunque para otra gran parte de la población los cortes son generados al menos una vez al mes, lo que sin embargo sigue siendo una tendencia negativa y deja en claro que si los cortes se presentan con tanta frecuencia, se debe principalmente a ampliaciones y cambios dado el mal estado de la malla hidráulica.

La empresa a cargo del acueducto municipal, está en el deber y la obligación de mantener su infraestructura hídrica en las mejores condiciones para garantizar una excelente prestación de servicio de agua potable.

Por esto es indispensable la conexión de la empresa con la ciudadanía por medio de canales de comunicación que permitan una información oportuna acerca de los cortes que se presentan producto de la adecuación de la malla hidráulica de la población. Dada esta condición, se indagó a la población encuestada sobre la comunicación que tienen con la empresa prestadora del servicio a la hora de

efectuar los cortes, en la Tabla 6 están consignados los resultados a la pregunta en cuestión.

Tabla 6. Acerca de la difusión por medios de comunicación acerca de los cortes en el servicio de agua.

Si	21
No	12
No siempre	7

Fuente: Elaboración propia de los autores

La gran mayoría de la población encuestada coincide en que los canales de comunicación entre la empresa de acueducto y los ciudadanos están funcionando, ya que los cortes son programados y avisados a la comunidad con anticipación, esto con el fin de que tengan tiempo de abastecerse del líquido para suplir las necesidades diarias del hogar.

4. PARAMETROS DE DIAGNOSTICO

Para analizar las falencias y debilidades de la malla hidráulica fue necesario obtener una serie de datos que una vez introducidos en el software EPANET permitió determinar los puntos más críticos en la prestación del servicio de agua potable a la población. Dichos datos recopilados hacen referencia a estadísticas demográficas para determinar el nivel de complejidad del sistema, caudales de consumo medido en diferentes periodos del año y caudal de consumo óptimo con el fin de encontrar la dotación neta y las demandas de fluido en cada nodo de la red.

4.1 DATOS Y PROYECCIONES POBLACIONALES

El municipio de Oiba en el censo efectuado en el año 2005 contaba con una población de 10983 habitantes en su cabecera municipal, según el DANE esta población proyectada al año 2014 se encuentra en los 11658 habitantes como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7. Proyección poblacional según el DANE.

Año	Hombres	Mujeres	Población Total
2005	5607	5376	10983
2014	5942	5716	11658

Fuente: DANE (2005)

Manteniendo esta tendencia de crecimiento, se realizó una proyección por los métodos 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 [4].

El cálculo se realizó a 25 años contados a partir del año 2014 con el fin de determinar el comportamiento del crecimiento poblacional en base a los datos proporcionados por el DANE como se indica en la Tabla 8.

Tabla 8. Proyección poblacional en base a métodos de cálculo.

Año proyect	Proy DANE	Aritmetic (Hab)	Geom (Hab)	Expon (Hab)
2020	12148	13926	14849	13394
2039	14261	17653	21755	17005

Fuente: Elaboración propia de los autores

Los resultados de población obtenidos según los métodos expuestos anteriormente han sido descartados debido a la diferencia desproporcional con respecto a las proyecciones según el método del DANE. Por lo tanto se utilizaran estos últimos para estimar los consumos de agua.

El dato de proyección poblacional del DANE para el año 2039 se realizó mediante la gráfica de los datos de proyección demográfica 2005-2020, para posteriormente obtener la ecuación que marque la tendencia en cuanto al comportamiento de los datos. En cuestión se obtuvo la siguiente ecuación donde “Y” es la población y “X” el número de años a proyectar contados desde el primer año con datos censales.

$$Y = 10901.03 + 65.82X + 0.97X^2 \quad (1)$$

Entonces si X= 34 años, que corresponde al tiempo transcurrido desde el 2005 a 2039 el cual es el año horizonte de proyección, la población será igual a 14261 habitantes.

4.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA

Para asignar el nivel de complejidad del sistema se tuvo en cuenta la población total al año 2039 de la proyección del DANE (ver Tabla 8). Además se tuvo en cuenta los lineamientos establecidos para dicha asignación denotada en el Título A3 del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000 como se muestra en la Tabla 9.

Tabla 9. Asignación del nivel de complejidad del sistema según RAS 2000.

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	0 - 2500	Baja
Medio	2501 - 12500	Baja
Medio Alto	12501 - 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Fuente: RAS 2000

Para efectos de esta investigación, se encontró que el nivel de complejidad del sistema es MEDIO ALTO, ya que la población proyectada por el DANE al año 2039 se encuentra dentro del rango 12501 a 60000 habitantes.

4.3 VOLÚMENES DE CONSUMO

En la investigación, fue necesario elaborar dos simulaciones para dos diferentes condiciones de consumo.

La primera fue efectuada para un volumen de consumo igual a 22249 m³, que representa la facturación media habitual a lo largo de todo el año. Posteriormente se realizó una nueva simulación correspondiente a un caudal que se denota como óptimo dadas las condiciones climatológicas de la zona, donde su dotación neta

debe estar alrededor de los 0,125 m³/hab-día (ver Tabla 10), esto arroja un volumen de consumo aproximado de 43718 m³ que sería el parámetro máximo de análisis de la malla hidráulica.

4.4 DOTACIÓN NETA

La dotación neta corresponde al caudal mínimo requerido para cubrir las necesidades básicas de agua potable sin considerar las perdidas en el sistema, en la Tabla 10 se muestra la dotación neta máxima correspondiente al nivel de complejidad medio en el cual está clasificada la población.

Tabla 10. *Dotación neta con respecto al nivel de complejidad del sistema.*

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

Fuente: RAS 2000 B.2.3

4.5 DOTACIÓN BRUTA

La dotación bruta hace referencia a la cantidad máxima de agua necesaria para cubrir las necesidades básicas de un habitante, considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. La dotación bruta se estableció según la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1-\%p} \quad (2)$$

Donde la dotación bruta será igual a la dotación neta sobre la diferencia entre un entre una unidad y el porcentaje de pérdidas en el sistema que no debe ser mayor al 25%. Teniendo en cuenta dichas características, para un escenario optimo donde la dotación neta sea igual a 0,125 m³/hab-día, la dotación bruta será igual a 0,167 m³/hab-día.

4.6 DEMANDA HÍDRICA POR SUSCRIPTORES

4.6.1 Caudal medio diario .El caudal medio diario corresponde al caudal medio a calcular para la población proyectada y depende directamente de la dotación bruta, expresada por la ecuación:

$$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86400} \quad (3)$$

Donde el caudal medio diario será igual al producto del número de habitantes proyectado por la dotación bruta. Para efectos de este estudio el caudal medio diario depende directamente de la densidad poblacional por metro lineal de red hidráulica, pero el caudal medio diario óptimo de toda la población será del orden de 0,28 m³/s.

4.6.2 Caudal Máximo diario. Se define como el consumo máximo registrado durante 24 horas en un periodo de un año, se determina bajo la ecuación:

$$QMD = Q_{md} * k_1 \quad (4)$$

Donde el caudal máximo diario será igual al producto del caudal medio diario por un factor k_1 que se determina por la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando datos registrados en un periodo mínimo de un año.

Al no tener esta serie de datos a la mano dada la baja tecnificación de la planta de tratamiento, se opta por tomar el valor de 1,3 el cual generalmente se utiliza para nuevos diseños. Teniendo en cuenta estos datos el QMD será igual a 0,036 m³/s.

4.6.3 Caudal máximo horario . Se define como el consumo máximo que se registra durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta caudal de incendio. Al igual que caudal máximo diario, se calcula teniendo en cuenta un factor multiplicador k_2 por el caudal medio diario de la siguiente manera:

$$QMH = Qmd * k_2 \quad (5)$$

Donde 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.

Teniendo en cuenta ese parámetro el coeficiente k_2 se escogió un valor comprendido entre 1,3 y 1,7. Para efectos de este estudio y por sugerencia de la empresa Oibana de Servicios S.A.E.S.P, se hizo la elección del valor 1,5, como consecuencia el QMH será igual a 0,041 m³/s.

NOTA: Para efectos de modelación en EPANET se hizo necesario calcular un QMH para cada tramo de tubería dependiendo su densidad poblacional, lo que a su vez se considera como el caudal de consumo en ruta para cada nodo existente en la malla hidráulica.

5. ANALISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

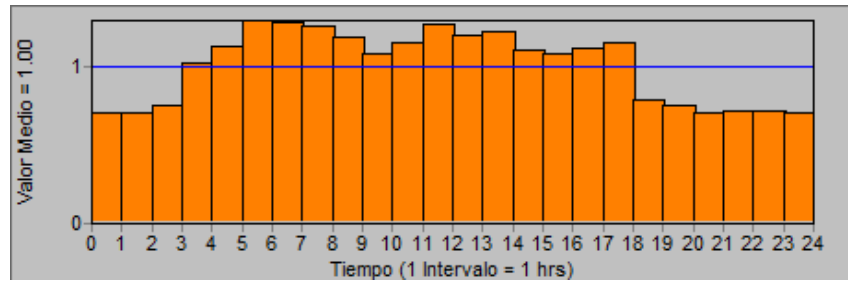
En el literal 5.3 se estableció un estudio para dos condiciones de simulación dependiendo el volumen de consumo en la población.

Al efectuar el estudio mediante el software EPANET se encontraron algunas virtudes en el sistema, así como también algunas falencias importantes que requieren de atención si se compara con los lineamientos estipulados en la normativa del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000.

Previo a hacer cada una de las simulaciones, fue necesario contar con unos lineamientos de entrada del programa con el fin de efectuar una simulación lo más acertada posible. Dichos lineamientos hacen referencia a las opciones hidráulicas de cálculo, en las cuales se utilizó como unidad de caudal litros por segundo LPS, la ecuación de pérdidas de Darcy – Weisbach, un peso específico de 0,9982 kg/Lt, la precisión de datos de salida de 0,001 y las dimensiones de los diámetros de tubería en milímetros.

Así mismo también fue necesaria una curva de modulación como se muestra en la Figura 8 suministrada por la empresa Oibana de Servicios S.A.E.S.P, la cual permitió determinar las velocidades y las presiones en la malla hidráulica al variar la demanda de consumo a diferente hora del día.

Figura 8. Curva de modulación



Fuente: Elaboración propia de los autores

A continuación se compararon algunas incidencias entre cada modelamiento y lo que el reglamento colombiano recomienda para garantizar el buen funcionamiento de un acueducto de una cabecera municipal.

5.1 SIMULACIÓN EPANET PARA UN VOLUMEN DE CONSUMO DE 22249 m³/mes.

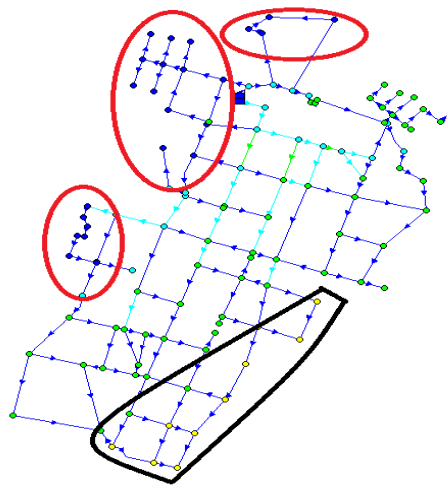
La dotación neta para un consumo de 22249 m³/mes es de 0.052 m³/hab-día, que corresponde a la dotación actual de la red hidráulica del municipio, lo que de entrada consiste en una falencia ya que los lineamientos que propone RAS 2000 como mínimos para un trabajo óptimo de un acueducto cuyo nivel de complejidad del sistema es medio, son de una dotación neta de 0,125 m³/hab-día como lo muestra la Tabla 10.

En este caso la normatividad no se cumple, dado que en el momento del diseño de la planta de tratamiento no se cumplían con los lineamientos que se presentan en las normas vigentes y se realizó una distribución de servicio de tal manera que solo supliera la demografía existente en el momento sin tener en cuenta cálculos de proyección de población, ni un proyecto de ampliación de la capacidad de tratado de aguas provenientes de las bocatomas del municipio.

5.1.1 Análisis de presiones en la red hidráulica. La red hidráulica para el volumen de consumo determinado, se comporta de tal forma que solo en las partes altas del municipio sobre la cota de la planta de tratamiento presentan algunas deficiencias en la prestación del servicio como se muestra en el Figura 9, las zonas afectadas (Resaltado en rojo) son la urbanización “La Cayita” en la parte noroccidental de la población, la zona comprendida entre la calle 7 y la calle 11 entre carrera 10 y carrera 11, y la zona situada al norte en la urbanización “San Bernardo”.

La zona más crítica se presenta al norte de la ciudad en la urbanización “San Bernardo”, donde las presiones alcanzan valores de 9,74 m.c.a, muy por debajo de lo estipulado en el titulo B de la norma RAS 2000 donde se recomienda una presión dinámica mínima en la red de distribución de 15 m.c.a dado que el nivel de complejidad del sistema es medio alto como se muestra en la Tabla 11.

Figura 9. Zonas de baja y alta presión



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tabla 11. Presiones mínimas en la red de distribución.

Nivel de complejidad	Presión mínima (kPa)	Presión mínima (m.c.a)
Bajo	98,1	10
Medio	98,1	10
Medio alto	147,2	15
Alto	147,2	15

Fuente: RAS 2000 B.7.4

Caso contrario sucede en la parte baja del municipio, donde las presiones más altas se dan en el extremo suroriental de la población (Figura 8 resaltado en negro) con una presión máxima de 64,73 m.c.a comprendidos en los horarios de 9 pm a 1 am, después de esta hora se presentan presiones variables del orden de 64,57 a 62,18 m.c.a.

La normativa vigente acerca de la presión estática máxima en una malla hidráulica indica que este valor debe ser de 50 m.c.a (490,5 kPa) para todos los niveles de complejidad del sistema hídrico [5], lo que indica un aumento considerable en las presiones que pueden desencadenar en una ruptura de las tuberías encargadas del transporte y distribución del agua en esa zona del municipio.

5.1.2 Análisis de las velocidades en la red hidráulica. Teniendo en cuenta los valores máximos y mínimos admisibles de las velocidades consultados en RAS 2000, se encontró que el sistema tiene fallas en la prestación del servicio en cuanto a la velocidad de circulación del fluido dentro de la malla hidráulica, ya que se encontraron gran cantidad de tuberías en las que no se cumple con la velocidad mínima de 0,5 m/s que corresponde a un caudal de 0,00106 m^3/s , la cual es la velocidad recomendada para garantizar una remoción de biopelículas.

Únicamente en la parte central de la red de conducción en horas de la noche desde las 3am hasta las 5 pm se regulan las velocidades a un umbral admisible dentro del rango de 0,5 a 1 m/s lo que sigue siendo bajo dentro de lo tolerable cuando la velocidad máxima para conducciones en tubería de PVC se encuentra en los 6 m/s como se verifica en la Tabla 12.

Tabla 12. *Velocidades máximas según material de tuberías.*

Material	Velocidad (m/s)
Acero sin revestimiento	5,0
Acero con revestimiento	4,0
Hierro dúctil	4,0
CCP	9,0
PVC y PVCO	6,0
PEAD	5,0
CRP	6,0
Polipropileno	6,0

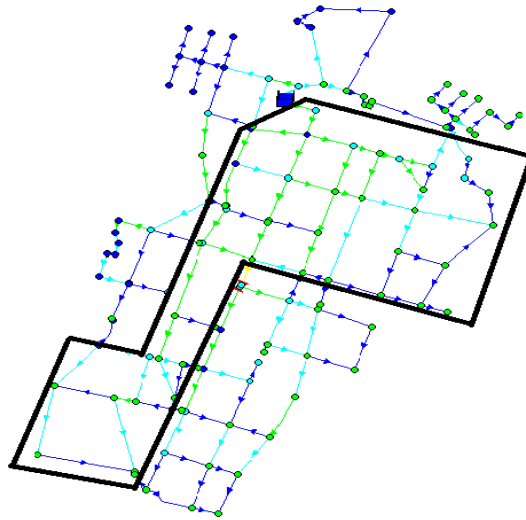
Fuente: RAS 2000 B.7.6

5.2 SIMULACIÓN EPANET PARA VOLUMEN DE CONSUMO ÓPTIMO DE 43718 m³/mes.

Ya determinados los problemas en el servicio actual de la malla hidráulica en cuanto a presiones y velocidades, fue necesario tomar medidas en cuanto a la modificación de la red prestadora de servicio hídrico, ya que al tener problemas en la parte alta y baja de la población, es recomendable abordar cada problema por separado. En consecuencia se sugirió una sectorización de las zonas críticas que permitan un manejo integro de cada situación presentada en el funcionamiento de la red de distribución. Teniendo en cuenta los anteriores planteamientos, los sectores a trabajar por separado son:

5.2.1 Sector centro. El sector centro es el que menos problemas presenta en la prestación de servicio, en esta zona no se efectuaron modificaciones, ya que la totalidad de los nodos tienen presiones dentro del rango de 15 y 50 m.c.a lo que no representa ninguna falencia en la prestación del servicio para esta parte del municipio. En la figura 10 se determina los límites en los cuales se encuentra el sector centro y se da una idea general de las demás zonas que serán uso de estudio más adelante.

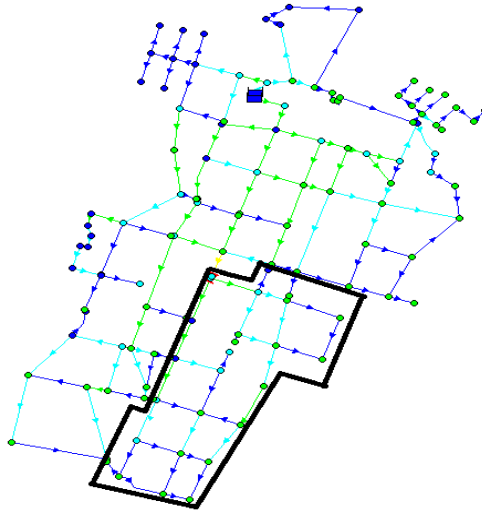
Figura 10. Sector centro de estudio



Fuente: Elaboración propia de los autores.

5.2.2 Sector sur oriental. El sector sur oriental presenta algunas fallas de presión en la malla hidráulica. Esta zona se caracteriza por ser la parte más baja del municipio y en consecuencia la que mayor diferencia de altura tiene con respecto a la planta de tratamiento, como se estableció en el literal 6.1.1 sus presiones máximas oscilan entre 64,73 y 62,18 m.c.a, en la figura 11 se muestra la composición del sector sur oriental.

Figura 11. Sector sur oriental de estudio.



Fuente: Elaboración propia de los autores.

En este sector, con la finalidad de garantizar la presión máxima requerida de 50 m.c.a. fue necesario proyectar una válvula reductora de presión, ubicada en la carrera 8 entre calles 10 y 11.

5.2.2.1 Procedimiento para elegir la válvula reductora de presión.. Las válvulas reductoras fijan la presión agua abajo al valor deseado. Una vez fijada esta presión de salida, se mantiene constante independientemente de las variaciones de caudal y de la presión agua arriba. Asimismo, cuando el consumo es nulo, la válvula se cierra para mantener esa presión de salida regulada [6].

Para realizar el diseño fue necesario tener datos de presión de entrada a la válvula, presión de salida deseada, presión de vapor, presión atmosférica del sitio de instalación, velocidad del agua a través de la válvula y el caudal máximo entrante por la válvula como se indica en la Tabla 13.

Tabla 13. *Parámetros iniciales de diseño de válvula.*

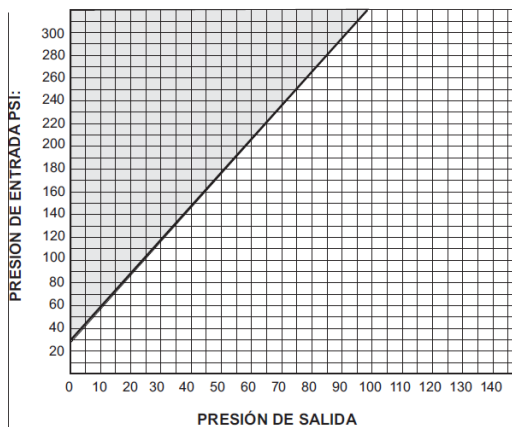
P1 (Psi)	σ	Pv (Psi)	P atm	V (m/s)	Q max (Lps)
44,09	1	0,34	13	5	13.5

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Generalmente los fabricantes diseñan las válvulas reguladoras con una velocidad máxima normal de 5 a 6 m/s, por esto, la velocidad de diseño que se tomará en cuenta será de 5 m/s ya que las velocidades en la conducción de entrada permiten este valor.

Con el fin de calcular mediante la ecuación de cavitación (5) la presión de salida P2, se toma un índice de cavitación de 1, el cual garantizará que en el diseño de la válvula, esta tendrá una vida probable de 25 años.

Figura 12. Gráfico de cavitación.



Fuente: Elaboración propia de los autores.

La presión de vapor, se indicó bajo lo establecido en la Tabla 14 dependiendo de la temperatura de la zona en estudio. El municipio de Oiba tiene una temperatura promedio de 20 °C, con este valor se obtuvo la Pv correspondiente.

Tabla 14. Presión de vapor de agua a diferentes temperaturas.

T (°C)	20	24	28	32	36	40
Pv (p.s.i.a)	0,34	0,43	0,6	0,7	0,9	1,1

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Análogamente, los datos tomados de presión atmosférica son determinados a partir de la cota con respecto al nivel del mar. El municipio de Oiba se encuentra a 1420 m.s.n.m. En la Tabla 15 se determina la presión atmosférica dependiendo directamente de la elevación con respecto al nivel del mar.

Tabla 15. Valores de la presión atmosférica a diferentes alturas.

Altura (m.s.n.m)	1000	1200	1400	1600	1800	2000
P atm (p.s.i)	13,7	13,2	13,0	12,7	12,4	12,0

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Como el valor de la altura no se encuentra en las tablas, fue necesario interpolar los datos referenciados entre los 1400 y los 1600 m.s.n.m, el resultado de este procedimiento determinó una presión atmosférica igual a 13 Psi.

5.2.2.2 Valor de presión de salida mínimo en la válvula.. Teniendo el índice de cavitación que determina una vida probable de 25 años de servicio, se procedió a encontrar la presión de salida mínima P_2 , con la cual la válvula es completamente funcional mediante la ecuación de cavitación:

$$\sigma = \frac{P_2 + P_{atm} + P_v}{P_1 - P_2 + V^2/2g} \quad (5)$$

Donde P_2 , es la consigna mínima con la cual la válvula es funcional, y σ, P_{atm}, P_v y V ya están definidos (Ver Tabla 13). Teniendo en cuenta estos parámetros se encuentra que P_2 es igual a 17,82 Psi (12,54 m.c.a).

Con base a este valor y dado que se requiere una pérdida grande de presión en la zona sur oriente, se toma una consigna base para la válvula de 20 m.c.a.

Para determinar el diámetro de la válvula, se debe tener en cuenta el gasto máximo que pasa por la tubería, en la Tabla 16, se muestra el diámetro dependiendo del valor de caudal máximo normal de agua que pasa por la válvula.

Tabla 14. Capacidades de la válvula.

Dimensiones de la válvula	Gasto mínimo (Lps)	Gasto max normal (Lps)
2"	0,9	13
2,5"	1,2	19

Fuente: Acueductos, teoría y diseño 1997.

Como el valor de caudal máximo del sistema en la parte sur oriental está entre los valores 0,013 y 0,019 m³ del gasto máximo normal, ($0,013 < 0,0135 < 0,019$), el tamaño de la válvula se escoge con el valor inmediatamente posterior al arrojado por EPANET, es decir 0,019 m³ determinando así que el diámetro de la válvula es de 2,5".

Tabla 15. Características de la válvula reguladora de presión.

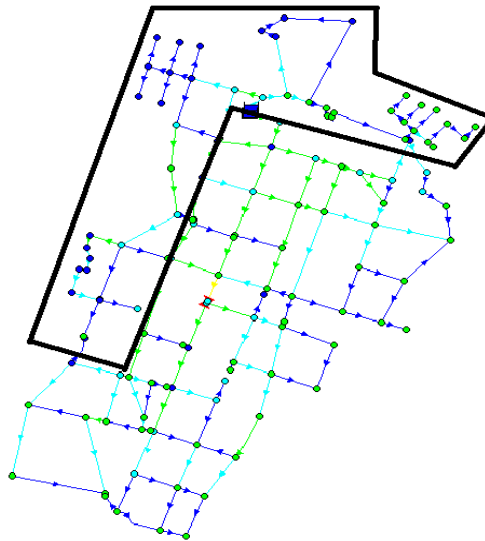
Válvula	Diámetro (pul)	Consigna (m.c.a)	Cavitación
Reg. presión	2,5	20	NO

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Con estos datos consignados en la simulación, se observa que la presión en el nodo más crítico disminuyó desde un lectura inicial de 64,73 m.c.a a una presión de 45,66 m.c.a, lo mismo ocurre en los demás nodos cuyo presión era mayor a la permitida de 50 m.c.a como lo indica la Tabla 11.

5.2.3 Sector norte. El sector norte es la zona que más problemas presenta en la malla hidráulica, ya que en un gran porcentaje de esta franja se presentan problemas de presión muy por debajo a las requeridas en la normativa existente (ver tabla 11), esto ocurre porque la población ha urbanizado por encima de la cota de la planta de tratamiento haciendo que el tanque elevado existente, aunque en óptimas condiciones, no pueda cumplir con la totalidad de las demandas requeridas por el sistema, esto hace necesario una intervención para ayudar a suplir la demanda diaria de agua.

Figura 13. Sector norte de estudio



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Como alternativa de solución a corto plazo, y aprovechando la topografía de tipo montañoso existente en la zona de estudio, se planteó la construcción de un tanque a tierra con una cota más elevada de la cabecera municipal (1516

m.s.n.m), que permita ayudar a suplir la demanda hídrica existente en la población y ayude a mejorar las condiciones del servicio en el municipio.

Para determinar las condiciones del tanque a tierra, es necesario el diseño previo de las bombas de impulsión que generarán la suficiente potencia para llevar el agua desde la planta de tratamiento al tanque a tierra en la parte alta del municipio para su posterior distribución en la zona problemática.

5.2.3.1 Diseño de bomba de impulsión.

5.2.3.1.1 Caudal de bombeo.. Inicialmente se determinó el caudal necesario para suplir la demanda requerida, con el fin de hallar el caudal de bombeo en la estación. El caudal de bombeo está dado por la ecuación:

$$Q_b = \frac{QMD * 24h}{16 h} \quad (6)$$

Donde Q_b es el caudal de bombeo y QMD hace referencia al caudal máximo diario. Teniendo en cuenta esta expresión tenemos que el caudal de bombeo para la zona en estudio es de $0,010 \text{ m}^3/\text{s}$.

5.2.3.1.2 Diámetro de impulsión. Para determinar el diámetro de impulsión se utiliza la fórmula de Bresse para bombes discontinuos:

$$D_m = 0,5873 * N^{0.25} * \sqrt{Q_b} \quad (7)$$

Donde N es el periodo de bombeo en horas, y Q_b el caudal de bombeo. Al relacionar los datos involucrados en la ecuación se obtiene que el diámetro es igual a 4,62", ya que este no es un diámetro comercial, se hace un análisis para determinar que diámetro comercial resulta más conveniente para la impulsión, se

toma un diámetro por encima y uno por debajo del calculado y se verifican velocidades máximas para tomar el que cumpla las dos condiciones.

$$V_{\max} = 6 \text{ m/s}$$

$$V_{\min} = 1 \text{ m/s}$$

Las velocidades máximas y mínimas en la impulsión son las consignadas en el literal 8.4.8.3 de la RAS 2000-12.

Tabla 16. Cuadro de diámetros y velocidades.

			V max	Vmin
V 6"	0,55	M/s	Cumple	No Cumple
V 4"	1,23	M/s	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Según los resultados del análisis, se determina que el diámetro óptimo de impulsión es de 4".

5.2.3.2 Diámetro de la succión.. El diámetro de succión es el inmediatamente superior comercialmente al diámetro de impulsión, es decir el diámetro de succión es de 6" de diámetro, pero también debe cumplir con un parámetro de velocidades establecidas para la succión en la RAS 2000 en el literal 8.4.8.2 del 2012.

$$V_{\max} = 1,45 \text{ m/s}$$

$$V_{\min} = 0,45 \text{ m/s}$$

Tabla 17. Cuadro de velocidades en la succión.

			V máx	V mín
V 6"	0,55	M/s	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia de los autores.

En efecto, el diámetro comercial inmediatamente superior al de la impulsión, cumple con las velocidades de succión determinadas en la norma, se ratifica entonces que el diámetro de succión es de 6".

5.2.3.3 Altura dinámica total.. Para determinar la altura dinámica total es necesario calcular las pérdidas ocasionadas por fricción y por accesorios en la tubería. En primera instancia para determinar las perdidas unitarias de la impulsión y la succión se asocian los cálculos con las siguientes ecuaciones:

$$J = \frac{hf_{succ}}{L} \quad (8)$$

$$J = \frac{hf_{imp}}{L} \quad (9)$$

Donde J son las pérdidas unitarias, L la longitud del tramo de tubería en estudio.

Las pérdidas por accesorios en la succión se asocian en la siguiente tabla:

Tabla 18. Perdidas por accesorios en la succión.

ACCESORIO	(L.E.)
Entrada Borda	3,20
Válvula Pie	23,0
Codos	3,35
Reducción	0,91
Tramos Rectos	4,00
TOTAL	34,46

Fuente: elaboración propia de los autores.

Usando la ecuación de pérdidas de Hazen – Williams con C= 140 para tuberías de PVC.

$$Q = 0,2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54} \quad (10)$$

Se obtienen las perdidas unitarias para la succión como se muestra en la Tabla 20.

Tabla 19. Perdidas en la succión.

C (H-W)	140
J 6" (m/m)	0,0042
hf succ (m)	0,17

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Análogamente, se hace la respectiva caracterización de accesorios en la impulsión con sus respectivas longitudes equivalentes en la Tabla 22.

Tabla 20. Perdidas por accesorios en la impulsión.

ACCESORIO	L.E.
Válvula retención	6,30
Válvula compresión	0,50
Codos 90°	13,40
Codos 45°	1,50
T paso directo	1,60
Tramos rectos	497,0
Salida Tubería	2,10
TOTAL	522,40

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Los resultados de las perdidas en la impulsión por Hazen – Williams se dan a continuación en la Tabla 23.

Tabla 21. Perdidas en la impulsión.

C (H-W)	140
J (m/m)	0,026
hf imp (m)	13,52

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Tanto para la succión, como para la impulsión se calcula la sumatoria de las pérdidas por fricción, más las pérdidas por accesorios.

$$hf_i + Acc_i \quad (11)$$

La cabeza de velocidad está dada por la expresión:

$$\frac{v_i^2}{2 \cdot g} \quad (12)$$

La altura dinámica total (HDT) está dada por la sumatoria de las pérdidas en la succión y la impulsión más la altura estática total más la cabeza de velocidad como figura en la Tabla 24.

Tabla 22. Datos de entrada de altura dinámica total.

<i>HeT</i>	61	m
$\Sigma Hf + Acc$	13.69	m
$V^2/2g$	0.08	m

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Al sumar los tres valores de la tabla 23 obtenemos la altura dinámica total que es igual a 75 m.c.a.

5.2.3.4 Cálculo de la potencia requerida en la bomba de impulsión. La potencia de la bomba depende directamente del caudal de bombeo (0.010 m³/s) y de la altura dinámica total (75 m). La potencia hidráulica está dada por la expresión:

$$H_{hp} = \frac{1}{76} * Q_b * HDT \quad (13)$$

Al hacer los cálculos con la ecuación anterior, se encontró que la potencia hidráulica es de 9,84 Hp, al dividir este valor sobre una eficiencia base de 0,65 obtenemos la potencia al freno, el cual arroja un resultado de 15,13 Hp, este valor se compara en la Tabla 25 para determinar la potencia requerida para satisfacer las necesidades de bombeo.

Tabla 23. Incremento dependiendo de la potencia al freno.

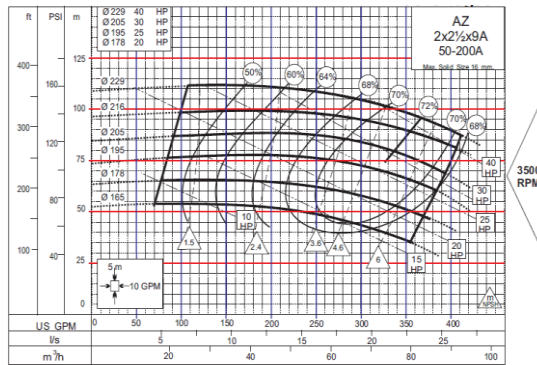
Potencia al freno	Incremento
<2 Hp	0,50
2- 5 Hp	0,30
5- 10 Hp	0,20
10-20 Hp	0,15
> 20 Hp	0,10

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Como el cálculo de la potencia al freno arrojó el valor de 15,13 Hp, se toma como incremento 0,15, para así hallar una potencia requerida de 17,40 Hp.

Se eligió una bomba de modelo AZ 2X2½ 9 A50 – 200 A. De la casa fabricante de motobombas y motores HIDROMAC. Aunque esta marca no es la única que existe comercialmente, brinda las prestaciones necesarias para el trabajo requerido.

Figura 14. Curva característica de la bomba de impulsión.



Fuente: Elaboración propia de los autores

5.2.3.5 Altura piezométrica de succión.

Para el cálculo de la altura piezométrica se tiene en cuenta la expresión:

$$NPSH_{Disp} = P_{atm} - (H_{succ} + H_{f_{succ}}) - T_v \quad (14)$$

Ecuación en la cual están involucradas la presión atmosférica, la altura estática de succión y la tensión de vapor como se muestra en la Tabla 26.

Tabla 24. Valores de entrada para el cálculo de la altura piezométrica de succión.

P Atm	13	m.c.a
H estc succ	2,00	m.c.a
Hf succ	0,17	m.c.a
Pv	0,24	m.c.a

Fuente: Elaboración propia de los autores.

El resultado de este cálculo es de una altura piezométrica de 10,59 m.c.a.

5.2.3.6 Golpe de ariete. El golpe de ariete tiene mayor significación en sistemas de baja presión, que en los de alta presión. Las velocidades de desplazamiento en condiciones estables normales tanto en los sistemas de alta como en los de baja presión son aproximadamente iguales.

Sin embargo, los cambios de presión son proporcionales a la velocidad con que se cambia la velocidad de la masa de agua contenida dentro de la tubería. Por lo tanto, dado un cambio de velocidad específico dentro de la unidad del tiempo, el cambio de presión que resulta en los sistemas de alta y baja presión es del mismo orden de magnitud. Por lo tanto, una elevación en la presión por una cantidad dada, representará un aumento en mayor proporción dentro del sistema de baja presión, que lo que este mismo aumento de presión representara dentro de un sistema de alta presión [7].

Para contrarrestar los posibles efectos causados por el golpe de ariete se propone la implementación de una válvula de retención de cierre rápido de tal manera que cuando se interrumpa el bombeo no se establezca una circulación inversa apreciable.

5.2.3.7 Diseño de tanque de almacenamiento. Es necesario diseñar un tanque que junto con la bomba de impulsión se encarguen de abastecer de agua a la zona afectada para mejorar la presión de suministro y garantizar un buen servicio. Para esto se determinó un consumo en base a la curva de modulación a lo largo de 24 horas como se muestra en la Figura 15.

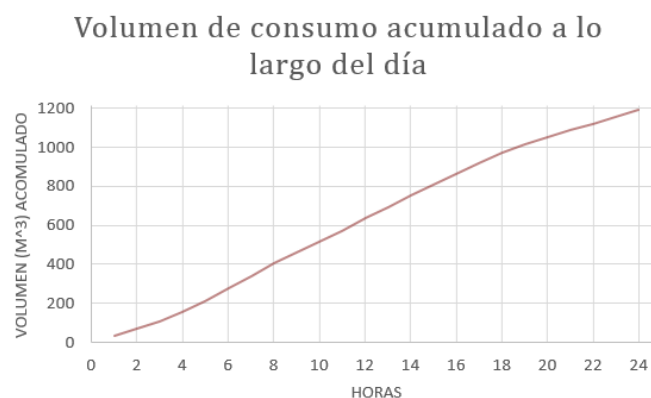
Figura 15. Consumo diario.



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Teniendo en cuenta estos datos, se realizó un estudio del volumen acumulado a lo largo del día dependiendo los consumos de la red, para generar una curva de comportamiento de volúmenes acumulados a lo largo del día como se muestra en la Figura 16.

Figura 16. . Volumen acumulado de consumo diario.



Fuente: Elaboración propia de los autores.

Como la bomba está diseñada para impulsar agua al tanque durante 16 horas, el valor máximo del volumen de consumo se dividió en el tiempo de bombeo para definir el volumen bombeado en las horas dispuestas para este fin que son de 3 am a 7 pm, eso arroja un volumen de impulsión de 74,42 m³ cada hora durante el periodo de bombeo.

Al realizar las diferencias entre el volumen de consumo acumulado cada hora y el volumen de bombeo en las horas en las que hay suministro al tanque, se produce la capacidad que debería tener el tanque para almacenar y distribuir el agua impulsada. Para efectos de este estudio, el resultado del análisis arrojó un volumen de 283,8 m³ que sumados al volumen que se debe dejar para incendios el cual comprende un suministro de 0,005 m³ durante dos horas de conflagración da un volumen total para el tanque de 319,8 m³, las medidas de la estructura para este fin son de 8 m de diámetro por 6,35 m de altura.

5.2.3.8 Diseño de tuberías de conducción desde el tanque a la red de distribución.. Teniendo en cuenta la ecuación de Hazen -Williams para perdidas en tuberías podemos encontrar los diámetros requeridos dependiendo directamente del caudal transportado, la longitud y la diferencia de cota entre los puntos extremos de la línea de conducción.

$$H_f = \frac{10.67}{D^{4.87}} * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85} * L \quad (14)$$

Por medio de la expresión anterior se tiene los siguientes resultados.

Tabla 25. Diámetros proyectados de conducción.

	Q (Lt/s)	L (m)	D"
Tanque - red	30,2	400	4"
Calle 12 Urb Cayita norte	5,06	75,23	3"
Calle 12 Urb Cayita sur	11,35	76,64	4"
Cayita - San Bernado	4,85	175	3"
Cayita - Cra 11	10,96	275	4"

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Estos diámetros implementados en las conducciones y las mejoras de suministro en cuanto a bombeo y almacenamiento permitirán que el abastecimiento hídrico sea continuo y sin presentar fallas en cuanto a presión y calidad según lo estipulado en la normativa vigente.

5.3 ANÁLISIS DE LA ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN DESDE LA BOCATOMA HASTA LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Algunos de los problemas de suministro en la planta de tratamiento pueden ser generados por problemas en la aducción, así como también inconvenientes a lo largo de la conducción que pueden ser desde factores técnicos como insuficiencia en el diámetro del sistema de captación y transporte de agua, como también pueden ser ocasionados por agentes externos como conexiones ilegales por parte de las personas que viven en zonas aledañas al paso de la tubería de conducción.

Por esto es imperativo realizar este análisis para determinar la causa real de la deficiencia de caudal al final de la línea.

En base a la ecuación de Manning [8] tenemos que:

$$Q = \frac{D^{8/3} * \pi * J^{1/2}}{4^{5/3} * n} \quad (15)$$

Donde D es el diámetro en metros, J la pendiente del conducto y n el coeficiente de rugosidad.

Se tiene que el caudal de entrada a la bocatoma por la rejilla debe ser igual a 0,05364 m³/s, pero al ser dos bocatomas las que comprenden el sistema de captación para el acueducto, el caudal es de 0,02832 m³/s por cada una.

Entonces, con un “n” igual a 0,013 para captaciones en concreto y pendiente igual a 5,68% según el perfil de los planos de la bocatoma de la quebrada la Olavica, el diámetro de captación será igual a 5,37”. Ya que este no es un diámetro comercial, se toma el inmediatamente superior, es decir 6”.

Se efectuó el mismo procedimiento con la bocatoma situada en la quebrada la mochilera. Esta posee una pendiente de 3,85%, lo que da como resultado un diámetro de conducción de la rejilla al desarenador de 6”. Estos diámetros en la aducción representan exactamente los que se encuentran en cada una de las estructuras mencionadas.

Las velocidades de aducción se verifican en base a la fórmula:

$$V = \frac{(\frac{D}{4})^{2/3} * J^{1/2}}{n} \quad (16)$$

En la Tabla 28 se muestra la comparación de velocidades máxima y mínima con respecto a la calculada para cada bocatoma.

Tabla 26. Cuadro de comparación de velocidades

	V calculada (m/s)	V min 0,6 m/s	V max 4 m/s
B. Olavica	2,075	Cumple	Cumple
B. Mochilera	1,710	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Para el caso de las conducciones se utilizó la ecuación de Hazen – Williams (14), con el fin de determinar si el diámetro de conducción es el indicado para el sistema. Los resultados del análisis se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 27. Diámetros de conducción de cada sistema de captación.

	Long (m)	Q (Lt/s)	Diámetro
Olavica	3300	28,32	6"
Mochilera	2700	28,32	6"

Fuente: Elaboración propia de los autores.

Esto indica que los diámetros tanto de captación, como los de transporte de agua son los indicados incluso para suministrar un caudal superior para el cual fueron diseñados en el pasado, por lo que se puede llegar a sospechar que son agentes externos los que ocasionan un mal funcionamiento en la red de conducción al municipio.

5.4 ANÁLISIS DE CARGA SUPERFICIAL.

El análisis de carga superficial determina la capacidad de la planta de tratamiento partiendo esencialmente del periodo de lavado de los filtros de la planta de tratamiento. El caudal de consumo en época de verano es de 0,022 m³/s, lo que a su vez son 1900,8 m³/dia. Para determinar la carga superficial se relacionan los datos de caudal y área en la expresión:

$$C_s = \frac{Q}{A_{filtros}} \quad (17)$$

Los filtros según los planos del acueducto poseen un área de 5,26 m². En consecuencia la carga superficial es de 361,21 m³/(m² * día). La tasa de filtración debe depender de la calidad del agua, de las características de la filtración y de los recursos de operación y control.

La tasa normal debe garantizar la eficiencia del proceso. Para el diseño debe adoptarse que para lechos de antracita sobre arena y profundidad estándar, la tasa máxima es de 300 m³/(m².día), siempre y cuando la calidad del floc lo permita [9].

Como la carga superficial calculada es mayor que la carga superficial propuesta por RAS 2000, es necesario pensar en un rediseño futuro de la planta de tratamiento ya que es ineficiente en los procesos de potabilización, dado que en la actualidad el lavado de los filtros se da cada 2 horas, cuando por lo general en un sistema de filtros convencionales el lavado sucede cada 24 horas.

6. CONCLUSIONES

El acueducto del municipio de Oiba, en base a los cálculos realizados en el estudio y la evaluación a la red de distribución, y con base a la descripción general de los componentes del acueducto, no cuenta en la actualidad con la capacidad para potabilizar el caudal entrante en la planta, por eso es imprescindible a mediano o corto plazo la ampliación o proyección de una nueva planta que cumpla con los requerimientos técnicos mínimos dependiendo el horizonte de proyección.

Al efectuar el análisis de la malla hidráulica por medio del software EPANET se pueden encontrar falencias importantes en la parte norte y sur del municipio, por eso es vital resaltar la importancia de una sectorización en la malla de distribución para garantizar un flujo continuo en las zonas donde se requiera en caso de un eventual corte de suministro producto de un arreglo o ampliación de tuberías para nuevas zonas de desarrollo urbano.

Igualmente a corto plazo y con el fin de regular presiones en la parte norte del municipio se debe implementar un tanque en una cota superior a la planta de tratamiento, para mejorar las condiciones de servicio de la zona en cuestión.

Así mismo, es importante e imprescindible a corto plazo la instalación de una válvula reguladora de presión en la parte sur del municipio que permita bajar las presiones en dicho sector y garantizar el bienestar de la tubería instalada en la zona evitando así posibles rupturas por fenómenos de sobre presión.

Con base a los cálculos realizados y la modelación en el software EPANET, la deficiencia en la entrega de caudal a la planta de tratamiento se debe específicamente a que los pobladores aledaños a la red de conducción están realizando conexiones ilegales que afectan directamente el caudal de entrega al

final de la conducción. A largo plazo se puede pensar en cambiar toda la red de transporte de PVC a tubería de acero galvanizado, que aunque su vida útil es menor dada la corrosión que se presenta con el paso del tiempo, evita que existan algún tipo de conexiones que alteren de manera sustancial el transporte de agua a lo largo de la conducción.

Los valores de captación en la bocatoma requieren un estudio hidrológico aguas arriba para determinar de manera eficaz la variación volumétrica de fluido en diferentes épocas del año, esto con el fin de prevenir escases de agua en la población en época de verano y satisfacer la demanda mínima de fluido en la población.

Se recomienda a la administración municipal y a la empresa de acueducto Oibana de Servicios S.A.E.S.P, realizar campañas de concientización a la comunidad sobre la importancia de cuidar y preservar las fuentes hídricas que proveen de agua potable al municipio, dado el privilegio que tiene la población de contar con una gran variedad de ríos y quebradas que pueden servir como futuras fuentes de abastecimiento para Oiba y sus alrededores.

7. REFERENCIAS

[1] López Cualla Ricardo Alfredo. Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados. Bogotá, Escuela Colombiana de Ingeniería, febrero de 1995. P 3.

[2] Alcaldía de Oiba. Información y descripción física del municipio de Oiba. http://www.oiba-santander.gov.co/informacion_general.shtml [citado 6 Noviembre 2012].

[3] Alcaldía de Oiba. Esquema de Ordenamiento Territorial. Proyecto de acuerdo, código interno CMLT-OIBA-03. 2003. P 388-390.

[4] Republica de Colombia, Ministerio de desarrollo económico. Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Título B.2.2.4. P B30.

[5] Republica de Colombia. Ministerio de vivienda, ciudad y territorio. Viceministerio de agua y saneamiento básico. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS. Título B.7.4.6. P 259.

[6] Válvulas reductoras de presión. Mistral Ross. Disponible en: [http://www.valvulasross.com/es/producto/familia/válvulas-reductoras-de-presión](http://www.valvulasross.com/es/producto/familia/v%C3%A1lvulas-reductoras-de-presi%C3%B3n).

[7] Golpe de ariete en bombas. Recopilación estudiantil. Disponible en: <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/flujoentuberias/golpedearieteenbombas/golpedearieteenbombas.htm>.

[8] F.H. Corcho Romero, J.I. Duque Serna, Acueductos teoría y diseño. Centro general de investigaciones. Medellín, Antioquia: Universidad de Medellín, 1997. P 173.

[9] Republica de Colombia, Ministerio de desarrollo económico. Documentación técnico normativa del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Titulo C.7.5.1.3. P 65.

BIBLIOGRAFÍA

Fair Geyer & Okun. Water Supply and Waste-Water Disposal. , 2a edición, 1956.

Hammer J, Mark. Water and Waste-Water Technology. 1980.

Sotelo Avila, Gilberto. Hidraulica general. 1984.

Rivas Mijares, Gustavo. Abastecimiento de Aguas y Alcantarillado. 1ª edición, 1976.

Silva Garavito, Luis Felipe. Diseño de Acueductos y Alcantarillados. 1ª edición, 1980.

Materón Muñoz, Hernán, Obras Hidráulicas Rurales, 1997.

Aramburo B, Luis E – Gavilan, Germán. Diseño de Estructuras Hidráulicas, Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, 1987.

Oramas o, G. Panorama de Obras Hidráulicas en Colombia, 1995.

Lopez H, José Gilberto. Acueductos, Universidad Libre, Pereira, 2011.

Corcho Romero, Fredy Hernan – Duque Serna, Jorge Ignacio. Acueductos Teoría y Diseño, Universidad de Medellín, División de Investigaciones y Asesorías, Medellín, 1997.

Arocha R, Simón. Abastecimientos de Agua, Teoría y Diseño, Caracas, 1980.

Linslay, Ray. Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, Cecsca, México, 1967.

Bernd H. Dieterich – Henderson, Jhon. Situación y Necesidades de los Servicios Urbanos de Abastecimiento de Agua de Setenta y Cinco Países en Desarrollo, Ginebra, 1965.

Steel, Hernest. Abastecimiento de Aguas y Alcantarillado, Gustavo Gili, Barcelona, 1965.

CURRÍCULUM

Camilo Adolfo Barrera Sánchez: Soy una persona con capacidad científica, tecnológica y empresarial, con espíritu de liderazgo, rigor ético y con la tradición humanística, académica y social. Mi desempeño profesional comprende el analizar, proyectar, construir, supervisar, inspeccionar y evaluar obras de Ingeniería Civil con base en principios científicos y en el uso de nuevas tecnologías. Poseo la facultad de identificar problemas y proponer soluciones en las áreas de vías y transportes, recursos hídricos, estructuras y nuevos materiales. La vigencia de mi saber se afirma en mi voluntad permanente de estudio, actualización e investigación para proporcionar soluciones orientadas al desarrollo sostenible de la comunidad.

Cristian Mauricio Manrique Ríos: Estudiante de Ingeniería civil, con capacidades de fácil y rápido aprendizaje, con alto grado de responsabilidad y sentido ético, dedicación, compromiso, excelentes relaciones interpersonales y trabajo en equipo. En proceso de formación hacia el análisis, proyección, construcción, supervisión, inspección y evaluación de obras civiles identificando problemas y planteando soluciones en cualquiera de las áreas: Geotecnia, Vías y Transporte, Estructuras y Recursos Hídricos, apoyado en el manejo de paquetes computarizados como Microsoft Office, Autocad, Sap- 2000 y Epanet 2.0.