

**INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA**  
**ESCUELA DE QUÍMICA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA AMBIENTAL**

**“Evaluación de la capacidad hidráulica de la red de distribución del acueducto de San Francisco de León Cortés”**

Para optar por el título de

Ingeniero Ambiental

Con el grado académico de

Licenciatura

Leonardo Atahualpa Pérez Coto

Cartago, Octubre, 2016



**“Evaluación de la capacidad hidráulica de la red de distribución del acueducto  
de San Francisco de León Cortés”**

Informe presentado a la Escuela de Química del Instituto Tecnológico de Costa Rica como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Ambiental con el grado de licenciatura

**Miembros del tribunal**

---

**M.Eng José Andrés Araya Obando**  
**Director**

---

**M.Eng Erick Vallester**  
**Lector 1**

---

**Eng Macario Pino**  
**Lector 2**

---

**M.Eng Diana Alexandra Zambrano**  
**Coordinador COTRAFIG**

---

**Dra Floria Roa Gutiérrez**  
**Directora Escuela de Química**

---

**M.Eng Ana Lorena Arias Zúñiga**  
**Coordinadora Carrera de Ingeniería Ambiental**



## **DEDICATORIA**

**A mi familia y a la vida por el camino que me han obsequiado**



## **AGRADECIMIENTOS**

**A mis padres por ser los pilares de mi formación y por la paciencia y amor que siempre me muestran.**

**A mis hermanos por su apoyo incondicional y por ser de las razones para siempre continuar creciendo.**

**A mis profesores y al TEC por las oportunidades y enseñanzas brindadas.**

**Al profesor José Andrés por motivarme y mostrarme el camino que debo seguir para ser un excelente profesional.**

## **RESUMEN**

Hoy en día, la demanda creciente en los servicios de abastecimiento de agua obliga a los prestadores de servicio a evaluar la capacidad hidráulica con el fin de determinar la factibilidad de aprobar nuevos servicios de agua. No obstante, esta evaluación requiere de información técnica del sistema con la que algunas veces no se cuenta o es poca precisa, junto con la utilización de modelos computacionales que usualmente no son calibrados por lo que los resultados no son válidos. En ese sentido, la presente investigación contempló la evaluación de la capacidad hidráulica del sistema de abastecimiento administrado por la ASADA de San Francisco, con el fin de demostrar la correcta utilización de los modelos computacionales para estos fines, buscando la eficiencia hidráulica del sistema en el marco de la gestión integrada del recurso hídrico. Inicialmente, se realizó la recopilación de información (catastro de red y de usuarios). Además, se realizó un análisis de la demanda actual y futura en el acueducto, se construyó el modelo en EPANET y se procedió a una etapa de macro-calibración para determinar la bondad de ajuste del modelo mediante funciones objetivo, en un escenario de máxima demanda horaria en época de estiaje, cuando se da la cosecha de café en la zona. Se encontró que la dotación de la población es de 127,4 Lpd en un sistema que tiene capacidad para soportar aproximadamente 1,43 veces la demanda actual de 1,13 L/s, hasta 1,62 L/s, pudiendo suplir de esta forma cerca de 185 nuevos usuarios. No obstante, dicha capacidad queda supeditada a la oferta hídrica de las fuentes de agua la cual actualmente ofrece 4,54 L/s y al impacto en la calidad de agua y en los distritos hidrométricos en la red debido a la aprobación de nuevos servicios de agua. A pesar de que este estudio solo contempla una macro-calibración, se cuenta con información para brindar recomendaciones para el manejo del acueducto, y se brindan los insumos necesarios para poder llevar a cabo un estudio completo de calibración, fortaleciendo así, el entendimiento de la utilización de los modelos computacionales para la evaluación de la capacidad hidráulica en sistemas de abastecimiento de agua en Costa Rica.

**Palabras clave:** red de distribución agua potable, capacidad hidráulica, modelación estática.

## **ABSTRACT**

Today, increasing demand on water supply services requires service providers to assess the hydraulic capacity in order to determine the feasibility of adopting new water services. However, this assessment requires technical information system that sometimes the WDS do not have or have it with a very poor precision, and the use of computer models are not usually calibrated so that the results are invalid. In that sense, this research looked at the evaluation of the hydraulic capacity of the supply system administered by the San Francisco ASADA in order to demonstrate the proper use of computer models for these purposes, seeking the hydraulic system efficiency in the framework of integrated water resource management. Initially, gathering information (network and users cadastre) was performed. In addition, an analysis of the current and future demand in the aqueduct was made, the model was built in EPANET and proceeded to a macro-calibration to determine the goodness of fit of the model through objective functions, in a scenario of maximum hourly demand during the dry season, when the coffee harvest occurs in the area. It was found that the demand of the population is 127,4 Lpd in a system capable of withstanding approximately 1.43 times the current demand of 1,13 L/s, until 1,62 L/s, having the possibility of supply about 185 new users. However, this capacity is subject to water supply water sources which currently offers 4,54 L/s and the impact on water quality and hydrometric districts in the network due to the adoption of new water services. Although this study only provides a macro-calibration, there is information to provide recommendations for the management of the aqueduct, and the necessary inputs are provided to carry out a comprehensive study of calibration, thus strengthening the understanding of the use of computer models to evaluate the hydraulic capacity of water supply systems in Costa Rica.

**Key words:** Drinking water supply, ASADAS, hydraulic capacity, Static Modeling.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>Resumen</b> .....	<b>8</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>9</b>
<b>1 Introducción</b> .....	<b>21</b>
1.1 <i>Objetivo general</i> .....	22
1.2 <i>Objetivos específicos</i> .....	22
<b>2 Revisión de literatura</b> .....	<b>23</b>
2.1 <i>Evaluación de la capacidad hidráulica de un sda</i> .....	23
2.2 <i>Modelación de sistemas de distribución de agua</i> .....	23
2.2.1 Establecimiento del propósito y necesidad del modelo .....	28
2.2.2 Recopilación de información .....	29
2.2.3 Representación del modelo .....	31
2.2.4 Tipos de modelos hidráulicos .....	32
2.2.5 Estudios de consumo y asignación de la demanda .....	34
2.2.6 Calibración del modelo.....	39
<b>3 Caracterización del SDA</b> .....	<b>43</b>
3.1 <i>Localización del lugar</i> .....	43
3.2 <i>Componentes del SDA del acueducto de San Francisco</i> .....	44
3.3 <i>Topografía de la zona</i> .....	44
<b>4 Materiales y Métodos</b> .....	<b>47</b>
4.1 <i>Recopilación de datos necesarios para la construcción del modelo</i> .....	48
4.1.1 Catastro de usuarios.....	49
4.1.2 Catastro de red .....	50
4.1.3 Curva de desempeño de la bomba centrífuga .....	51
4.1.4 Porcentaje de agua no contabilizada (ANC) en la red de distribución de agua .....	53
4.1.5 Registros de Facturación .....	53
4.2 <i>Construcción del modelo hidráulico</i> .....	54
4.2.1 Representación de la red en EPANET .....	54
4.2.2 Consumo y asignación de la demanda .....	55
4.2.3 Restricción de los caudales calculados por EPANET .....	56
4.3 <i>Muestreo Exploratorio y Macro-Calibración</i> .....	57
4.4 <i>Evaluación del SDA mediante el modelo calibrado</i> .....	60
4.5 <i>Evaluación de la capacidad hidráulica del SDA</i> .....	60

4.6	<i>Recomendaciones técnicas</i> .....	61
<b>5</b>	<b>Resultados y discusión</b> .....	<b>63</b>
5.1	<i>Recopilación de datos necesarios para la modelación</i> .....	63
5.1.1	Catastro de Usuarios y de Red .....	63
5.1.2	Curva de desempeño de la bomba centrífuga .....	68
5.1.3	Consumo de agua de la población .....	69
5.1.3	Asignación de la demanda en el modelo.....	72
5.2	<i>Modelo hidráulico</i> .....	74
5.3	<i>Ajustes al modelo Hidráulico</i> .....	80
5.4	<i>Muestreo Exploratorio y Macro-Calibración del modelo</i> .....	83
5.4.1	Estado de las presiones y velocidades obtenidas con el ajuste .....	90
5.5	<i>Análisis de la capacidad hidráulica del acueducto</i> .....	92
5.6	<i>Recomendaciones basadas en el estado actual del SDA del acueducto de San Francisco</i> .....	97
5.6.1	Regulación de presiones mayores a 70 mca .....	97
5.6.2	Tuberías y auditoría volumétrica.....	101
5.6.3	Tanques de almacenamiento .....	102
5.6.4	Hidrantes .....	103
5.6.5	Operación y mantenimiento del SDA .....	103
<b>6</b>	<b>Conclusiones</b> .....	<b>106</b>
<b>7</b>	<b>Referencias</b> .....	<b>108</b>
	<b>Apéndice</b> .....	<b>113</b>
	<b>Apéndice 1: Software EPANET 2.0</b> .....	<b>115</b>
	<b>Anexos</b> .....	<b>119</b>
	<b>Anexo 1: Estudios técnicos de evaluación de ASADAS</b> .....	<b>121</b>
	<b>Anexo 2: Curva teórica de la bomba centrífuga</b> .....	<b>123</b>



## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.</b> Diagrama de línea de tiempo del desarrollo de la modelación hidráulica. ....	25
<b>Figura 2.</b> Ubicación de la comunidad de San Francisco de León Cortés. ....	43
<b>Figura 3.</b> Mapa con la distribución de elevaciones por medio de curvas de nivel de la comunidad de San Francisco. ....	46
<b>Figura 4.</b> Perfil de tubería principal del acueducto de San Francisco. ....	47
<b>Figura 5.</b> Esquema metodológico para la construcción del modelo hidráulico.....	48
<b>Figura 6.</b> Esquema de recopilación de información para el modelo. ....	49
<b>Figura 7.</b> Ejemplo de la digitalización de información de los registros de facturación en tablas de atributos en QGIS. ....	50
<b>Figura 8.</b> Medidor de flujo ultrasónico Innova Sonic 210i series instalado en la PHICO del CIVCO.....	52
<b>Figura 9.</b> Materiales y equipo utilizado para el muestreo exploratorio.....	58
<b>Figura 10.</b> Puntos de muestreo exploratorio para medir caudal y presión a lo largo del SDA .....	59
<b>Figura 11.</b> Catastro de usuarios y de red del acueducto de San Francisco y descripción de sus componentes .....	64
<b>Figura 12.</b> Diámetros y longitudes presentes en la red de distribución del acueducto de San Francisco.....	66
<b>Figura 13.</b> Tipos de usuarios abastecidos en el acueducto de San Francisco.....	67
<b>Figura 14.</b> Tanque de almacenamiento y tanque enterrado y bomba sumergible GOULD 18GS30 del acueducto de San Francisco.....	68
<b>Figura 15.</b> Curva Teórica y de desempeño de la bomba Gould 18GS30 del acueducto de San Francisco.....	69
<b>Figura 16.</b> Consumo total de la población de San Francisco para el período de tiempo comprendido entre febrero de 2015 y enero del 2016. ....	70
<b>Figura 17.</b> Prueba de Tukey mediante ANOVA para analizar las diferencias entre las medias de los resultados de presión entre las presiones obtenidas en ambos escenarios del modelo .....	73
<b>Figura 18.</b> Prueba de Tukey mediante ANOVA para analizar las diferencias entre las medias de los resultados de presión entre las velocidades obtenidas en ambos escenarios	

del modelo .....	74
<b>Figura 19.</b> Ejemplo de representación en EPANET del SDA del acueducto de San Francisco .....	75
<b>Figura 20.</b> Gráfico de frecuencias acumuladas de la distribución de presiones del modelo sin restricciones, con restricciones y calibrado para las condiciones actuales del SDA .....	76
<b>Figura 21.</b> Gráfico de frecuencias acumuladas de la distribución de velocidades del modelo sin restricciones, con restricciones y calibrado para las condiciones actuales del SDA. ....	77
<b>Figura 22.</b> Gráfico de frecuencias acumuladas de los caudales obtenidos mediante el modelo con y sin restricciones.....	78
<b>Figura 23.</b> Ejemplo de sección de la red donde se dan problemas de agua fluyendo en dirección contraria .....	80
<b>Figura 24.</b> Válvulas FCV colocadas en los tramos de tubería que llegan hasta el tanque de almacenamiento Carlos Piedra .....	81
<b>Figura 25.</b> Válvulas FCV colocadas en los tramos de tuberías de las nacientes el Yos y La Torre en el punto donde se unen con la tubería principal.....	81
<b>Figura 26.</b> Resultados de las diferentes pruebas de calibración del modelo usando el RMSE como función objetivo para los datos de presiones y caudales .....	85
<b>Figura 27.</b> Resultado de diferentes pruebas de calibración del modelo usando la función objetivo de Pearson para los datos de presiones y caudales.....	85
<b>Figura 28.</b> Distribución de los puntos de muestreo y elevaciones de la comunidad de San Francisco.....	89
<b>Figura 29.</b> Gráfico de frecuencias acumuladas de las presiones del SDA de San Francisco con la demanda actual y futura .....	94
<b>Figura 30.</b> Gráfico de frecuencias acumuladas de velocidades del SDA de San Francisco con la demanda actual y futura.....	94
<b>Figura 31.</b> Distribución de presiones a lo largo de la red del acueducto de San Francisco	97
<b>Figura 32.</b> Mapa con la distribución de válvulas reguladoras de presión propuestas .....	99
<b>Figura 33.</b> Presión en nodos de la línea de impulsión de la bomba del acueducto .....	99
<b>Figura 34.</b> Sector de red donde se presentan velocidades menores e iguales a 0,1 m/s ....	100

**Figura 35.** Imágenes del estado de las nacientes y tanques de almacenamiento del acueducto de San Francisco ..... 104



## LISTA DE CUADROS

<b>Cuadro 1.</b> Softwares de modelación hidráulica más utilizados a nivel internacional, sus características y su costo de mercado.....	26
<b>Cuadro 2.</b> Diferencias entre la información y nivel de detalle necesarios para el uso que se necesite para el modelo a desarrollar.....	28
<b>Cuadro 3.</b> Componentes y datos de entrada necesarios para la construcción de un modelo hidráulico para un SDA. ....	29
<b>Cuadro 4.</b> Válvulas usadas en el control hidráulico de modelaciones hidráulicas de SDA.	30
<b>Cuadro 5.</b> Diferentes estructuras de modelación que se pueden utilizar para representar un SDA. ....	32
<b>Cuadro 6.</b> Descripción de las características principales de la modelación estática y EPS	33
<b>Cuadro 7.</b> Criterios de asignación de demandas con base en los registros de facturación..	36
<b>Cuadro 8.</b> Metodologías para la estimación de fugas en la red de distribución.....	36
<b>Cuadro 9.</b> Metodología para incluir el agua no contabilizada en el modelo.....	37
<b>Cuadro 10.</b> Caudales usados para el diseño de SDA.....	38
<b>Cuadro 11.</b> Criterios de calibración para la modelación hidráulica .....	40
<b>Cuadro 12.</b> Niveles aceptables de calibración de modelos hidráulicos.....	40
<b>Cuadro 13.</b> Criterios para la selección de los puntos de muestreo.....	57
<b>Cuadro 14.</b> Variables y el equipo usado para su medición en el muestreo exploratorio ....	58
<b>Cuadro 15.</b> Presiones y velocidades establecidas para acueductos por la reglamentación del AyA. ....	60
<b>Cuadro 16.</b> Información del acueducto a manejar en el catastro de red.....	64
<b>Cuadro 17.</b> Producción de agua de las nacientes en litros por segundo en los primeros meses del año. ....	65
<b>Cuadro 18.</b> Capacidad de los tanques del almacenamiento del acueducto de San Francisco .....	67
<b>Cuadro 19.</b> Consumos por abonado y dotaciones de agua por persona en invierno y verano de los usuarios del acueducto de San Francisco.....	71
<b>Cuadro 20.</b> Componentes del modelo hidráulico del SDA de San Francisco.....	75
<b>Cuadro 21.</b> Aforos en las nacientes en meses de verano y caudales de las mismas calculados	

por EPANET .....	79
<b>Cuadro 22.</b> Resultados del muestreo exploratorio de presión y caudal en el acueducto de San Francisco.....	84
<b>Cuadro 23.</b> Niveles de agua de los tanques de almacenamiento muestreados.....	84
<b>Cuadro 24.</b> Resultados de la macro-calibración realizada y su comparación con los criterios de calibración.....	86
<b>Cuadro 25.</b> Ajustes realizados para la macro-calibración del modelo .....	86
<b>Cuadro 26.</b> Capacidad hidráulica actual del SDA del acueducto de San Francisco .....	93

## LISTA DE SIGLAS Y ACRÓNIMOS

<b>ASADAS</b>	Asociaciones Administradoras de Sistemas de Acueductos y Alcantarillados
<b>SDA</b>	Sistema de distribución de agua potable
<b>EPA</b>	Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos
<b>AWWA</b>	Asociación Americana de Obras del Agua
<b>PRV</b>	Válvulas reguladoras de presión
<b>PSV</b>	Válvulas sostenedoras de presión
<b>FCV</b>	Válvulas controladoras de flujo
<b>EPS</b>	Modelación en período extendido
<b>ANC</b>	Agua no contabilizada
<b>SIG</b>	Sistemas de información geográfica
<b>CAD</b>	Diseño asistido por computadora
<b>SCADA</b>	Sistema de supervisión, control y adquisición de datos
<b>CIS</b>	Sistema de información del usuario
<b>AMS</b>	Sistema de gestión de activos
<b>PHICO</b>	Pared hidráulica de la Escuela de Ingeniería en Construcción
<b>CIVCO</b>	Centro de Investigación en Vivienda y Construcción



## 1 INTRODUCCIÓN

Las ASADAS (Asociaciones administradoras de sistemas de acueductos y alcantarillados) abastecen de agua a un poco más del 30% de la población costarricense a través de unas 1500 organizaciones locales. Sin embargo, no disponen de un marco regulatorio específico que vele por su sostenibilidad y uso eficiente y beneficioso del agua, aunado a que han sido prácticamente invisibles en las políticas hídricas (Gentes, 2009). Paralelamente, la mayoría opera sin un acompañamiento técnico (hídrico e hidráulico) que permita un crecimiento y desarrollo orientado a la mejora de la calidad del servicio brindado (Contraloría General de la República, 2013).

A partir del año 2012 el AyA creó un documento para la elaboración de estudios técnicos de evaluación de acueductos respondiendo a limitaciones técnicas encontradas que podrían afectar la cantidad, calidad y continuidad del servicio brindado. Su objetivo fue encaminar a las ASADAS a basarse cuantitativamente en información que permitiera la aceptación o no de proyectos habitacionales o un cierto número máximo de abonados de acuerdo a su capacidad actual. Sin embargo, la mayoría de las ASADAS se encuentran limitadas primero, por el factor económico, dificultando la posibilidad de poder costear la realización de un estudio de este tipo, y después, por la falta de conocimiento técnico para llevarlo a cabo ellos mismos.

Dichos estudios técnicos contemplan la realización de un análisis del recurso hídrico, que se refiere, al nivel de las fuentes de abastecimiento, ya sean de agua subterránea (nacimiento, pozos) o superficial (quebrada), el cual contempla un balance hídrico que determina si la fuente satisface la demanda futura con el proyecto habitacional y una evaluación de la calidad del agua. Además de una evaluación de la capacidad del sistema de bombeo, tuberías de conducción por gravedad o por bombeo, de la capacidad o volumen de los tanques de almacenamiento y de las tuberías de la red de distribución (Vargas, 2011).

Respecto al análisis de la capacidad hidráulica del sistema, se debe realizar una modelación hidráulica, no obstante, el modelo debe ser calibrado y validado, pues como establece Walski

et al (2001), a pesar que los datos requeridos hayan sido recogidos e ingresados en un paquete de software de simulación hidráulica, el modelador no puede asumir que el modelo es una precisa representación matemática del sistema. El software de simulación hidráulica simplemente resuelve las ecuaciones de continuidad y de energía usando los datos suministrados. La precisión de un modelo hidráulico depende de lo bien que se ha calibrado, por lo que un análisis de calibración y validación debe ser siempre realizado antes de que se utilice un modelo para la toma de decisiones.

Debido a esto, se realizó una modelación hidráulica de tipo estática del acueducto usando el software EPANET 2.0. En primera instancia se llevó a cabo una etapa de recopilación de información básica para el modelo: analizando demandas actual y futura, diámetros, material y longitud de tuberías, capacidad de tanques de almacenamiento, entre otros. Seguidamente se corrió el modelo para su evaluación y se crearon varios escenarios de modelación bajo el modelo macro-calibrado, buscando evaluar la capacidad máxima del acueducto sometiendo al modelo a condiciones de máxima demanda horaria actual y futura. Todo esto buscando la generación de información técnica de utilidad para la operación de la ASADA de San Francisco en aras de mejorar la gestión del recurso en términos de oferta y demanda.

## 1.1 OBJETIVO GENERAL

Contribuir al entendimiento de la utilización de modelos computacionales para la evaluación de la capacidad hidráulica en los sistemas de abastecimiento.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar un estudio de demanda de agua y de la infraestructura del acueducto de San Francisco.
- Evaluar la capacidad hidráulica del sistema de distribución de agua bajo los escenarios de demanda máxima horaria actual y futura en el acueducto de San Francisco.
- Brindar recomendaciones y estrategias operativas relacionadas con el suministro de agua en el acueducto de San Francisco.

## **2 REVISIÓN DE LITERATURA**

### **2.1 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DE UN SDA**

La capacidad hidráulica, es la capacidad instalada de la infraestructura de los servicios de abastecimiento de agua para captar, conducir, tratar, almacenar y distribuir el agua hasta el punto de prestación del servicio o acometida domiciliaria, determinante para cumplir los parámetros de servicio tales como cantidad, continuidad, presión mínima y calidad (E Cabrera et al., 2003). A pesar que el AyA no cuenta con información sistemática de la capacidad hidráulica de los acueductos comunales que operan en el país, las Oficinas Regionales de Acueductos Comunales coinciden que se está presentando el agotamiento de la vida útil de gran parte de los acueductos comunales en operación en sus regiones (Contraloría General de la República, 2013).

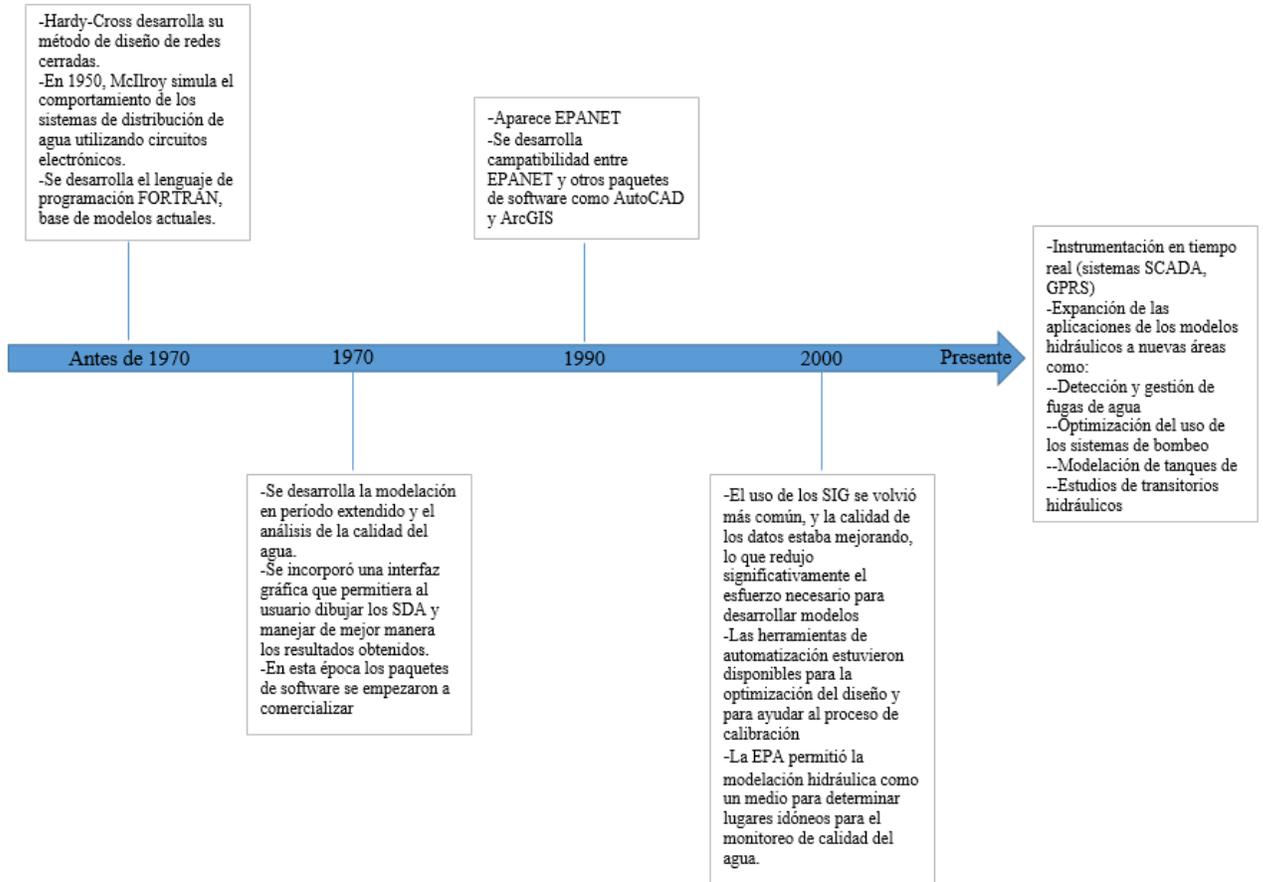
### **2.2 MODELACIÓN DE SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA**

Los SDA tratan de ofrecer a los clientes un suministro seguro, fiable y continuo de agua de alta calidad y minimizar los costos. Esta agua se entrega a menudo a través de sistemas de distribución complejos que implican kilómetros de tubería, válvulas de regulación, tanques de almacenamiento y en ocasiones, numerosas bombas. El funcionamiento de estos sistemas es muchas veces difícil de entender no sólo por el tamaño y complejidad física de las redes, sino también debido a la gran cantidad de información y datos que se necesitarían para poder comprender plenamente cómo funcionan estos sistemas (Muranho, Ferreira, Sousa, Gomes, & Marques, 2014).

Una herramienta que ha evolucionado con el tiempo para ayudar a los diseñadores, operadores y gestores de sistemas de distribución para cumplir con sus objetivos de entregar y suministrar agua de forma segura y confiable a un bajo costo, es la modelación de SDA. Según la AWWA (2012), la modelación implica el uso de un modelo informático para predecir el funcionamiento del sistema para resolver una amplia variedad de problemas de diseño, operación y calidad del agua. Por ejemplo, un modelo puede predecir presiones y flujos dentro de un sistema de agua para evaluar un diseño y comparar el funcionamiento del sistema frente a las normas de diseño. Los modelos también se utilizan en los estudios

operacionales para resolver problemas, tales como la evaluación de la capacidad de almacenamiento, la investigación de esquemas de control, y encontrar formas de administrar agua bajo difíciles escenarios de operación. Las modelaciones de calidad de agua se utilizan para calcular la edad del agua, realizar seguimientos de los residuos de desinfectantes, reducir los subproductos de la desinfección, entre otras aplicaciones.

La modelación de sistemas de distribución se inició con la llegada de las computadoras analógicas y ha evolucionado con el tiempo en conjunto con software y hardware avanzado para llegar a ser más potente y fácil de usar. Originalmente, los modelos se utilizaban sólo para evaluar los gradientes hidráulicos (así como las presiones resultantes del sistema) y flujos, y aunque esta capacidad se mantiene intrínseca en todo trabajo de modelación, los modelos hidráulicos se utilizan ahora para evaluar la calidad del agua, los costos por concepto de uso de energía, optimizar las operaciones de los sistemas y para planificar mejoras en busca de asegurar siempre la distribución continua y de calidad del agua (Alves, Muranho, Albuquerque, & Ferreira, 2014). En la *Figura 1* se muestra el desarrollo de la modelación de acueductos y sus aplicaciones con el paso del tiempo.



**Figura 1. Diagrama de línea de tiempo del desarrollo de la modelación hidráulica.**

Las principales tareas asociadas con la creación y el mantenimiento de un modelo hidráulico incluyen la construcción del modelo, calibración, validación y mantenimiento. El objetivo principal de la calibración es lograr un nivel aceptable de confianza en la capacidad del modelo para representar razonablemente el funcionamiento del sistema (el proceso de calibración se detalla en la sección 2.2.6). Después de su creación y calibración, el modelo requiere un mantenimiento periódico para seguir representando, según estándares de precisión, integridad y nivel de detalle, la operación del sistema y preservar su eficacia como herramienta de toma de decisiones (Al-Zahrani, 2014).

Existe una gran variedad de software disponible para la modelación hidráulica que va desde software de dominio público y gratuito, a software presente en el mercado con características y costos que varían en gran medida. Se debe tener claro que la diferencia entre los paquetes de software existentes está dada por la facilidad de uso, características propias, opciones de

integración con otros softwares, políticas de mantenimiento, los costos de soporte técnico, su motor de cálculo, opciones de capacitación, y el hardware actual y requerimientos de software (Alcocer & Tzatchkov, 2007). Los softwares de modelación más usados y sus características se detallan en el *Cuadro 1*.

**Cuadro 1. Softwares de modelación hidráulica más utilizados a nivel internacional, sus características y su costo de mercado**

Nombre	Desarrollador	Características principales	Basado en EPANET	Precio
AQUIS	7 Technologies	Software orientado a sistemas SCADA de Schneider Electric y optimización del uso de la energía	No	---
EPANET 2.0	EPA	Modelación hidráulica en periodo extendido y comportamiento de la calidad del agua en sistemas de redes a presión	---	Gratuito
H2O Net	Innovyze	Amplio análisis, diseño y optimización de software de distribución de agua basado en información SIG	Sí	Módulo Base: \$ 4,000 Versión ilimitada: \$16,000
InfoWorks WS	Innovyze	Flexible y sencilla interfaz para la construcción de modelos de redes de distribución en conjunto con un potente motor de solución de cálculos hidráulicos para modelación estática y de período extendido.	No	---
MikeNet	DHI, Boss International	Software avanzado de modelación de sistemas de distribución de agua basado en EPANET	Sí	Versión Básica: \$995 a \$10,995 Versión con módulo ACA: \$1,495 a \$12,495
Pipe2000	University of Kentucky	Software de modelación hidráulica para sistemas de	No	Módulo Base: \$1,495 -Por cada 100 nodos

Nombre	Desarrollador	Características principales	Basado en EPANET	Precio
		tuberías simples o complejos		adicionales: \$500 -Módulo SIG/CAD: \$500
STANET	Fisher-Uhrig Engineering	Software diseñado en Alemania para la modelación de sistemas hidráulicos y de electricidad	No	Módulo Base: \$1,910 Versión Limitada: Depende del número de nodos
SynerGEE Water	Advantica	Software especializado en la importación y manejo de datos necesarios para la modelación.	No	---
Wadiso	GLS Engineering Software	Amplio programa de cómputo para el análisis y diseño de sistemas de distribución de agua potable	Sí	Módulo Base: \$3,500
WaterCAD/WaterGEMS	Bentley WaterCAD	Análisis completo de redes de distribución de agua y diseño de herramientas que se puede potenciar con la adquisición de módulos de algoritmos genéticos para diferentes usos.	Sí	\$195 - \$25,000

**Fuente:** Clark (2012) y Alcocer & Tzatchkov (2007)

Como se nota en el *Cuadro 1*, los softwares de modelación varían casi tanto como el costo de estos. En algunos casos los costos de los programas computacionales dependen del tamaño del sistema de distribución que ha de ser modelado, además que algunos necesitan de paquetes de software adicionales como AutoCAD y SIG que implican un costo extra. Para pequeños acueductos o SDA con poco presupuesto, consultores, o cuando el software de modelación no se va a utilizar frecuentemente, una inversión onerosa en busca de un software de modelación puede no ser prudente o la mejor opción, por lo que el costo puede ser un factor determinante para la elección de un software de este tipo (Clark, 2012).

EPANET desde su aparición en el año de 1992 se ha convertido en el punto de referencia de los modelos hidráulicos y de calidad dado que en su mayoría los modelos son basados en las investigaciones de Rossman en 1994 o utilizan EPANET como motor de cálculo (como se nota en el *Cuadro 1*), siendo el software muy confiable pues permite considerar diferentes

tipos de demanda en los nodos con su propia curva de modulación en el tiempo; simula el avance y destino final de las sustancias reactivas cuya concentración crece o decrece en el tiempo; permite simular el tiempo de permanencia del agua en la red; y finalmente, porque simula las reacciones que tienen lugar tanto en el seno del agua como en las paredes de las tuberías (Araya, 2012).

### 2.2.1 Establecimiento del propósito y necesidad del modelo

Según la AWWA (2012), antes del desarrollo de un modelo hidráulico, primero debe identificarse cuáles serán sus aplicaciones inmediatas y su potencial futuro, del uso que se le dará dependerá el grado de detalle, el nivel de precisión y la información que deberá ser recopilada. Debido a que después de definir la aplicación que se le dará al modelo, se debe establecer cómo se construirá el modelo y la precisión de calibración que se buscará, ya que, definiendo los objetivos de la modelación, se puede definir qué recursos se necesitarán y el software adecuado.

En el *Cuadro 2* se muestran diferentes aplicaciones de los modelos hidráulicos, la información necesaria y el nivel de detalle que se busca y se debe manejar con la información. Por lo que es muy importante definir qué se pretende modelar porque de esto dependerá la cantidad de tiempo y recursos financieros necesarios para el desarrollo del mismo.

**Cuadro 2.** Diferencias entre la información y nivel de detalle necesarios para el uso que se necesite para el modelo a desarrollar.

Objetivo	Información necesaria	Nivel de detalle
-Planificación a largo plazo -Dimensionamiento de líneas de conducción y distribución -Evaluación de sitios para ubicación de reservorios	-Detalle de las principales tuberías del acueducto. -Demanda de la población -Factores teóricos de demanda pico	Nivel de detalle deficiente. Es fundamental que el modelador tenga en cuenta las limitaciones del modelo. Estas limitaciones deben establecerse claramente en los resultados de informes.
-Evaluaciones de la capacidad hidráulica del sistema -Estudios de control de fugas -Manejo de uso de la energía (impulsión) -Modelación de calidad de agua	-Información detallada de cada tubería del SDA -Estudios de demanda de agua de la población -Auditorías volumétricas de las redes de distribución de agua. -Decaimiento de cloro en el agua.	Se necesita manejar información muy precisa y detallada para cumplir con los criterios de calibración y validación tanto para los modelos hidráulicos como de calidad.

**Fuente:** (AWWA, 2012) y (Cabrera, Almandoz, Arregui, & García, 1999).

## 2.2.2 Recopilación de información

Un modelo computarizado está conformado por dos partes: Bases de datos y un software. La base de datos necesaria consiste en información básica que describe el SDA, tal como se detalla en el *Cuadro 3*. Por lo que, la obtención de información confiable y precisa de los elementos que componen el sistema de distribución es parte fundamental en la construcción de un modelo hidráulico, ya que de la calidad de información suministrada depende la confiabilidad y precisión del modelo. La información necesaria para este proceso se describe a continuación.

**Cuadro 3. Componentes y datos de entrada necesarios para la construcción de un modelo hidráulico para un SDA.**

Información necesaria	Descripción
Topología de la red	La topología de un SDA se expresa por la forma en que están conectados los diferentes elementos que la componen. Así la información contenida incluye el trazado de la red y altimetrías. Toda esta información se obtiene a partir de los planos del sistema, mapas topográficos, mapas digitales y archivos de SIG.
Tuberías	Se necesita contar con información de diámetros, clase y tipo, longitudes, coeficiente de rugosidad, edad y estado de conservación de las tuberías.
Bombas y/o estaciones de bombeo	La información necesaria para el modelo en este caso es, para cada uno de los equipos de bombeo: su potencia, curva de trabajo, rendimiento, conectividad, horas de funcionamiento, modo de operación (arranques/paradas) y niveles de aspiración.
Válvulas	Los datos que se requieren de forma inicial para iniciar el proceso de modelación son: ubicación, tipo de válvula, diámetro, estado (abierta o cerrada) y condición actual (buenas condiciones y funcionamiento) pues con el tiempo de operación se desconoce el valor de pérdida de carga que las válvulas pueden aportar al sistema.
Tanques de Almacenamiento	Para la modelación de tanques se necesita información sobre su ubicación en la red, tipo de tanque (elevado o superficial), elevación, capacidad, geometría, niveles de agua (máximos y mínimos) y curvas de nivel-volumen (en caso de ser necesario).
Nodos	Para estos nodos, se necesita información de la cota del punto. Los nodos también pueden cumplir el rol de inyectar agua a la red o tomarla, funcionando como uno o un grupo de abonados (esqueletización) o fugas.
Demanda de la población	Se necesita información de los registros de facturación, población abastecida, número y tipo de consumos, ANC y registros de fugas.
Registros de producción de agua	Se necesita información de la producción de agua de las fuentes de abastecimiento, factores pico y patrones de demanda.

**Fuente:** Walski et al. (2001), Alcocer & Tzatchkov (2007), Tzatchkov, Alcocer, Bourguett, & Arreguin ( 2014), Al-Zahrani (2014) y AWWA ( 2012).

En lo que respecta a la longitud de tuberías, en el modelo se debe introducir la longitud real y no longitudes topográficas. Con respecto al diámetro de las tuberías, se utiliza el diámetro interno ya que es el segmento real por donde el agua se desplazará, sin embargo debe

considerarse que la información disponible sólo refleja el tamaño de la tubería en el momento de su instalación; pues con el paso de tiempo, puede haberse reducido como consecuencia de incrustaciones, corrosión, crecimiento de Biofilm, entre otros (EPA, 2005). El efecto de esta reducción en el cálculo de caudales y pérdidas de carga normalmente es agrupado junto con las modificaciones realizadas al coeficiente de rugosidad de la tubería durante el proceso de la calibración del modelo hidráulico de modelación (Cabrera et al., 2003).

Según Reis, Porto, & Chaudhry (1997), uno de los puntos que afectan considerablemente, la predicción de los caudales y las presiones dentro de la red de distribución, es el conocimiento preciso del estado de las válvulas. Por lo que, en el *Cuadro 4* se describe cuáles son las más usadas y su función característica, así como la diferencia entre sus valores consigna.

**Cuadro 4. Válvulas usadas en el control hidráulico de modelaciones hidráulicas de SDA.**

Válvula	Descripción	Valores consigna
Reductora de presión (PRV)	Estas válvulas regulan automáticamente el gradiente hidráulico para que no exceda un valor predeterminado y, por lo tanto, son usadas cuando las presiones del sistema en las zonas aguas abajo pueden causar daños en la red. Para representar una PRV en el modelo los datos de entrada necesarios son: el diámetro de tubería y el estado de cada una de las válvulas (abierta, cerrada).	El valor de consigna está dado por la presión que se piensa obtener aguas abajo (ya que el modelo ajustará las pérdidas necesarias en la válvula para alcanzar ese gradiente hidráulico),
Sostenedora de presión (PSV)	Estas válvulas regulan automáticamente el flujo para asegurarse que el gradiente hidráulico no sea menor que cierto valor predeterminado en cierto punto de la red, donde el flujo por sí solo, resultaría en presiones inadecuadas. Las PSVs son usadas usualmente para modelar válvulas de alivio. Los datos de entrada necesarios para modelar este tipo de válvula son: Diámetro de tubería y su estado (abierta o cerrada).	El valor de consigna está dado por la presión que se piensa mantener.
Controladoras de flujo (FCV)	Regulan la velocidad de flujo que pasa a través de la válvula hasta un valor específico. Este tipo de válvula puede ser usada en cualquier lugar donde se necesite una regulación basada en la velocidad de flujo. Los datos de entrada para el uso de estas válvulas son: Diámetro de tubería y	El valor de consigna está dado por el caudal a trasegar por la tubería

Válvula	Descripción	Valores consigna
	el estado de la válvula (abierta o cerrada).	
Check	Son las válvulas que permiten el paso del agua en una sola dirección, es decir, se cierran para evitar que el fluido se desplace en dirección contraria. En la mayoría de los modelos estas válvulas son una propiedad en sí de las tuberías, y no se representan como objeto en sí como las demás válvulas de control.	

**Fuente:** Walski et al. (2001) y Clark (2012).

### 2.2.3 Representación del modelo

La representación del SDA en el modelo no debe ser necesariamente tan detallada como se presenta en los planos o en los archivos de SIG, debido a esto la red se puede *esqueletizar* que se refiere a omitir en el modelo las tuberías de menor tamaño de la red, o *reducir*, que consiste en omitir los nodos hidráulicamente insignificantes en el modelo (Perelman, Maslia, Ostfeld, & Sautner, 2008). De esta forma, la estructura del modelo puede ser:

**Cuadro 5. Diferentes estructuras de modelación que se pueden utilizar para representar un SDA.**

<b>Estructura</b>	<b>Definición</b>	<b>Aplicaciones</b>
Con todas las tuberías	La representación en el modelo es igual a la que se encuentra en los planos y archivos SIG, no hay reducción ni esqueletización. Esta configuración tiene la ventaja de que es más fácil actualizar en el modelo, los cambios realizados en el SDA o compara información entre los planos y el modelo, pero son archivos que ocupan mayor espacio y se necesita más tiempo para procesar la modelación, por lo tanto, se necesitan mejores computadores para su uso.	-Pequeños SDA. -Distritos hidrométricos -Modelación de calidad de agua. - Determinación de puntos de muestreo para determinación de calidad de agua.
Con todas las tuberías, pero reducido	La diferencia con el anterior es que el número de nodos es mucho menor, sin embargo, solo se pueden omitir los nodos de segmentos de tuberías con las mismas características (diámetro, material). La cantidad de nodos reducida es de alrededor del 50%. Sin embargo, estos modelos necesitan más mantenimiento y cuidado.	-Grandes SDA -Modelación de calidad de agua -Determinación de puntos de muestreo para determinación de calidad de agua.
Esqueletizado	Este modelo incluye todos los diámetros de tuberías por encima de un valor predeterminado, así que se usa para representar tuberías grandes, por lo que solo contienen un 10 o 20% de las tuberías de la red. La representación de los vecindarios se ve sacrificada.	-Modelación de extensas líneas de conducción. -Análisis de zonas de interés en específico.

**Fuente:** AWWA (2012) y Ziegler et al. (2011).

#### **2.2.4 Tipos de modelos hidráulicos**

Como explica Walski et al. (2001), después de haber definido los elementos básicos y la topología de la red a modelar, se puede realizar un mayor refinamiento del modelo dependiendo del propósito o finalidad de este. Existen varios tipos de modelaciones que se pueden desarrollar dependiendo de lo que el modelador quiera observar o predecir, sin embargo, los dos tipos básicos son se muestran el *Cuadro 6*.

**Cuadro 6. Descripción de las características principales de la modelación estática y EPS**

Tipo de modelación	Aplicaciones	Ventajas	Desventajas	Referencia
Estática	<p>La modelación estática calcula el estado del sistema (flujos, presiones, condiciones de funcionamiento de bombas, posiciones de válvulas, etc.) en un determinado momento. Este tipo de análisis muchas veces es comparado con el tomar una fotografía del funcionamiento del SDA. Por lo que estas capturas son tomadas en los escenarios de funcionamiento para los cuales se tiene interés de analizar, como instantes de caudal mínimo nocturno, de máxima demanda (horaria, diaria), usos del sistema de protección contra incendios, fallos de componentes del sistema, entre otros. Estas modelaciones son usadas frecuentemente para problemas relacionados a la infraestructura y diseño de los SDA.</p>	<p>-Permite al modelador predecir la respuesta ante los diferentes escenarios previamente mencionados. -La modelación estática es la base para otro tipo de modelaciones.</p>	<p>En la realidad, los sistemas de distribución de agua raramente pueden encontrarse en un estado estático. Por lo que un modelo estático es más que todo una construcción matemática. Ya que las demandas y los niveles de los tanques de almacenamiento varían constantemente y las bombas rutinariamente cumplen ciclos de apagado y encendido</p>	<p>(Walski et al., 2001; EPA, 2005)</p>
De período extendido (EPS)	<p>La modelación en período extendido es una técnica de modelación de SDA donde una serie de modelaciones estáticas son realizadas en intervalos específicos (una hora, varias horas). Se modela la forma en que el sistema cambia en respuesta al cambio de las demandas y las condiciones de operación. Además de presentar resultados de presiones y caudales en el sistema, también se obtienen resultados de variaciones de nivel de los tanques de almacenamiento, la respuesta de las bombas y válvulas ante los cambios del sistema y el comportamiento de variables de operación, ya que se puede modelar la calidad de agua del sistema (agentes contaminantes, bacterias, cloro residual, edad del agua, entre otros).</p>	<p>-El período de modelación puede ser tan extenso como el modelador desee. Depende de lo que se quiera analizar. -Da gran cantidad de información sobre las características del sistema y cómo el sistema responde ante las variaciones de demanda y situaciones de emergencia. -Gran herramienta para la operación de un SDA y de detección de problemas.</p>	<p>Se requiere de gran cantidad de información y datos para la construcción del modelo y posterior calibración.</p>	<p>(AWWA, 2012; Tzatchkov et al., 2014)</p>

Haciendo uso de los conceptos fundamentales de la modelación estática y de EPS se pueden construir modelos más complejos. Como las modelaciones de calidad de agua que se mencionaron anteriormente. Modelaciones para análisis de automatización de sistemas contra incendios que buscan probar la confiabilidad de sistemas instalados. De análisis de costos que son usados para encontrar el impacto monetario de las operaciones y propuestas de mejoras. Así como la modelación de trasientes hidráulicos, usados para investigar la fluctuación de presiones y caudales en cortos lapsos de tiempo debido a cambios repentinos en el estado de válvulas y bombas (Alves et al., 2014).

## **2.2.5 Estudios de consumo y asignación de la demanda**

Tal como lo explican Jung, Boulos, Wood, & Howie (2008), la demanda de agua es uno de los parámetros más importante en los SDA porque es la fuerza motriz detrás de las dinámicas hidráulicas que ocurren en los sistemas. La demanda de agua en el modelo consta de dos componentes: la distribución espacial de las demandas y el volumen en sí demandado en cada punto de consumo. Además, acorde con Alcocer & Tzatchkov (2007), para entender realmente el consumo de agua se deben tener en cuenta tres aspectos claves, como lo son: ¿cuánta agua se usa?, ¿dónde están localizados los puntos de consumo?, y ¿cómo varía el consumo en función del tiempo?.

En la modelación de redes, el agua que se usa está dada por el consumo de los usuarios y el agua no contabilizada (ANC), que es el resultado de la diferencia entre el volumen de agua que produce un sistema y el volumen que se entrega y factura a los usuarios del mismo (Vindas, 2005). Las demandas de agua son asignadas a los nodos (nodos de consumo) que dependen de medios como los catastros de redes para con certeza definir donde están ubicados los puntos de consumo. Todo esto varía en función del tiempo de acuerdo a los patrones de consumo de la población (Walski et al., 2001).

### **2.2.5.1 Demanda base**

Como lo establece Walski et al. (2001), la demanda de los usuarios más el agua no contabilizada se conoce como demanda base, que se considera la demanda promedio diaria en un año de consumo de la población. Se trabaja con esta demanda base porque sobre ella

se pueden aplicar una variedad de factores pico y multiplicadores de demanda (patterns) dependiendo de la variación horaria de la demanda.

Como lo establece (Cabrera et al., 2003), en la modelación estática se analiza la red para un único estado de cargas. Dicho estado de cargas debe ser lo suficientemente significativo para el uso que se hace del modelo, generalmente de planificación de la red. Se analizan: la situación punta de consumo, donde las presiones en la red (y por ende en el modelo) son las más bajas, detectándose así posibles deficiencias en el servicio de abastecimiento; y la situación valle de consumo (consumo nocturno) cuando las presiones son mayores y se pueden producir roturas en las tuberías.

Para establecer la demanda base, e implementarla al modelo, Sánchez, Florez, & Mejía (2003) proponen desarrollar los siguientes pasos:

- 1) Diagnosticar el estado actual del sistema
- 2) Evaluar la oferta y la demanda del agua (actual y futura)
- 3) Realizar la valoración (identificación y cuantificación) de las pérdidas de agua.
- 4) Asignación de consumos contabilizados (controlados tanto en valor como en ubicación): usualmente los registros individuales de facturación de los usuarios.
- 5) Asignación de ANC: errores de medición, fugas en la red de distribución, pérdidas en depósitos, tomas clandestinas y fraudes.

Para determinar el ANC, se registra el volumen de agua entregado a la red mediante el uso de macromedidores y el volumen consumido por los usuarios, que se puede obtener con los registros de facturación o bien, buscando obtener información más precisa, realizando mediciones de hidrómetros en las horas de menor consumo, específicamente de 1 a 3 am, cuando trasiega por la red el caudal mínimo nocturno, cuando las presiones son mayores y así, las fugas. La diferencia entre lo puesto en red, menos lo contabilizado y almacenado, determina el porcentaje de ANC del sistema (Sánchez et al., 2003).

### 2.2.5.2 Asignación de demandas

Existen diferentes formas de realizar la asignación de demanda cuando se parte de las facturaciones de los usuarios, tal como se muestra en el *Cuadro 7*.

**Cuadro 7. Criterios de asignación de demandas con base en los registros de facturación.**

Criterio	Descripción	Limitaciones
“Asignación punto a punto”	Se relaciona cada usuario con un nodo del modelo y se asigna el consumo a dicho nodo, buscando siempre referido al más cercano, o con el nodo que se pudo considerar que abastecía al usuario	En los sectores mallados la relación se realiza con base al criterio del modelador
“Asignación por sectores”	La demanda del nodo se obtiene sumando el consumo de todos los usuarios incluidos en el sector, para posteriormente repartirlo en partes iguales a los nodos que se quedan incluidos dentro del sector	Es menos preciso ya que asume una distribución uniforme del consumo en todos los nodos
“Asignación por calle”	A cada calle se le suman todos los usuarios y se distribuye entre los nodos inicial y final. Se puede hacer por tramos o por metros de tubería	Requiere precisión con el cálculo de los metros lineales de tubería. Deja de ser representativo si se analizan distancias largas

**Fuente:** Alcocer & Tzatchkov (2007); Cabrera, Espert, García, Martínez, & García (1996) y Vela, Martínez, García-Serra, & Pérez (1994).

Vale la pena mencionar que el desconocimiento del valor y localización de los consumos no contabilizados (fugas en la red, errores de medición, clandestinos, fraudes, entre otros), añaden incertidumbre al proceso de asignación de la demanda. En el *Cuadro 8* se muestra la forma para estimar las fugas de una red y posteriormente, en el *Cuadro 9*, los criterios para introducir el ANC en el modelo.

**Cuadro 8. Metodologías para la estimación de fugas en la red de distribución.**

Metodología	Consiste	Referencia
Técnica de balance de caudales	Aplicar un balance hidráulico, mediante la medición del caudal mínimo nocturno y la medición de los consumos nocturnos. Se considera el régimen nocturno bajo el hecho de que en éste momento, la fluctuación instantánea de los consumos es menor, por lo que un defecto permanente se define con mayor facilidad.	(Cheung, Girol, Abe, & Propato, 2010; Guerrero, Peña, & Muñoz, 2007; López, Vela, & Iglesias, 1995)
Medición en la zona de abastecimiento	A través de los tanques de almacenamiento se monitorea el	(Farley, 2001)

Metodología	Consiste	Referencia
	flujo nocturno. Se realiza el cierre de entrada de agua al tanque y de las válvulas correspondientes en la red, se cierran los registros de los usuarios y se toma lectura de niveles de tanque.	

Adaptado de: Araya (2012).

**Cuadro 9. Metodología para incluir el agua no contabilizada en el modelo.**

Metodología	Fuente
Agregar una nueva incógnita por nodo. El caudal de fuga se ingresa al sistema junto a una ecuación que la relaciona con la presión y las características físicas de la rotura. A través de un emisor se puede modelar la fuga, no obstante, el coeficiente de descarga y el exponente de la presión deben estimarse.	(Alcocer & Tzatchkov, 2007; Rossman, 2000; Saldarriaga & Salas, 2003)
Introducir el agua no contabilizada como una demanda más. Dado que no se conoce la ubicación específica se debe calcular el total y dividirla entre el total de nodos, esta cifra se le carga equitativamente entre los nodos del sistema.	(Walski et al., 2001)
Corregir la demanda media en el nudo con un coeficiente, cociente entre el caudal de agua inyectado a la red en el instante de la simulación y la demanda media del modelo.	(Cabrera et al., 1996)

Adaptado de: Araya (2012).

### 2.2.5.3 Multiplicadores de demanda

La demanda base en una modelación estática por definición, no cambia a lo largo del tiempo sin embargo, en la vida real la demanda de agua varía constantemente a distintas escalas temporales, ya sea diariamente, donde el consumo de agua cambia con las actividades realizadas por los usuarios a lo largo del día; semanalmente, donde los patrones de consumo de los fines de semana son diferentes de los días durante la semana o de forma estacional, donde el consumo de agua depende del cambio de estaciones y las actividades relacionadas, como turismo; además de los cambios en las demandas al largo plazo, como por ejemplo, por el crecimiento de las comunidades (Tzatchkov et al., 2014).

#### 2.2.5.3.1 Factores Pico

Según Walski et al. (2001), cuando se quiere evaluar o predecir ciertas condiciones de consumo, estos se pueden determinar haciendo uso de factores pico sobre la demanda base para reproducir las condiciones buscadas. Por ejemplo, si un modelador quiere evaluar el comportamiento del SDA en condiciones de consumo máximo diario, puede usar factores pico para determinar cuánto es este consumo, el factor pico se obtiene de la siguiente forma:

$$FP = \frac{Q_{Máx D}}{Q_{base}} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

- FP es el factor pico
- Q Máx D es el caudal máximo diario
- Q base es el caudal base

Sin embargo, así como en la literatura se encuentran factores pico para relacionar diferentes consumos, como el consumo máximo diario y el máximo horario en relación con el consumo base o promedio diario, en Costa Rica el AyA establece los factores que relacionan estos consumos, como se muestra en el *Cuadro 10*.

**Cuadro 10. Caudales usados para el diseño de SDA.**

Caudal	Descripción	Fórmula	Detalle	Uso
Medio diario ( $Q_{md}$ )	Es el consumo diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y la dotación	$Q_{md} = \frac{P_f \times D}{86400}$	$P_f$ = Población de diseño $D$ = Dotación (en Costa Rica, de 200-300 L/hab d)	Demanda base
Máximo diario	Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario y el coeficiente $k_1$ que varía según las características de la población.	$Q_{máx d} = k_1 \times Q_{md}$	$K_1 = 1,5$ $Q_{md}$ = Caudal medio diario	En el diseño de la línea de conducción, planta de tratamiento y almacenamiento.
Máximo horario	Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el	$Q_{máx h} = k_2 \times Q_{máx d}$	$K_2 = 2,25$ $Q_{máx d}$ = Caudal máximo diario	En el diseño de la red de distribución.

Caudal	Descripción	Fórmula	Detalle	Uso
	caudal máximo diario y el coeficiente k2.			

Fuente: AyA (2003)

De esta forma, utilizando como punto de partida la demanda base (caudal medio diario) y un factor pico o multiplicador de demanda  $K_2$  en una modelación estática se puede analizar el comportamiento del SDA en condiciones de máxima demanda, donde las presiones son bajas y los caudales trasegados, máximos (Walski et al., 2001).

### 2.2.6 Calibración del modelo

Todos los modelos de SDA requieren calibración (Koppel & Vassiljev, 2009). El modelador no puede asumir que el modelo es una precisa representación matemática del sistema. El software de modelación hidráulica simplemente resuelve las ecuaciones de continuidad y de energía a partir de los datos suministrados; por lo tanto, la calidad de los datos dictará la calidad de los resultados. La precisión de un modelo hidráulico depende de lo bien que se ha calibrado, por lo que un análisis de calibración debe ser siempre realizado antes de que se utilice un modelo para la toma de decisiones (Walski et al., 2001).

La calibración en sí es el proceso de realizar ajustes en los parámetros del modelo, para conseguir que éste reproduzca las mediciones observadas en campo con cierto grado razonable de precisión (Araya, 2012). Los pasos básicos para realizar una adecuada calibración son:

- a) Entender el propósito del modelo, para así establecer el nivel de detalle, la naturaleza de la recolección de datos y el nivel de tolerancia.
- b) Estimar los parámetros de calibración y hacer la recolección de datos.
- c) Evaluar el modelo con base a los parámetros definidos inicialmente.
- d) Realizar un ajuste aproximado (macro-calibración)
- e) Realizar un análisis de sensibilidad con el fin de establecer un juicio de cómo mejorar la calibración ajustando los parámetros que tienen más influencia en el modelo.
- f) Realizar un ajuste fino (micro-calibración)

Algunos parámetros pueden ser comparados por medición directa en la red, por ejemplo, curvas características de bombas y válvulas. Otros por su parte son difíciles de medir con exactitud como la rugosidad de las tuberías. Por lo que se tienen que realizar algunas mediciones indirectas para poder ajustarlos, y son generalmente los que suelen añadir mayor incertidumbre al modelo (Alcocer & Tzatchkov, 2007). Por esta razón, estos parámetros se utilizan como criterios de calibración, tal como se muestra en el *Cuadro 11*.

**Cuadro 11. Criterios de calibración para la modelación hidráulica**

Tipo	Criterio	Fuente
Hidráulica	Las demandas calculadas y el coeficiente de rugosidad en las tuberías, pérdidas localizadas, patrones de comportamiento de la demanda y válvulas de control hasta que los niveles de agua en los tanques y las mediciones tomadas en los puntos de control (caudal y presión) se encuentren en los niveles de precisión definidos.	Alcocer, Tzatchkov, & Arreguin, (2004); EPA (2005) y Sánchez et al. (2003)

Adaptado de: Araya (2012)

### 2.2.6.1 Niveles aceptables de calibración

A pesar de que no existen normas de calibración universalmente aceptadas, muchos modeladores están de acuerdo en que el nivel de esfuerzo requerido para calibrar el modelo junto con el nivel deseado de precisión, depende del uso previsto de éste, no obstante, independientemente del enfoque que se adopte, a la hora de hacer la calibración, un modelo realista debe alcanzar cierto nivel con base a criterios de rendimiento (Araya, 2012 y Walski et al., 2001). En el *Cuadro 12* se muestra un ejemplo de estos criterios de validación reportados en la literatura para la modelación hidráulica de SDA.

**Cuadro 12. Niveles aceptables de calibración de modelos hidráulicos.**

Variable	Criterio	Fuente
Presión	Se acepta cuando coincidan las presiones medidas con las simuladas en los nodos con un margen menor a $\pm 1.50$ mca en, al menos, el 70% de las lecturas	(Alcocer, Tzatchkov, & Bourguett, 2003)
Caudal	Los caudales en tuberías principales modelados (donde el caudal $< 10\%$ de la demanda total) deben estar	(Sánchez, Rodríguez, & Torres, 2010)

Variable	Criterio	Fuente
	dentro del $\pm 10$ % de los caudales medidos.	
<b>Niveles de tanques de almacenamiento</b>	La diferencia entre los niveles de agua observados en tanques y los modelados deber ser $< 30$ cm.	(Sánchez et al., 2010)

Adaptado de: (Araya, 2012)

### 2.2.6.2 Bondad de ajuste del modelo

La diferencia entre los valores medidos y modelados de los criterios de calibración debe ser analizado para entender qué tan bien el modelo refleja lo que pasa realmente en el SDA, en otras palabras, la bondad de ajuste del modelo. Si la diferencia entre valores es muy grande, algo puede estar sucediendo con la configuración o construcción del modelo (AWWA, 2012). En el caso de la macro calibración, al llevar a cabo este proceso, si el error entre magnitudes de una misma variable es mayor al 20%, no se puede proceder a realizar un ajuste fino del modelo y se deben revisar errores gruesos en la construcción del mismo (Alcocer, Tzatchkov, & Arreguin, 2004). Mientras que, si solo algunas diferencias son significativas, el modelador puede concentrarse en trabajar en una calibración más detallada o fina y realizar ajustes en áreas específicas con mayor exactitud.

Para el entendimiento de la diferencia entre los valores medidos y modelados se utilizan funciones objetivo como herramientas que permitan medir la relación lineal entre variables cuantitativas (Ecuaciones 2 y 3), esto para favorecer el entendimiento de la información y poder determinar hasta qué punto se ha alcanzado un adecuado nivel de calibración.

$$RMSE = \left( \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - M_i)^2}{n} \right)^{1/2} \quad \text{Ec. 2}$$

$$R = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i M_i) - (n \bar{O} \bar{M})}{\sqrt{\left[ \sum_{i=1}^n (O_i^2) - n(\bar{O}^2) \right] \left[ \sum_{i=1}^n (M_i^2) - n(\bar{M}^2) \right]}} \quad \text{Ec. 3}$$

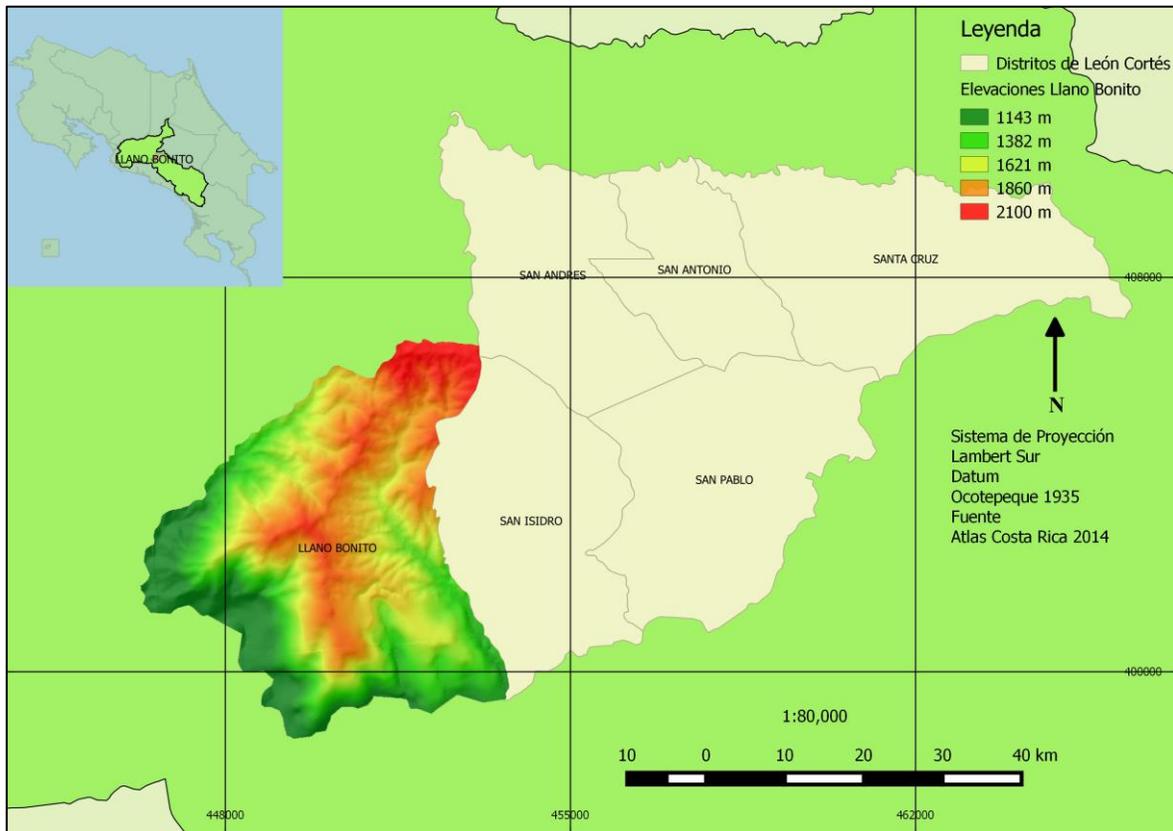
En el caso de las ecuaciones mostradas,  $n$  representa el número total de observaciones,  $O_i$  es el valor observado en el paso de tiempo  $i$ ,  $O$  es el promedio de los valores observados,  $M_i$  es el valor modelado en el paso de tiempo  $i$  y  $M$  es el promedio de los valores modelados. El coeficiente de Pearson o  $R$ , sirve como un indicador del grado de correlación entre los valores observados y los modelados, donde un valor de 1 significa una correlación perfecta, mientras que un valor de 0 indica que los datos son incorrectos. Por otro lado, la raíz cuadrada del error medio, o  $RMSE$ , provee información del error promedio entre los valores observados y los modelados (Araya, 2012).

Vale la pena mencionar que la calibración no se trata sólo de reducir al mínimo las diferencias entre lo observado y lo medido, sino de cómo obtener que el modelo represente correctamente el SDA. Es importante conocer los intervalos dentro de los cuales se pueden manipular los parámetros de calibración (demandas, rugosidad de tuberías, entre otros), ya sea para una calibración de prueba y error (manual) o automatizada, usando un software adicional. Si no se limitan los parámetros a modificar, se ajustarían los resultados del modelo a resultados numéricamente correctos, pero retornaría soluciones sobre la operación de la red físicamente inútiles (Méndez, Araya, & Sánchez, 2013). Si todos los parámetros están abiertos a modificaciones sin ninguna restricción, el modelador puede caer en el problema de calibrar por compensación de errores, donde un error en la estimación de una rugosidad puede compensarse por introducir un error en la estimación de la demanda (Walski et al., 2001). Por lo que un modelo puede ser obligado a converger a las observaciones de campo en lugar de determinar los parámetros de operación reales del SDA.

### 3 CARACTERIZACIÓN DEL SDA

#### 3.1 LOCALIZACIÓN DEL LUGAR

Este trabajo se realizó en la comunidad de San Francisco, que pertenece al distrito de Llano Bonito, en el cantón de León Cortés. Este cantón es parte de la provincia de San José. San Francisco se ubica en la zona mejor conocida como la Zona de Los Santos. La comunidad se encuentra entre las coordenadas 185000 y 187000 Norte y 522000 y 525000 Este, coordenadas Lambert Sur (ver *Figura 2*).



**Figura 2.** Ubicación de la comunidad de San Francisco de León Cortés.

La principal actividad económica de la zona es el cultivo de café y aguacate. Durante la temporada de recolección del café, de diciembre a marzo, aproximadamente 350 personas llegan a la comunidad para trabajar en esta actividad. Esta población flotante coincide con parte de la época de estiaje, que hace que se reduzca el aporte de agua de las fuentes de abastecimiento, lo que ha ocasionado problemas de escasez de agua en años anteriores.

### 3.2 COMPONENTES DEL SDA DEL ACUEDUCTO DE SAN FRANCISCO

En la *Figura 3* se muestra una representación del SDA del acueducto San Francisco. Este está formado por 16 nacientes distribuidas en la zona norte de la comunidad. Por ser aguas subterráneas, no se les brinda ningún tratamiento posterior a su captación además de la cloración de solo un tramo de la red de distribución. Además, se cuenta con 5 tanques de almacenamiento distribuidos a lo largo de la red, 2 tanques de reunión y 3 tanques quiebragradientes.

El acueducto cuenta, además, con un sistema de bombeo usado principalmente en verano, donde capta agua de dos nacientes y las conduce a un tanque de almacenamiento que alimenta un tanque enterrado donde se encuentra la bomba, que es sumergible.

Vale la pena mencionar, que la ASADA no cuenta con operarios o fontaneros para la operación y mantenimiento del acueducto por falta de recursos. Por lo que los miembros de la junta directiva de la ASADA tienen que disponer de su tiempo para resolver problemas rutinarios de la operación misma de un SDA, sin embargo, por las labores personales que deben llevar a cabo estas personas, el acueducto pasa a un segundo plano y los trabajos sobre este son meramente mitigativos.

### 3.3 TOPOGRAFIA DE LA ZONA

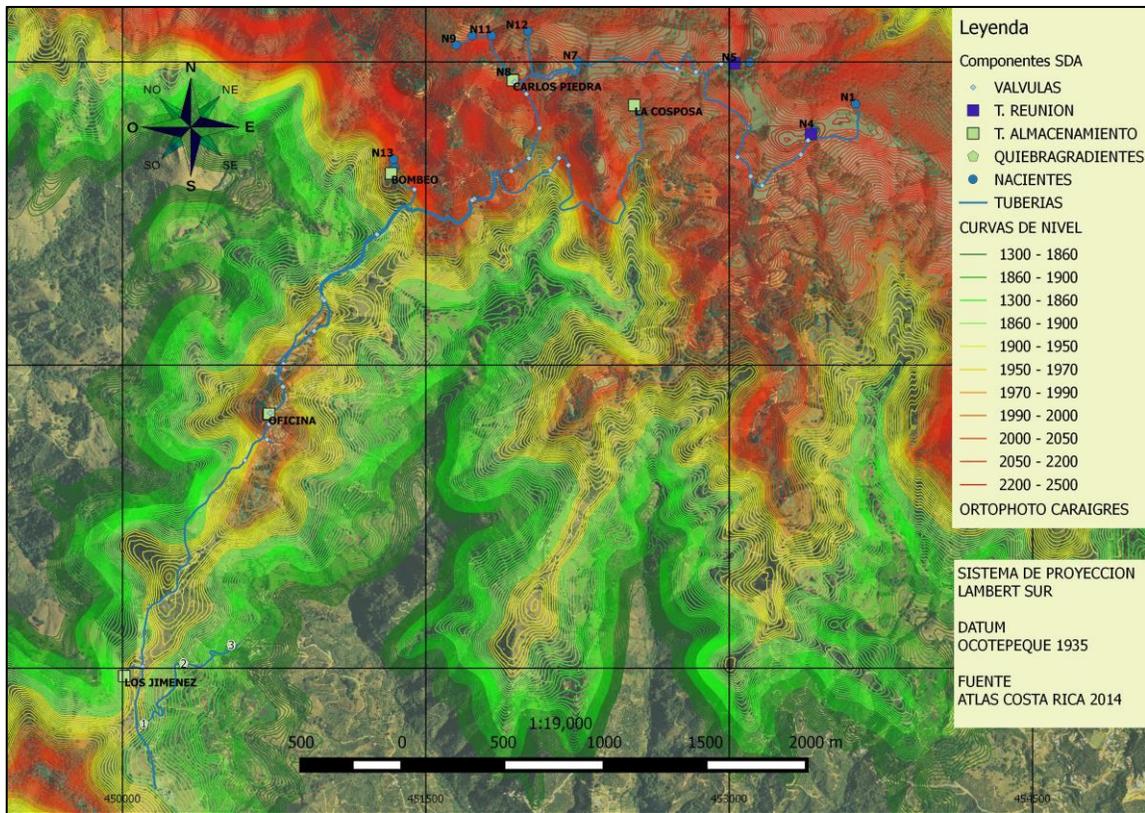
El acueducto de San Francisco cuenta con un plano en físico del SDA que fue elaborado por la unidad de topografía del ICE como parte de los trabajos en comunidades vecinas que realiza la institución cuando desarrolla un proyecto. En este caso, el proyecto hidroeléctrico Pirrís. Tras tiempo de solicitudes, se logró conseguir el plano como un archivo en digital con formato DWG.

Con base al plano y a datos de campo tomados a lo largo del trabajo se observa como se muestra en la *Figura 3*, mediante curvas de nivel de la zona, que las nacientes del acueducto están en los puntos más elevados del SDA, por encima de los 2050 msnm, donde la naciente más elevada se encuentra a 2130 msnm (Naciente José Luis 1, N9 en la figura). Además, se

nota como la tubería desciende hasta volver a elevarse en el tanque de almacenamiento La Oficina, donde posteriormente con variaciones en la elevación, concluye hasta los puntos más bajos del acueducto.

Los tanques de almacenamiento se distribuyen a lo largo de la red, sin embargo, aún con esta configuración, como se observa en la *Figura 3*, del tanque de almacenamiento la Oficina al final de un tramo de tubería, existen 3 tanques quiebragradiantes por la diferencia de altura entre estos puntos. Esta zona de menor elevación, donde termina el tramo de tubería, en comparación con el punto más alto de la red, tiene una diferencia de elevación de 356 metros y entre el tanque de almacenamiento y este tapón de tubería existen 220 metros de diferencia.

En la *Figura 4*, se muestra con mayor detalle esta variación de elevaciones a lo largo de toda la red de distribución, donde el perfil de la red se muestra muy irregular, mostrando una tendencia a la disminución de la elevación respecto a la distancia recorrida. Es importante destacar como esto es una característica propia del distrito en sí, como se muestra en la *Figura 2*, donde se denotan zonas altas (mayores a 2000 msnm) y depresiones hasta zonas bajas (1140 msnm) por donde circulan cuerpos de agua como el río Pirrís.



**Figura 3. Mapa con la distribución de elevaciones por medio de curvas de nivel de la comunidad de San Francisco.**

Por lo tanto, con base en la *Figura 3* se pueden identificar 3 zonas en el acueducto en función a las elevaciones mostradas mediante las curvas de nivel; una zona alta, donde se encuentran las nacientes y tanques de reunión, una zona media desde la caseta de bombeo hasta el tanque de almacenamiento La Oficina y una zona baja, que se distribuye desde el tanque La Oficina, pasando por el tanque Los Jiménez hasta llegar al final del acueducto con los dos tramos que terminan en tapones de tubería.



Figura 4. Perfil de tubería principal del acueducto de San Francisco.

#### 4 MATERIALES Y MÉTODOS

El trabajo realizado se puede clasificar como exploratorio. En la *Figura 5* se muestra esquemáticamente la forma en la cual se abordó la evaluación del SDA, comenzando primeramente con la recopilación de información importante para alimentar el modelo, así como el proceso de construcción del mismo y el análisis de resultados preliminares y montaje de escenarios donde se pudiera evaluar el acueducto.

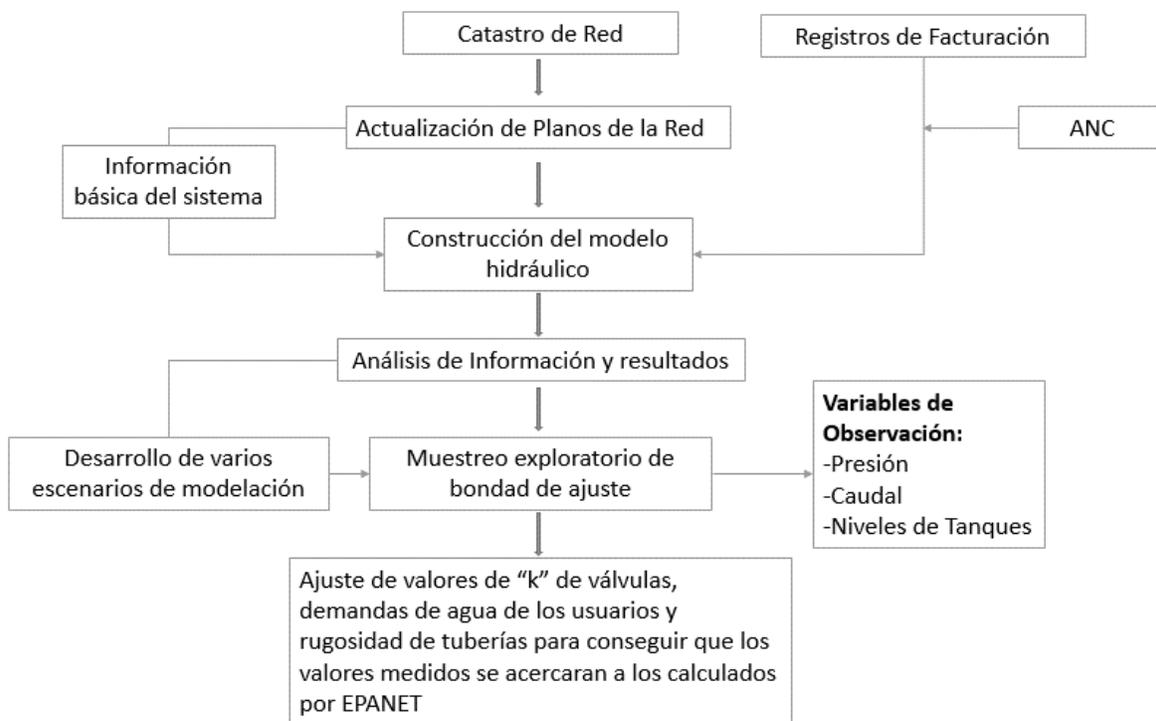


Figura 5. Esquema metodológico para la construcción del modelo hidráulico.

#### 4.1 RECOPIACIÓN DE DATOS NECESARIOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO

Debido a visitas previas realizadas como parte de los trabajos de práctica profesional llevados a cabo en la ASADA, se conocía ya la situación y limitaciones del acueducto. Por lo que, conociendo sus características y la información manejada por los administradores, para la construcción del modelo hidráulico se necesitó levantar información topográfica de diferentes componentes del acueducto y recopilar datos de campo para la carga de información que el modelo precisaba tal como se muestra en la *Figura 6*, donde además se muestra el uso que se les daría a esos datos.

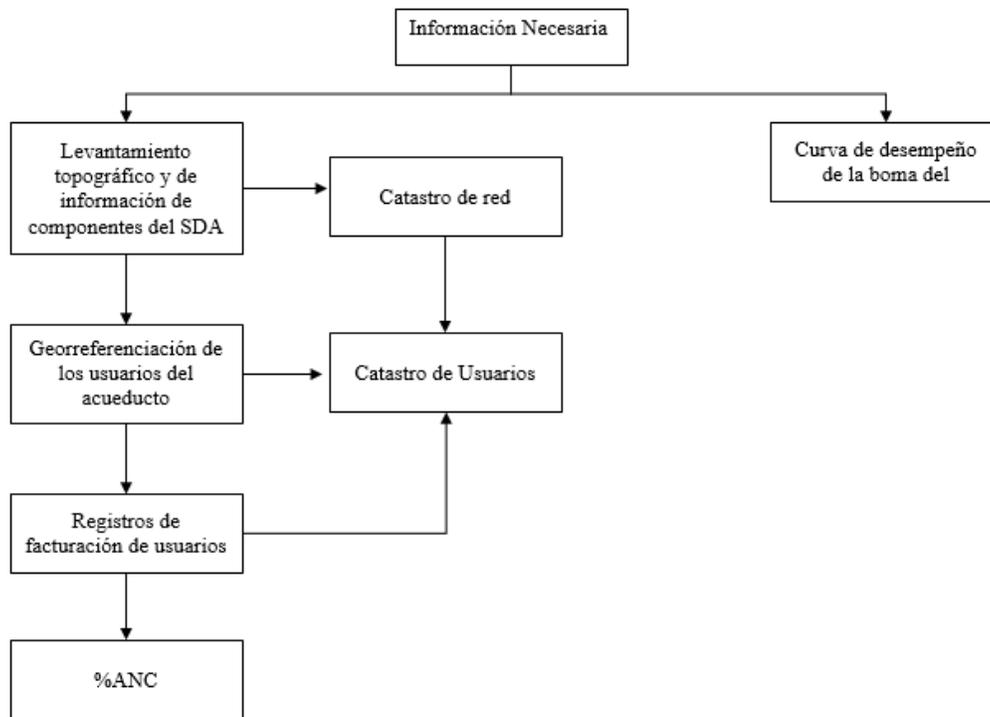


Figura 6. Esquema de recopilación de información para el modelo.

#### 4.1.1 Catastro de usuarios

Para la elaboración del catastro de usuarios, se tomaron como puntos de GPS, los micromedidores de todos los usuarios del acueducto, posteriormente estos puntos se georreferenciaron en el programa de sistemas de información geográfica de software libre Quantum GIS (QGIS), y se cargaron imágenes satelitales y *orthophotos* de la comunidad de San Francisco como capas del proyecto para poder reconocer más fácilmente el lugar y usuario al que hace referencia cada punto.

Se dio a cada medidor una codificación, de forma que el medidor del primer usuario se codificó como M1 y así sucesivamente para los demás usuarios. También se creó una tabla de atributos para introducir información por medidor del nombre del usuario responsable, tipo de consumo y volumen de agua facturada por mes, para tener un mejor control por usuario y digitalizar la información, tal como se muestra en la *Figura 7*.

	Name	N_usuario	Usuario	T.Consumo	Diciembre	Enero
0	M1		1 Eliecer Jimenez	Doméstico	40	39
29	M2		2 Dinora Alvarado	Doméstico	14	13
40	M3		3 Ricardo Badilla	Doméstico	54	93
51	M4		4 Roger Solis Mora	Doméstico	37	32
62	M5		5 Victor Mora Fallas	Doméstico	37	32
73	M6		6 Minor Mora Fallas	Doméstico	12	7
84	M7		7 Alfredo Mora	Doméstico	3	2
95	M8		8 Guadalupe Fallas ...	Doméstico	17	15
106	M9		9 Edwin Mora Fallas	Doméstico	6	2
1	M10		10 Cabañas Banco Na	Comercial	48	5
11	M11		11 Efraín Cruz Mora	Doméstico	44	35
21	M12		12 Edgar Fallas Fallas	Doméstico	52	29
22	M13		13 Edgar Fallas Cab...	Comercial	16	6
23	M14		14 Edgar Fallas	Doméstico	24	24
24	M15		15 Zaida Arias Abarca	Doméstico	0	0
25	M16		16 Teresita Jiménez	Doméstico	16	20
26	M17		17 Emilio Jiménez Ca...	Comercial	106	158
27	M18		18 Emilio Jimenez	Doméstico	0	0
28	M19		19 Vilma Solano Fallas	Doméstico	71	60
30	M20		20 José Luis Castro	Doméstico	24	25
31	M21		21 Betina Jimenez	Doméstico	8	10

Figura 7. Ejemplo de la digitalización de información de los registros de facturación en tablas de atributos en QGIS.

#### 4.1.2 Catastro de red

Para el catastro de red se debió extraer del plano las coordenadas de cada tramo de tubería, a mano, ya que, por la antigüedad del plano y el formato usado para el dibujo, no se pudo extraer digitalmente la información. Esto se realizó con el fin de poder georreferenciar en un archivo de líneas a partir de las coordenadas en X, Y y Z, de cada punto usado para la elaboración del plano, las tuberías de la red en el software *Quantum GIS (QGIS)*.

Además, se hizo un levantamiento de unidades relevantes de la red, debido a que el plano del acueducto no estaba actualizado. Se levantaron nacientes, válvulas y puntos para elaborar en el software tramos de tubería nuevos, así como los puntos de cada micromedidor como se detalló en la sección anterior.

Estas nuevas capas se referenciaron sobre la capa de medidores, imágenes satelitales y *orthophotos* de San Francisco para tener una mejor impresión del SDA físicamente. Aunado a los trabajos explicados, también se creó una tabla atributos con información básica del

acueducto como diámetros nominales y material de tubería. Se etiquetó cada tramo de tubería con su diámetro nominal para facilitar el acceso a la información.

Vale la pena mencionar que los catastros de usuarios y de red son documentos que el AyA pide a las ASADAS, y su tenencia o ausencia se utiliza como factor de evaluación en el instrumento de caracterización de ASADAS de la institución.

#### **4.1.3 Curva de desempeño de la bomba centrífuga**

Para la elaboración de la curva de desempeño, se buscó la curva de trabajo teórica de la bomba. Con esta curva se determinó la cantidad aproximada de datos que se necesitaban y la distribución de estos. Estas mediciones fueron de presión versus caudal en la línea de impulsión. Para esto, se solicitó el préstamo de un medidor de flujo ultrasónico, modelo Innova Sonic 210i series de Sierra Instruments (ver *Figura 8*), en el CIVCO, parte de la Escuela de Ingeniería en Construcción para la medición del caudal entregado, ya que la caseta de bombeo no cuenta con medidor de flujo.

Para el uso de este equipo se debió seguir el siguiente protocolo para asegurar mediciones precisas (Araya, 2012):

- Se verificó que la tubería estuviera completamente llena, y que el tramo fuera recto, preferiblemente horizontal o vertical.
- Se revisó la orientación del flujo.
- Se ubicaron los transductores como mínimo a 10 diámetros aguas arriba y a 5 diámetros aguas debajo de cualquier accesorio.
- Se instaló el transductor en la parte superior o inferior de la tubería para evitar interferencias ya sea por sólidos suspendidos o por presencia de burbujas de aire.
- Se limpió muy bien la superficie
- Se aplicó grasa a los transductores
- Los transductores se instalaron a la distancia especificada por el equipo acorde a los datos de entrada (tipo de líquido, diámetro interno, material, tipo de transductor y configuración).
- Una vez instalados y asegurados se conectó el cable a cada transductor y luego al transmisor.
- Una vez que transmita señal, se verificó la intensidad de la señal y la calidad. Para ello, el medidor emplea dos parámetros UP y DN, los cuales deben ser al menos 60 y

la calidad de la señal debe ser mayor a 50, con ello, se garantizó que el medidor de flujo funcionara bien.

- Se verificó la relación de tiempo de tránsito. TOM/TOS, la cual compara lo medido contra los valores que trae por defecto. Si son idénticos la relación da uno, pero se expresa en porcentaje. Se acepta que este entre 97 a 103%. De contrario algo de la programación o de la instalación no es correcto.
- Finalmente se verificó que la fluctuación del delta de tiempo fuera  $<20\%$ . Solo si hay diámetros pequeños con velocidades bajas se aceptan valores mayores

Con el equipo en la caseta de bombeo se procedió a abrir por completo la válvula que da paso al flujo a través de la línea de impulsión y se midió la presión contenida y el caudal impulsado a la red principal, después de esto se cerró un poco la válvula y de nuevo se midieron la presión en la línea y el caudal entregado, ya que, si se cerraba la válvula reguladora por completo, la bomba se apagaba automáticamente por la presión contenida. Se tomaron de esta forma 9 puntos para realizar la curva de trabajo. La presión fue medida con manómetros instalados en la línea de impulsión.



**Figura 8. Medidor de flujo ultrasónico Innova Sonic 210i series instalado en la PHICO del CIVCO.**

#### **4.1.4 Porcentaje de agua no contabilizada (ANC) en la red de distribución de agua**

Como se explicó en la revisión de la literatura, la determinación del índice de agua no contabilizada es un proceso laborioso si se desean tener datos precisos. En este contexto, por el costo que tendría para el acueducto la contratación de personas para las mediciones y el resguardo de equipo, en este caso, el medidor de flujo ultrasónico (debido a que el acueducto no cuenta con macromedidores) y por limitaciones económicas de las ASADA, se tomó la decisión en conversaciones con la junta directiva, de no realizar la medición de ANC, suponer un valor basado en la bibliografía y usar el dinero para la adquisición de macromedidores.

Según estudios de Ziegler et al. (2011), en los países en vía de desarrollo el %ANC ronda el 40-50%, mientras que el AyA (2002) estima para el acueducto metropolitano un 59% y para el resto del país, un 50% de ANC. Con base en esta información se utilizó un valor de ANC del 40%.

Debido a que la ASADA de San Francisco no cuenta con fontaneros ni personal a cargo de brindar mantenimiento al SDA y a que no contaba con un control sobre el consumo de los usuarios, el valor de 40% de ANC parece ser un valor conservador, sin embargo, la estrategia ideada para la introducción de este dato en la construcción del modelo fue la de, en caso de ser necesario, usando como indicador los resultados de la macro-calibración, aumentar este valor progresivamente para aproximarse a un valor más certero. Por lo que se utilizó este valor para la estimación de la demanda base del modelo.

#### **4.1.5 Registros de Facturación**

A pesar de que el acueducto de San Francisco ya contaba con micromedición para todos sus abonados, los miembros de la ASADA no llevaban un registro mensual del consumo de cada usuario, solo un registro total del volumen de agua consumido de los 12 meses del año 2015 y los primeros dos meses del presente año. Con el inicio de los trabajos en la ASADA se pidió a los operarios (mismos miembros de la junta directiva) y el llevar un registro de

consumo por usuario, sin embargo, al corto plazo, solo se consiguió contar con los registros de facturación de los primeros dos meses del presente año.

El procesamiento de los datos, el tratamiento estadístico y la introducción de la demanda al modelo se detalla en la *Sección 4.2.2*.

## 4.2 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO HIDRAÚLICO

Para la construcción del modelo se necesitó gran cantidad de información además de la que se recopiló en el presente trabajo, principalmente del conocimiento que manejan los encargados del acueducto por los años de administración y trabajo en campo.

El software de modelación elegido para el desarrollo del modelo fue EPANET, debido a que es de libre acceso (licencia gratuita); posee una interface sencilla y útil para el procesamiento de los datos y es universalmente utilizado.

### 4.2.1 Representación de la red en EPANET

Con base en el catastro de red en QGIS, el plano del acueducto e información básica del SDA se realizó la representación de la red en el software EPANET. Para esto se guardó un archivo Windows metafile (\*.wmf) del plano del SDA en Auto Cad y se abrió en EPANET como una plantilla (Template). De esta forma se tenía una guía para el dibujo o esqueletización de la red. Posteriormente se introdujo toda la información básica necesaria para cada componente del modelo como se expuso en el capítulo 2, con la salvedad que, para considerar las pérdidas menores en la red, se utilizaron longitudes equivalentes, aumentando en cierta cantidad la longitud real de las tuberías en cada segmento de estas.

Como particularidades, los nodos se colocaron en cada cambio de elevación de los tramos de tuberías del acueducto, puntos de consumo (viviendas) y puntos donde se quería tener información por características particulares de la red. EPANET solo admite tanques de almacenamiento circulares, por lo que, del área medida en campo de los tanques de almacenamiento, de reunión y quiebragrados, se debía extraer un diámetro equivalente para un tanque de este tipo para introducirlo al modelo. Además, EPANET supone que las

tuberías siempre están completamente llenas y sin aire, por lo que las válvulas liberadoras de aire se obviaron en el modelo.

#### **4.2.2 Consumo y asignación de la demanda**

Para concluir con la construcción del modelo, se necesitaba introducir la cantidad de agua demandada por cada usuario del acueducto. Sin embargo, como se contaba con dos fuentes de datos diferentes, los registros de facturación por abonado (2 meses de registros) y los registros del consumo total (12 meses de registros). Se decidió crear dos escenarios de modelación, uno con los registros del consumo total y otro con los registros de facturación por abonado.

En ambos casos se realizó un tratamiento estadístico a los datos, obteniendo el promedio y la desviación estándar del promedio del consumo de los abonados, en el caso de los registros de facturación (por contar solo con 2 meses de registros) y un promedio y desviación estándar de la información del consumo total por mes para los 12 meses con los que se contaba información. Para la asignación de la demanda, debido a que el número de usuarios era bajo y el acueducto es bastante extenso, se utilizó el criterio de asignación punto a punto con la mayoría de los abonados, esto para relacionar cada abonado con un nudo del modelo, y asignar el consumo específico de cada usuario a dicho nudo. En algunas ocasiones donde un mismo nudo representó más de una vivienda, se sumaron los consumos de todos los abonados asignados a ese nudo, y se obtuvieron las demandas nodales. Para realizar dicha asignación, se buscó relacionar el abonado con un nudo cercano o con el nudo que se puede considerar que abastece al abonado. La desviación estándar se utilizó para el tema de compensación de errores en la macro calibración del modelo, sin embargo, esto se discutirá más adelante.

Posteriormente, se construyó el modelo y se asignaron las demandas calculadas creando los dos escenarios distintos de modelación. Para probar la demanda, se determinó si existían diferencias significativas de presión o velocidad entre ambos escenarios, para esto se realizó un análisis de varianza (ANOVA) con el software Minitab.

El consumo de ambos escenarios se debía ajustar a las condiciones buscadas (de máxima demanda), por lo que el consumo de cada usuario se convirtió a litros por segundo (unidades en el modelo) y se multiplicó por un factor  $K_2$  (2,25), para obtener el caudal máximo horario que consumiría cada abonado, además de sumar previamente un flujo por concepto de ANC que se repartió equitativamente entre cada usuario, debido a que se desconoce dónde y cómo se pierde el agua (Araya, 2012).

Paralelamente, para entender de mejor forma el consumo de agua de la población abastecida por la ASADA y facilitar proyecciones de demanda a futuro, se calcularon las dotaciones promedio por persona. Para esto se usaron datos del INEC de la cantidad de personas por vivienda en el distrito de Llano Bonito y datos de población manejada por los miembros del acueducto.

#### **4.2.3 Restricción de los caudales calculados por EPANET**

Por el método de cálculo usado por el software para la solución de las ecuaciones hidráulicas implicadas en la modelación del SDA, llamado Método del Gradiente (Ver *Apéndice I*) y las diferencias de elevaciones entre las nacientes y tanques de almacenamiento y/o reunión, los caudales calculados por EPANET en estas secciones de tuberías eran mucho mayores a los que en realidad trasegan por las tuberías, llevando a obtener resultados de presiones y velocidades a lo largo de la red poco congruentes con la realidad. Por lo tanto, se utilizaron válvulas controladoras de flujo a la entrada de los tanques de almacenamiento y reunión para regular el caudal trasegado aguas arriba. Para conseguir la limitación del caudal, la válvula genera pérdidas de carga, sin embargo, como se colocaron a la entrada de los tanques de almacenamiento, la presión en el punto se reduce a 0, por lo que la válvula no compromete la representación real del SDA.

El caudal utilizado en cada tramo de tubería como valor de consigna de las válvulas controladoras de flujo, fue el promedio de los aforos realizados de la producción de las nacientes en verano. Para obtener este dato se aforaron las nacientes mediante el método volumétrico a falta de macromedidores. Se utilizó un balde de 5,5 litros y un cronómetro para los aforos.

## 4.3 MUESTREO EXPLORATORIO Y MACRO-CALIBRACIÓN

### 4.3.1.1 Muestreo Exploratorio

Ya teniendo el modelo con toda la información necesaria y corriendo sin problemas, se procedió a realizar un muestreo exploratorio con el fin de revisar que el modelo presentara resultados razonables, aunque no necesariamente precisos, siendo esto un primer nivel en el proceso de calibración, como lo explican Alcocer y Tzatchkov (2007).

Para la selección de los puntos de muestreo se debía cumplir con los criterios mostrados en el *Cuadro 13*, por lo que se midieron los caudales inyectados a la red y los niveles agua, de los tanques Carlos Piedra, La Cosposa y La Oficina, que distribuyen agua directamente a los usuarios y forman parte de la línea principal de la red. El caudal de salida del tanque de almacenamiento Los Jiménez no se midió porque no había acceso a la tubería de salida a menos que se rompiera la calle. Mientras tanto, la presión fue medida en la llave de chorro en la conexión domiciliar de una vivienda por sector de la red y puntos distribuidos a lo largo de la red, como se muestra en la *Figura 10*. La presión fue corregida calculando las pérdidas principales y por accesorios desde la tubería principal hasta la llave mencionada. Para esto se usó la ecuación de pérdidas principales de Darcy-Weisbach y la ecuación general para pérdidas secundarias.

**Cuadro 13. Criterios para la selección de los puntos de muestreo**

Parámetro	Criterio
Niveles de Tanque	Medición en tanques de almacenamiento
Presión	Puntos distribuidos a lo largo de toda la red, donde fuera apreciable la caída de presión.
Caudal	Tuberías principales con más del 10% del caudal en el sistema

**Fuente:** Araya (2012).

En el *Cuadro 14* se muestran las variables medidas en el muestreo y los equipos utilizados con este fin.

**Cuadro 14. Variables y el equipo usado para su medición en el muestreo exploratorio**

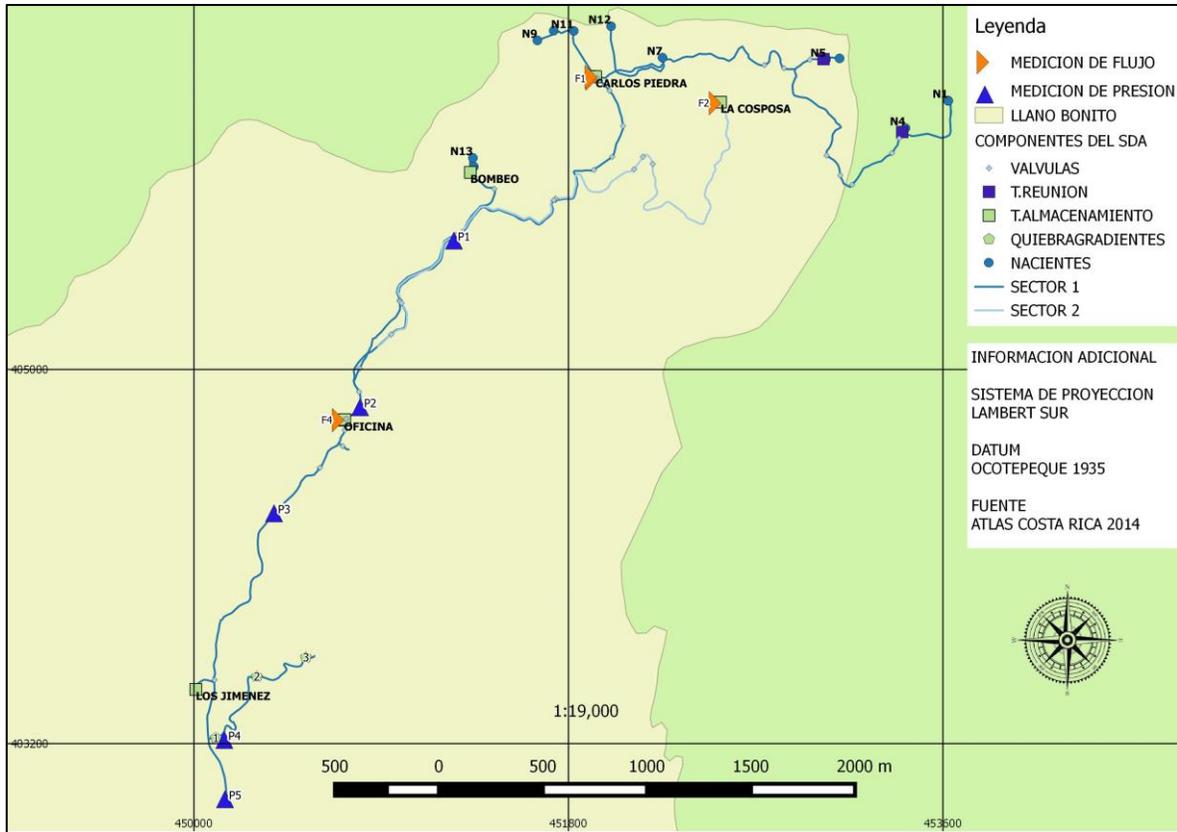
Variable	Equipo utilizado	Precisión
Niveles de tanques	Tubería de PVC y cinta métrica	$\pm 0,1$ m
Caudales	Medidor de flujo ultrasónico Innova Sonic 210i series de Sierra Instruments	$\pm 1,0\%$ de la lectura
Presiones	Manómetro análogo FTB de 100 psi (70 mca)	$\pm 1,5-3,0\%$ de la lectura

Fuente: (FTB, 2014) y (Sierra Instruments, 2010)

En la *Figura 9*, se muestran los materiales y equipos mencionados anteriormente, ordenados de izquierda a derecha, la tubería de PVC, medidor de flujo ultrasónico y el manómetro conectado a un aditamento utilizado para la medición en las llaves de chorro.



**Figura 9. Materiales y equipo utilizado para el muestreo exploratorio**



**Figura 10. Puntos de muestreo exploratorio para medir caudal y presión a lo largo del SDA**

#### **4.3.1.2 Evaluación del proceso de ajuste**

Contando ya con los resultados del muestreo se calculó mediante las funciones objetivo RMSE y el coeficiente de correlación lineal de Pearson (*Ecuaciones 2 y 3*), la bondad de ajuste del modelo, y se procedió a modificar los parámetros de rugosidad de tubería, demandas, constante k de algunas válvulas y en algunos casos caudales, para ajustar el modelo y conseguir un mejor ajuste con la realidad.

#### **4.3.1.3 Criterios de Calibración**

Para saber que el ajuste de las variables del modelo era la correcta y era suficiente para poder establecer que el modelo estaba calibrado, se hizo uso de los criterios de calibración mostrados en el *Cuadro 12*.

Los niveles de los tanques de almacenamiento no se sometieron a evaluación debido a que la modelación fue estática, por lo que, para el instante en el tiempo que representa el modelo, se debía introducir el nivel de tanque observado, por lo que este factor no es dinámico.

#### 4.4 EVALUACIÓN DEL SDA MEDIANTE EL MODELO CALIBRADO

Una vez que se consiguió tener el modelo calibrado, se realizó un análisis del funcionamiento del SDA y se evaluó el mismo con base a las presiones y velocidades encontradas, comparándolo contra el valor de estas variables mostradas en la *Reglamentación Técnica para Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos* del AyA. En el *Cuadro 15* se muestran los valores recomendados por la norma.

**Cuadro 15. Presiones y velocidades establecidas para acueductos por la reglamentación del AyA.**

Variable	Criterio
<b>Presión</b>	La presión estática máxima será de 50 metros columna de agua (mca) en el punto más bajo de la red. Se permitirán en puntos aislados presiones hasta de 70 mca cuando la topografía del terreno sea muy irregular. La presión dinámica de servicio no será menor de 10 mca a la entrada del medidor, en el punto crítico de la red
<b>Velocidad</b>	La velocidad máxima será de 3,0 m/s en redes de distribución

Fuente: (AyA, 2003)

#### 4.5 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL SDA

Para evaluar la máxima capacidad de distribución, se realizó una proyección de la cantidad de nuevas viviendas que podría abastecer el SDA de la ASADA introduciendo nuevas demandas distribuidas en todos los nodos de consumo a lo largo de la red, manteniendo la misma oferta hídrica y el mismo escenario de máxima demanda en época de estiaje y recolección de café.

Se aumentó la cantidad de abonados a abastecer hasta que las presiones y velocidades de la red así lo permitieran de acuerdo a los criterios establecidos en el *Cuadro 15*, con esto también se realizó una proyección en línea de tiempo según el índice de crecimiento

poblacional del distrito de Llano Bonito para saber, además del número de máxima cantidad de viviendas que se podrían abastecer con la misma oferta hídrica, a cuántos años plazo se llegaría a este tope según el escenario crítico expuesto. Para esto se utilizó la *Ecuación 4* y un *i* para la zona del 0,4%; de los más bajos del país, según datos del INEC.

$$P_f = P_0 \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

$P_f$  = Población final

$P_0$  = Población inicial

*i* = Índice de crecimiento anual en porcentaje

*t* = tiempo de estudio o período de diseño.

#### 4.6 RECOMENDACIONES TÉCNICAS

Según la AWWA (2005), para identificar las necesidades o inconvenientes que tiene un SDA y tener la capacidad para tomar decisiones al respecto, se debe entender en cierto grado las características de SDA. Debido a la cantidad y calidad de información necesaria para llevar a cabo una modelación, en este caso, hidráulica, y la información obtenida según sus resultados, se contó con información pertinente para poder realizar un diagnóstico del acueducto de San Francisco, buscando las principales problemáticas del mismo y mediante el uso de literatura técnica y el modelo macro-calibrado, se brindaron recomendaciones sobre los problemas encontrados, buscando lograr una mejora en la operación y mantenimiento del acueducto de la ASADA de San Francisco.



## **5 RESULTADOS Y DISCUSIÓN**

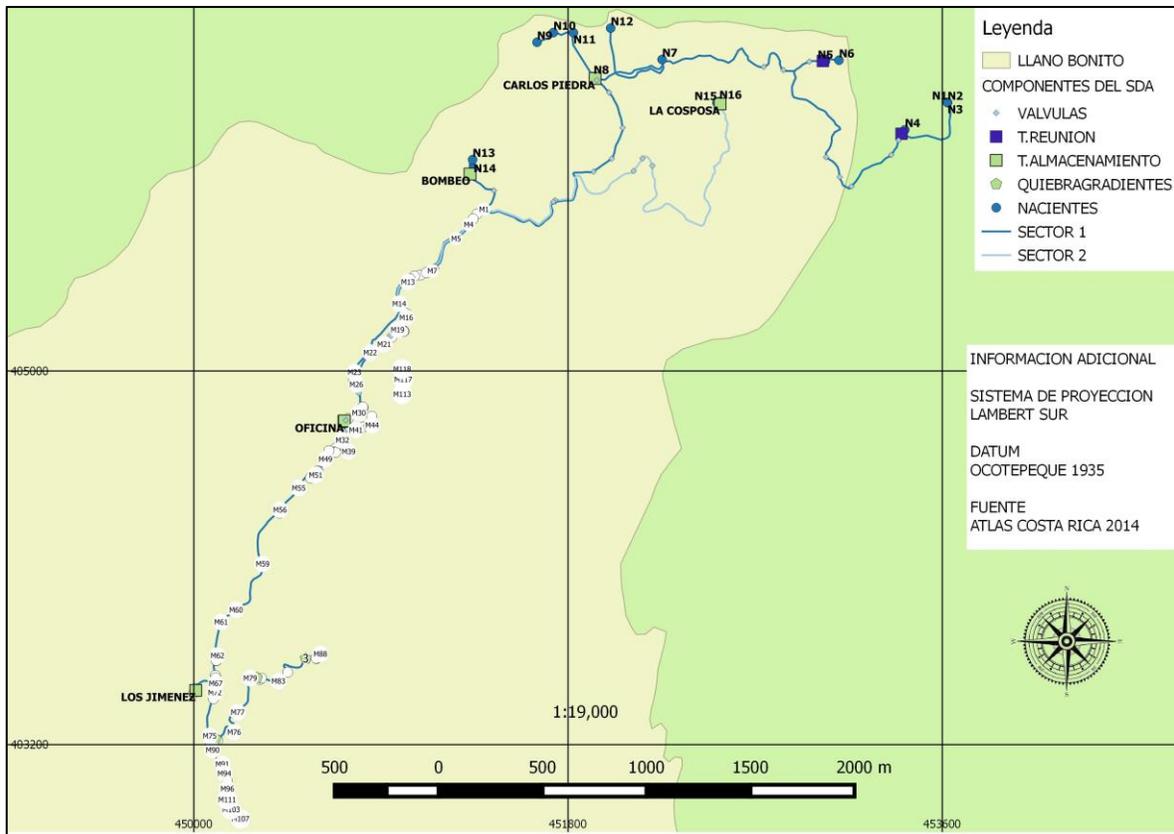
A continuación, se muestran y discuten los resultados obtenidos. Estos se desglosan con base en los objetivos del proyecto y la metodología empleada.

### **5.1 RECOPIACIÓN DE DATOS NECESARIOS PARA LA MODELACIÓN**

#### **5.1.1 Catastro de Usuarios y de Red**

En la *Figura 11* se muestra el catastro de red realizado. Con base en la experiencia obtenida, se observó que el uso de sistemas de SIG en SDA es de mucha utilidad, ya que como se muestra en la figura, con el catastro en QGIS se despliega la ubicación geográfica de cada componente del acueducto, diámetros de tuberías, abonados, entre otros. Además, de que se puede manejar a nivel de tabla de atributos o base de datos la información mostrada en el *Cuadro 16*. Por lo que puede ser utilizado en distintas aplicaciones, por ejemplo: Ya que contiene toda la información básica del acueducto en un solo lugar, favorece la gestión de la información del SDA, además, ligado a esto, el catastro de red puede ser usado para la toma de decisiones, ya que permite tener a mano la información actualizada y de manera gráfica, lo que da criterios y soporte para esta labor. Mientras que en lo que respecta el trabajo de campo, facilitaría la intervención en problemas rutinarios, ya que permite tener la localización de válvulas, tuberías, hidrantes y con la información de la base de datos, se puede conocer de antemano los materiales que se pueden necesitar en cada caso ante un problema, ya sea de fugas, cambio de accesorios, entre otros.

Por lo que, en el proceso de la recopilación de información básica del acueducto, se construyó una herramienta de gran utilidad para el acueducto que puede permitir mejorar la gestión operativa de la ASADA, además, es importante mencionar que por la naturaleza misma de las ASADAS donde de una gestión a otra se puede cambiar por completo la junta administrativa de un SDA, una herramienta que funcione como base de datos y preserve la información, puede ser muy importante. Por último, vale la pena acotar, que el AyA dentro de sus criterios de evaluación de ASADAS incluye una sección destinada al catastro de usuarios, donde solicita esta información a las ASADAS y asigna un puntaje a la presencia de este tipo de información, avanzando también en este tema para el beneficio de la ASADA.



**Figura 11. Catastro de usuarios y de red del acueducto de San Francisco y descripción de sus componentes**

**Cuadro 16. Información del acueducto a manejar en el catastro de red**

Componente	Información
Válvulas	Tipo, diámetro, estado, tiempo de funcionamiento.
Tanques de reunión	Dimensiones, estado, fechas de actividades de mantenimiento.
Tanques de almacenamiento	Dimensiones, estado, fechas de mantenimiento, caudal entregado a la red.
Tanques queiebragradientes	Estado (del tanque y de la válvula boya), dimensiones, fecha de actividades de mantenimiento.
Nacientes	Estado, aforos, fechas de mantenimiento.
Usuarios	Abonado, tipo de consumo, facturación mensual, reporte de fugas, estado del medidor.
Tuberías	Diámetro, material, reportes de fugas <sup>b</sup> , SDR, cota de tubo <sup>a</sup> .

<sup>a,b</sup> La información de cota de tubo y registro de fugas se puede ir adjuntando conforme se realizan trabajos de reparación de fugas.

Como parte de la información recopilada para suministrarla al modelo y en este caso como primer objetivo, al catastro de red, como se observa en el *Cuadro 16*, en distintas visitas y mediciones, se obtuvo la siguiente información:

En lo que respecta a las nacientes se encontró que la comunidad de San Francisco cuenta con un sistema que se alimenta de 16 nacientes de agua. Como se muestra en la *Figura 11*, las nacientes están denotadas con los números del 1 al 16. Los nombres de cada una de ellas respectivamente son: Antolín Gamboa 1,2 y 3, Ananías Mora, Juan de Dios, El Avispero, El Yos, Carlos Piedra, José Luis 1,2 y 3, La Torre, La Cosposa 1 y 2 y las nacientes de Bombeo 1 y 2.

**Cuadro 17. Producción de agua de las nacientes en litros por segundo en los primeros meses del año 2016.**

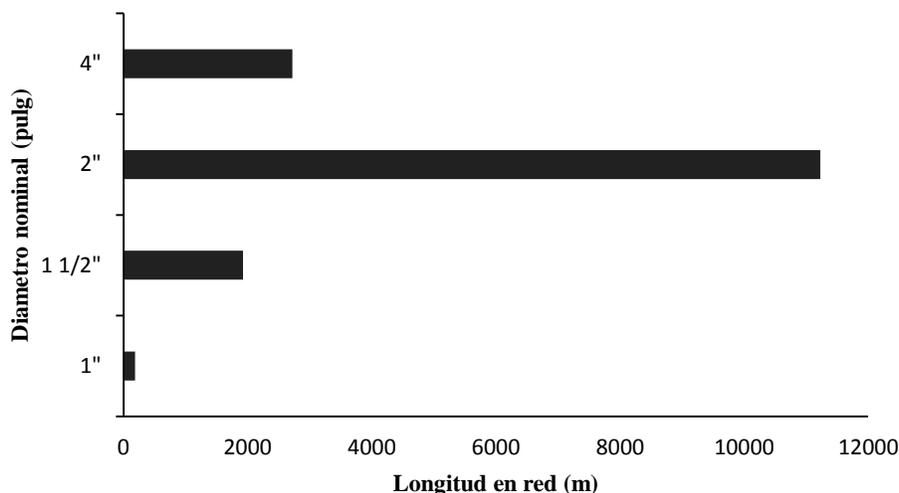
<b>Naciente</b>	<b>Diciembre (L/s)</b>	<b>Febrero (L/s)</b>	<b>Marzo (L/s)</b>
Ananías Mora	0,91	0,54	0,21
Antolín Gamboa	0,76	0,37	0,19
Avispero	0,35	0,18	0,09
Juan de Dios	0,62	0,42	0,16
El Yos	1,00	0,23	0,10
La Torre	0,30	0,10	0,10
José Luis	0,90	0,5	0,09
Cosposa 1	0,46	0,47	0,19
Cosposa 2	0,53	0,55	0,31
Bombeo	1,00	1,00	1,00

En el *Cuadro 17* se muestra la producción de agua de las nacientes a lo largo de tres meses de la época de estiaje. En algunos casos el aforo se realizó en un punto donde el agua de varias nacientes ya se había unido, como el caso de las nacientes Antolín Gamboa o José Luis, por lo que solo aparece un caudal bajo este nombre.

En lo que respecta a las tuberías, la longitud total de red es de 16 064 metros, y la longitud de la red principal es de 8 287 metros, que representa el 52% de la longitud total del acueducto. Originalmente el acueducto de San Francisco contaba en su totalidad con tuberías de hierro galvanizado, sin embargo, hace 20 años todas las tuberías se sustituyeron por tuberías de PVC. Las tuberías usadas abarcan a lo largo del sistema de distribución diámetros nominales de 1, 1 ½, 2 pulgadas y 4 pulgadas y soportan una presión máxima de trabajo de 352 mca. El diámetro interno de estas es de 30,36 mm para la tubería de 1 pulgada, 44,56

mm para las tuberías de pulgada y media, 55,71 mm para las de 2 pulgadas y 105,5 mm para la tubería de 4 pulgadas.

Como se muestra en la *Figura 12*, la tubería de 2 pulgadas es la más usada en el SDA, ya que, de 16 064 metros de tubería empleados, 11 230 son en tubería de este diámetro, un 70%. Mientras que la tubería de 30,36 mm abarca la menor longitud, pues representa un 4,4% de la longitud total del SDA.



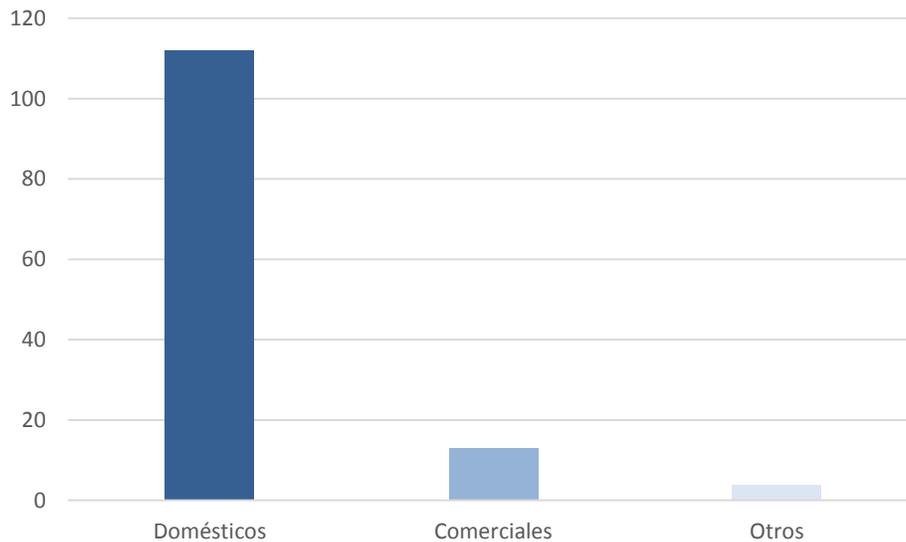
**Figura 12. Diámetros y longitudes presentes en la red de distribución del acueducto de San Francisco**

Con respecto a los tanques de almacenamiento, el acueducto cuenta con 6 tanques de almacenamiento, 2 tanques de reunión y 3 tanques quiebradgradientes, tal como se muestra en la *Figura 11*. El tanque de almacenamiento el ICE es usado para dotar de agua varios hidrantes que están siendo instalados actualmente, sin embargo, también es usado para abastecer de agua a la comunidad en caso que el tanque de almacenamiento la Oficina, se deba sacar de operación o se quede sin agua, ya que de este tanque se abastecen más de la mitad de los usuarios de la ASADA. En el *Cuadro 18* se muestra la capacidad de almacenamiento de los tanques del acueducto.

**Cuadro 18. Capacidad de los tanques del almacenamiento del acueducto de San Francisco**

Nombre de los Tanques	Capacidad de Almacenamiento (m <sup>3</sup> )
Carlos Piedra	11
La Cosposa	13
Bombeo	31
El ICE	72
La Oficina	29
Los Jiménez	20

Por último, según el catastro de usuarios realizado, el acueducto cuenta con 129 usuarios, de los cuales 112 son consumos domésticos, 13 consumos comerciales y 4 de otro tipo de consumo (Salón comunal, asociación de desarrollo, centro educativo y consejo pastoral). Los consumos comerciales son todos de negocios pequeños, distribuidos entre cabañas (4), recibidores de café (2), talleres de reparación de vehículos (2), abastecedor (2), una estación de combustible, venta de productos de agricultura y una asociación de agricultores, tal como se muestra en la siguiente *Figura 13*.



**Figura 13. Tipos de usuarios abastecidos en el acueducto de San Francisco**

Como se muestra en la *Figura 11*, en el catastro de red, los 129 usuarios se representan como los círculos blancos con una codificación en su centro, siendo esta el número de medidor, desde el 1, representado como M1, hasta el M129.

### 5.1.2 Curva de desempeño de la bomba centrífuga

Contando con la curva teórica de la bomba de la marca GOULDS PUMPS, modelo 18GS30, ver *Figura 14*, se realizó la determinación de la curva de desempeño de esta bomba. La bomba usada es sumergible, y se encuentra acoplada a un motor sumergible Franklin Electric de 3 HP. La conexión e instalación del equipo no fue posible observarla por la dificultad que conlleva la extracción del acople de motor-bomba del tanque enterrado que se muestra también en la figura.



**Figura 14.** Tanque de almacenamiento y tanque enterrado y bomba sumergible GOULD 18GS30 del acueducto de San Francisco

El funcionamiento observado de los tanques se describe a continuación: El agua proveniente de las nacientes entra por el fondo del tanque de almacenamiento (tanque grande de la imagen) que se observa en la *Figura 14*, para pasar luego al tanque enterrado (tanque pequeño), sin embargo, ni entre estos, ni entre las nacientes y tanque de almacenamiento existen válvulas para regulación o corte de flujo. La bomba se encuentra a 7 m bajo el nivel de terreno, profundidad aproximada del tanque enterrado, por lo que el tanque de almacenamiento la mayoría del tiempo pasa con niveles de agua muy bajos, pues debe alimentar el tanque enterrado que debe tener al menos desde el fondo, 3 m de agua para que la bomba no se apague.

En lo que respecta a la curva de desempeño, cuando la presión en la línea de impulsión llega a los 200 psi, la bomba se apaga automáticamente, por lo que el caudal a esta presión es de 0 litros por segundo, como se muestra en los datos experimentales de la *Figura 15*. Los demás valores de caudal y presión se obtuvieron al manipular una válvula reguladora de caudal que

se encuentra en la casetilla de bombeo, con cada modificación del caudal, se medía la presión. Para efectos de la medición de flujo, para asegurar una medición confiable, se dejaron 56 cm desde un codo de 90 grados a la salida de la caseta de bombeo para colocar el medidor de flujo ultrasónico. La tubería es de PVC de 2 pulgadas y una SDR 26.

La información de la curva de desempeño, curva de mejor ajuste de los datos obtenidos, se introdujo a EPANET creando un archivo .crv. Este archivo es llamado desde la bomba con cada corrida del modelo, dando los valores de caudal y presión para el tramo de tuberías que llevan agua desde la bomba hasta el tanque de almacenamiento La Oficina.

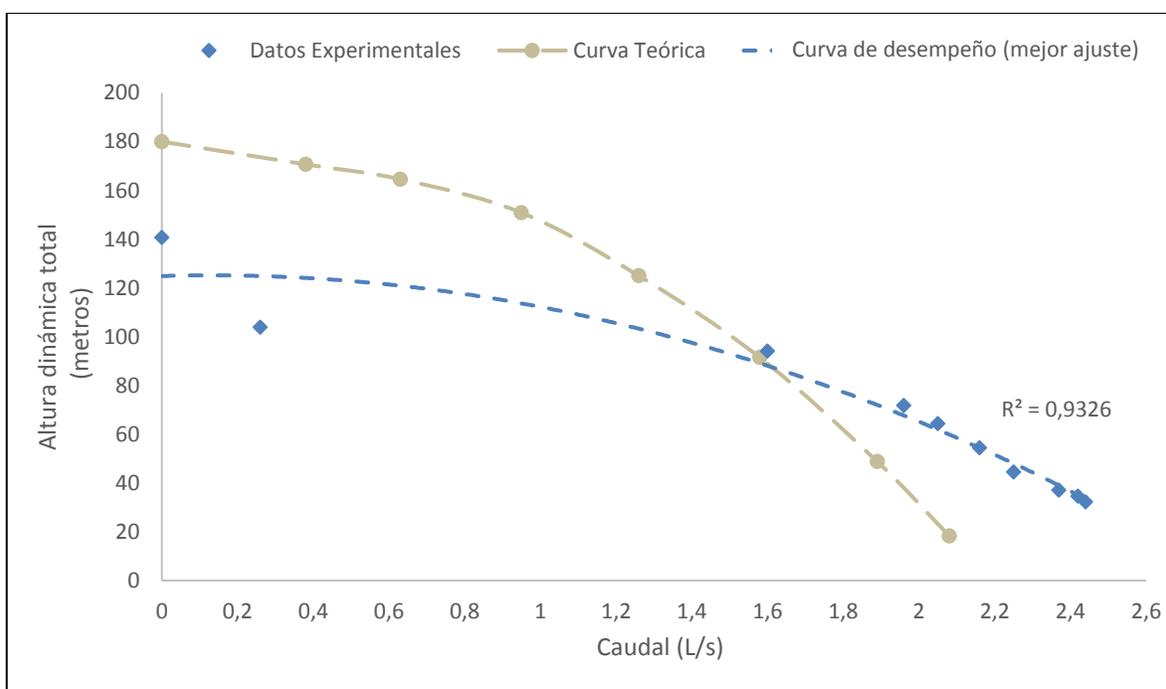
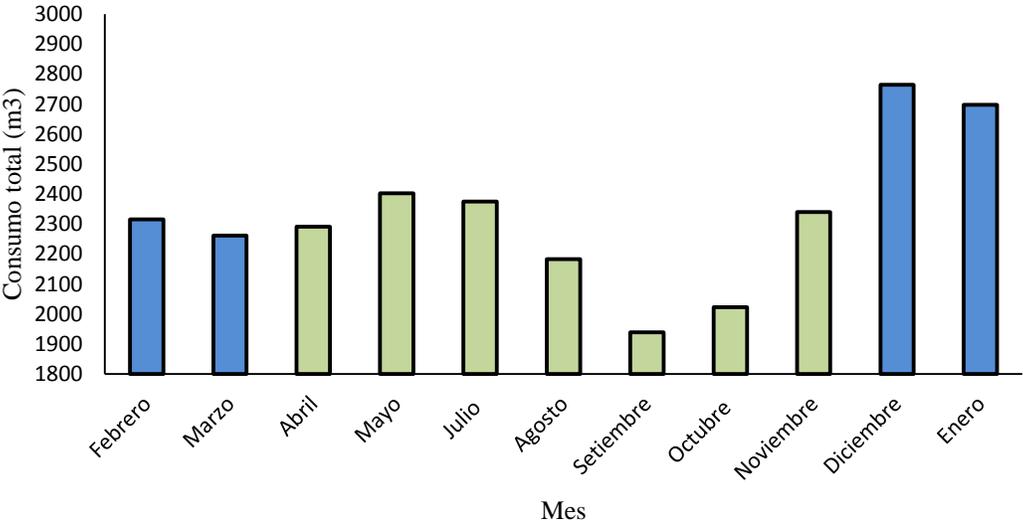


Figura 15. Curva Teórica y de desempeño de la bomba Gould 18GS30 del acueducto de San Francisco.

### 5.1.3 Consumo de agua de la población

En la *Figura 16* se muestra cómo varía el consumo de agua del acueducto de San Francisco en los meses cuando se presentan más lluvias, denotados por el color verde. Donde se puede ver como el consumo de agua es el menor de los registros mostrados, entre los 1900 y los 2000 metros cúbicos por mes. Mientras que, desde noviembre se nota como el consumo comienza a aumentar (consumos por mes en azul). Esto no se debe solo al hecho del cambio

de estación y el aumento de uso del agua que esto implica, sino que la población de la comunidad aumenta por la llegada de los trabajadores que laboran en las *cogidas* de café (alrededor de 350 personas durante el verano). Estas personas viven temporalmente en la comunidad en casas o cabañas, todas con micromedición que los mismos dueños de las fincas disponen para ellos. Los meses de diciembre y enero son los que mayor consumo presentan, porque es cuando se presenta la mejor cosecha y más peones son necesarios. Mientras que, en marzo, se da la peor cosecha, llamada la *repela*, y la población de San Francisco a vuelta a ser prácticamente la misma.



**Figura 16. Consumo total de la población de San Francisco para el período de tiempo comprendido entre febrero de 2015 y enero del 2016.**

Según los registros de facturación, el 10% del consumo total del acueducto se debe a los consumos comerciales, mientras que el consumo clasificado como otros representa el 1,3% del consumo total mensual. Por lo que el 88,7% del consumo del acueducto se debe al consumo doméstico, representado por las 112 conexiones domiciliarias, como se mostró en la *Figura 13*. Por lo que el cambio que se da en el consumo anualmente se debe a la cantidad de gente que vive en San Francisco y utiliza el recurso para sus actividades cotidianas, y no de la producción de empresas o temporadas de trabajo de instituciones gubernamentales o no gubernamentales.

En el *Cuadro 19* se muestra con más detalle, el aumento de consumo en verano respecto a invierno, donde el aumento en el consumo en verano es de aproximadamente 300 metros cúbicos. Para determinar el consumo por abonado, se dividió el consumo total de los usuarios entre los 112 abonados domiciliarios, esto después de restar el consumo comercial y de otros.

**Cuadro 19. Consumos por abonado y dotaciones de agua por persona en invierno y verano de los usuarios del acueducto de San Francisco.**

Condición	Consumo Total (m <sup>3</sup> /mes)	Consumo doméstico total (m <sup>3</sup> /mes)	Consumo por abonado (m <sup>3</sup> /mes)	Dotaciones (Lpd)
Invierno	2211,0	2181,8	19,5	175,5
Verano	2509,8	2477,1	22,1	125,0
Promedio	2326,6	2296,4	20,5	142,4
Registros de Facturación	2558,5	2525,2	22,5	127,4

### 5.1.2.1 *Análisis de dotaciones*

Para el cálculo de la dotación se utilizó el dato de personas por vivienda del Censo 2011 del INEC para el distrito de Llano Bonito, de 3,7 personas y se comparó con el dato de 400 personas que estiman los miembros de la ASADA que es la población permanente de San Francisco. Con el dato del INEC se obtiene que la población sería de 415 personas, por lo que se usó esta población como la población permanente de la comunidad como factor de seguridad.

Vale la pena mencionar que la comunidad cuenta con la particularidad que se ha dado mucha emigración de personas jóvenes hacia Estados Unidos y otras partes de Costa Rica por motivos de trabajo, y aunque en la comunidad las familias son numerosas, la cantidad de personas que se quedan a vivir en la zona, es poca, como se nota con el dato de la cantidad de personas por vivienda del Censo 2011.

Para la temporada de verano se sabe que llegan a San Francisco unas 350 personas, por lo que la población en total en este período sería de aproximadamente 765 personas, para tener con las 112 viviendas, un promedio de 5,9 personas en verano por vivienda. Con base a esto se obtuvieron las dotaciones mostradas en el *Cuadro 19* para las condiciones de consumo de verano, para el registro de consumo total y el de los registros de facturación

Se debe aclarar que la dotación por persona en invierno es mayor porque no se divide el consumo por las 765 personas que permanecen en San Francisco en verano, sino por la cantidad de personas que habitan normalmente la comunidad. Al ser la cosecha de café la principal actividad económica de la comunidad, la gran mayoría de los habitantes se dedican a esto durante horas del día, mientras que regresan a sus hogares hasta horas de la tarde y noche, por lo que el pico de demanda más fuerte se presenta en este lapso de tiempo. Según los miembros de la ASADA de 4 a 6 pm (horario usado para el muestreo exploratorio). Debido a esto, cada persona consume menos agua individualmente, sin embargo, al ser la población casi el doble en esta temporada, el consumo en general es mayor, como se mostró en la *Figura 16*.

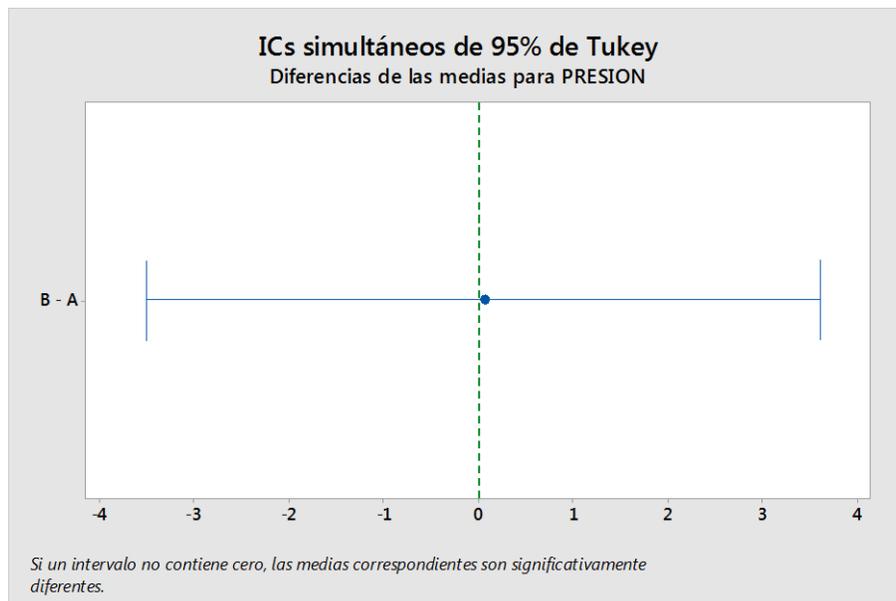
Si se compara con las dotaciones de la *Reglamentación Técnica para Diseño y Construcción de Urbanizaciones, Condominios y Fraccionamientos* del AyA de 200 litros por persona por día para zonas rurales, se observa que la dotación en verano, caso de estudio, es menor a la establecida para diseño, por lo que el consumo de la población se puede decir que se maneja dentro de lo esperado según la reglamentación. Esto es importante sobre todo porque no se podría concluir con certeza sobre la capacidad hidráulica de un acueducto si la demanda que se maneja en el modelo es desmedida. Por mejor infraestructura con la que cuente un acueducto, una alta demanda de agua provocaría problemas operativos. Por lo que, si se realiza un mal cálculo de dotaciones, los resultados del modelo no representarían lo que sucede realmente en el acueducto.

### **5.1.3 Asignación de la demanda en el modelo**

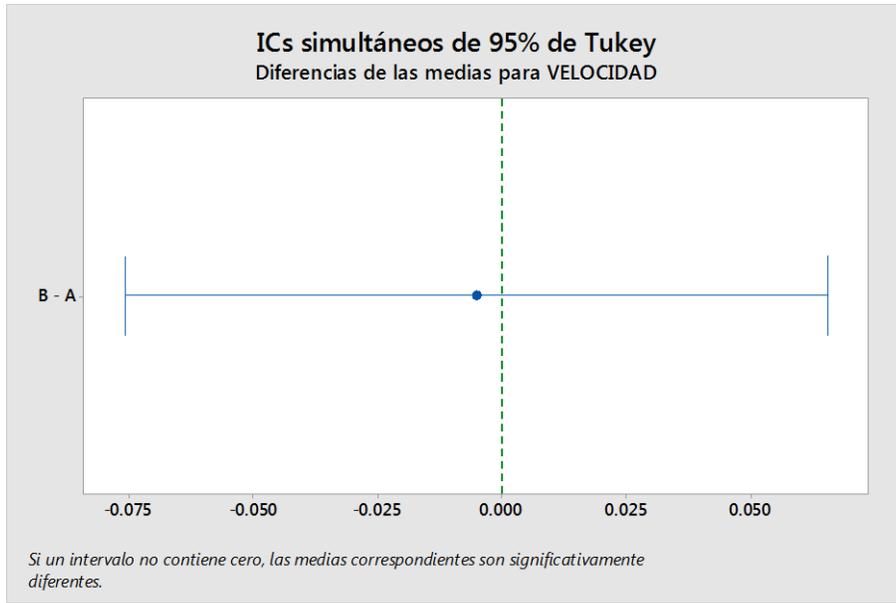
Como se tenía información del consumo acumulado por mes de todos los usuarios durante casi un año y solo el consumo por usuario de dos meses, no se podía comparar mediante estadística descriptiva los dos grupos de datos, por lo que se crearon dos escenarios de modelación, uno usando un consumo promedio según el consumo total y otro con el promedio del consumo por usuario según los registros de facturación, ya habiendo

acondicionado los datos para la condición de máxima demanda horaria y considerando el ANC.

El modelo se corrió y con los resultados obtenidos se realizó mediante Minitab un análisis de varianzas (ANOVA) para comparar qué tanto variaban los resultados del modelo con cada forma de introducir el consumo de los usuarios, como se ve en las *Figuras 17 y 18*.



**Figura 17.** Prueba de Tukey mediante ANOVA para analizar las diferencias entre las medias de los resultados de presión entre las presiones obtenidas en ambos escenarios del modelo

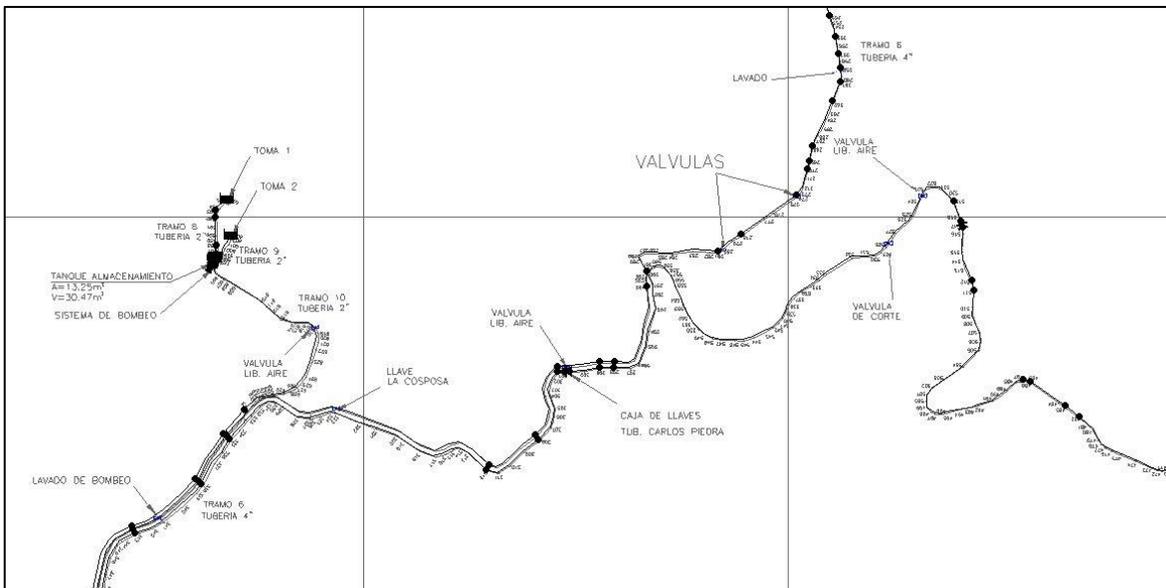


**Figura 18.** Prueba de Tukey mediante ANOVA para analizar las diferencias entre las medias de los resultados de presión entre las velocidades obtenidas en ambos escenarios del modelo

Por lo que, con el análisis realizado, se tiene certeza con un 95% de confianza que no existe diferencia significativa entre las presiones y velocidades que ambos escenarios de modelación dieron como resultado, por lo que se decidió trabajar con los registros de facturación, pues es un dato más aproximado del comportamiento de los usuarios del acueducto.

## 5.2 MODELO HIDRÁULICO

El modelo se construyó representando el SDA de San Francisco tal como es, obteniendo una representación del mismo en EPANET como se ejemplifica en la *Figura 19*. Para esto se necesitaron los elementos que se muestran en el *Cuadro 20*.

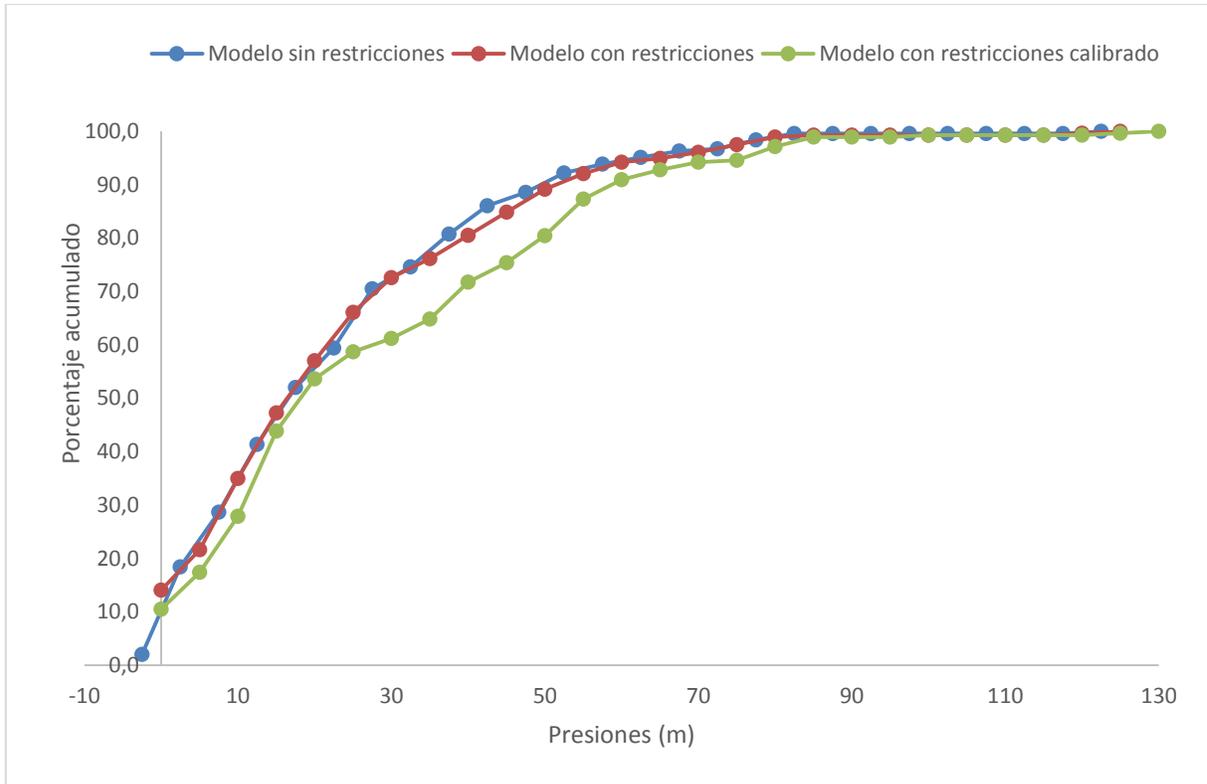


**Figura 19. Ejemplo de representación en EPANET del SDA del acueducto de San Francisco**

**Cuadro 20. Componentes del modelo hidráulico del SDA de San Francisco**

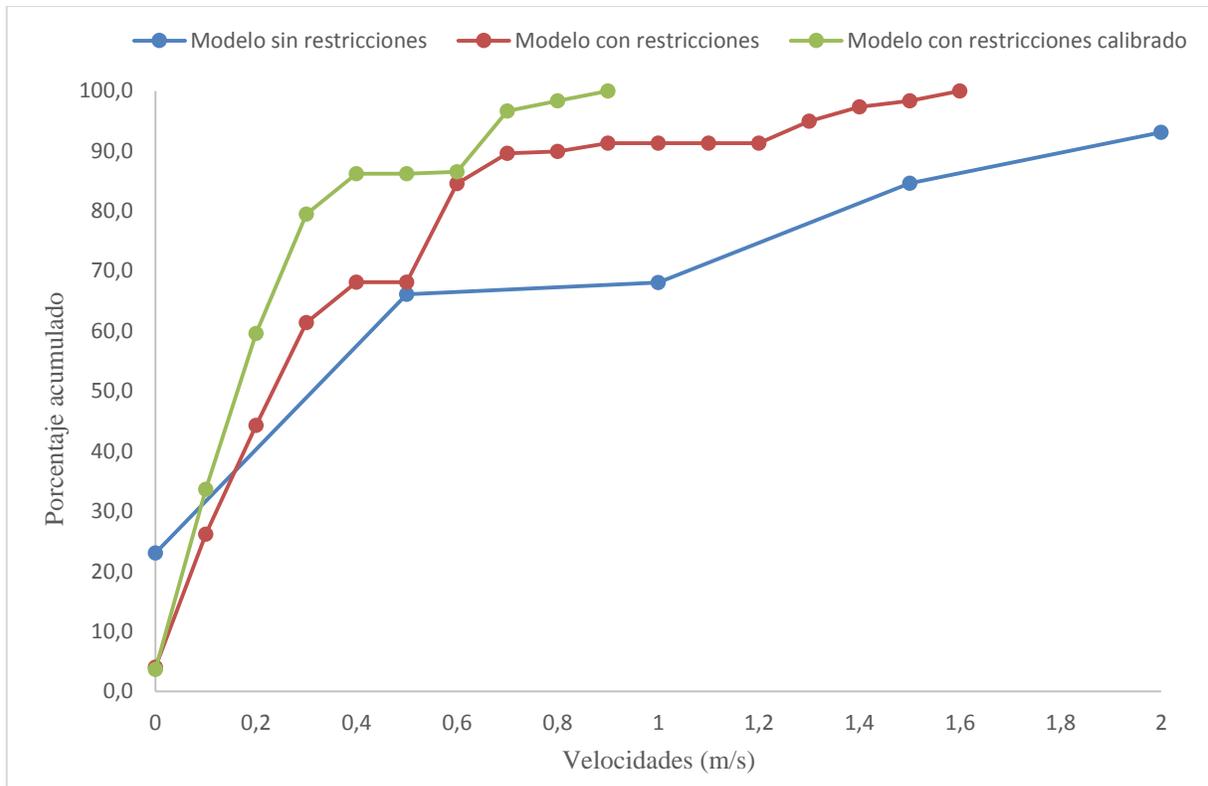
Componente	Cantidad
Nodos	244
Nacientes	13
Tanques de Almacenamiento	9
Tuberías	261
Bombas	1
Válvulas	3

Al ejecutar el modelo se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación para presión y velocidad para las condiciones actuales del escenario estudiado. Los resultados se muestran como gráficos de frecuencia acumulada para facilitar la interpretación y manejo de los datos pues la información que genera el modelo es numerosa.



**Figura 20. Gráfico de frecuencias acumuladas de la distribución de presiones del modelo sin restricciones, con restricciones y calibrado para las condiciones actuales del SDA.**

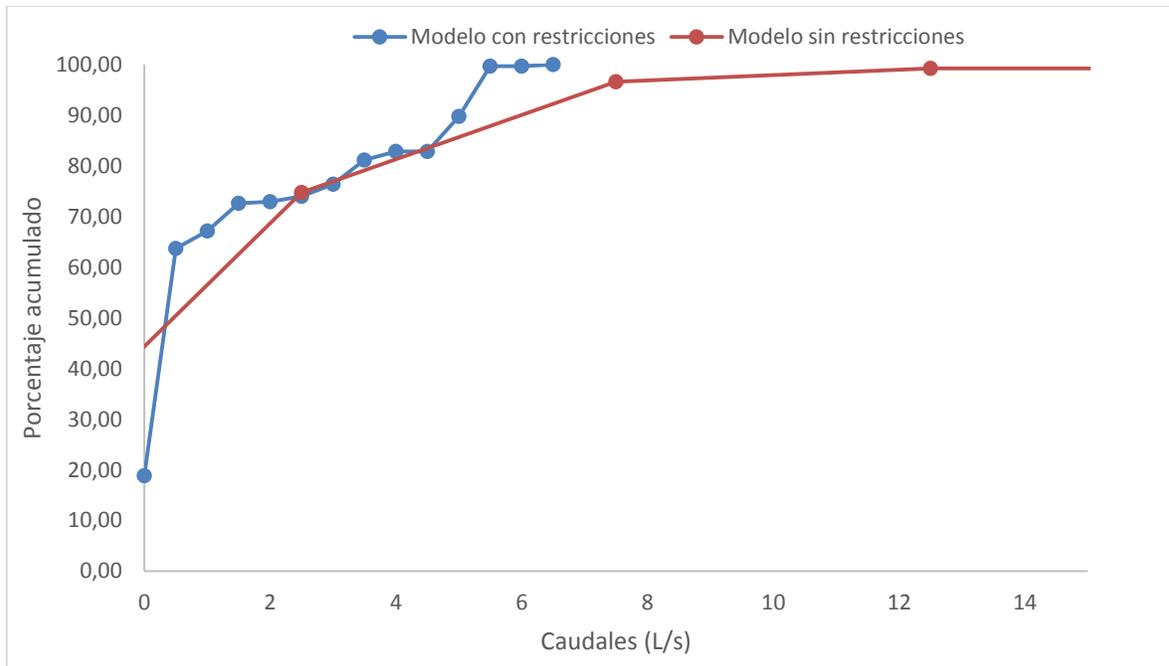
Con el modelo si ningún tipo de restricción de caudales, se obtuvieron las gráficas mostradas en la *Figura 20* y *21*. Como se muestra, se obtuvieron presiones negativas en diferentes puntos de la red que representan un 2% de la totalidad de nodos. El 38% de las presiones fueron menores a los 10 mca. Mientras que un 96% de las presiones se encontraron desde los 0 hasta los 70 mca. El restante 4% se distribuyó hasta una presión máxima de 125 mca.



**Figura 21. Gráfico de frecuencias acumuladas de la distribución de velocidades del modelo sin restricciones, con restricciones y calibrado para las condiciones actuales del SDA.**

En cuanto a las velocidades, se obtuvo que un 24% de las velocidades a lo largo de la red eran iguales a 0 m/s, además que, el 66% de las velocidades se encuentran entre los 0 y 0,5 m/s y el 93% de las velocidades son menores a 2 m/s. Por lo que el 7% restante representó velocidades desde los 2 hasta los 10,5 m/s.

Por otro lado, también se obtuvieron resultados de caudales, donde el 97% fueron menores a los 13 l/s, siendo el 93% menor a 10 l/s. El 3% restante representa caudales desde los 13 l/s hasta 90 l/s, como se muestra en la *Figura 22*.



**Figura 22. Gráfico de frecuencias acumuladas de los caudales obtenidos mediante el modelo con y sin restricciones**

En cuanto a las presiones negativas obtenidas, los resultados de presión y caudal están directamente relacionados en el modelo. Sin ningún tipo de regulación de caudales, la producción de agua de las nacientes que EPANET asigna es muy alta en comparación con la cantidad de agua que producen las nacientes realmente, tal como se muestra en el *Cuadro 21*. Donde en casos como el de las nacientes La Torre, José Luis, Juan de Dios, La Cosposa y las nacientes de bombeo, EPANET asume una producción de más de 20 veces la producción real de la fuente de abastecimiento. Debido a esto, los caudales que circulan por la red en el modelo son más elevados de los que en realidad circulan, ocasionando una pérdida de energía elevada, ya que conforme el caudal que se desplaza por un mismo diámetro es mayor, las pérdidas principales aumentan. Provocando presiones negativas y por debajo de los 10 mca que como mínimo exige la normativa del AyA en las conexiones domiciliarias.

**Cuadro 21. Aforos en las nacientes en meses de verano y caudales de las mismas calculados por EPANET**

<b>Naciente</b>	<b>Diciembre (L/s)</b>	<b>Febrero (L/s)</b>	<b>Marzo (L/s)</b>	<b>Promedio (L/s)</b>	<b>EPANET sin restricción (L/s)</b>	<b>EPANET con restricciones (L/s)</b>
Ananías Mora	0,91	0,54	0,21	0,55	3,18	0,55
Antolín Gamboa	0,76	0,37	0,19	0,44	2,12	0,44
Avispero	0,35	0,18	0,09	0,21	3,60	0,21
Juan de Dios	0,62	0,42	0,16	0,40	10,10	0,40
El Yos	1	0,23	0,1	0,44	0	0,44
La Torre	0,3	0,1	0,1	0,17	10,61	0,17
José Luis	0,9	0,5	0,092	0,50	21,95	0,50
Cosposa 1	0,46	0,47	0,19	0,37	8,41	0,34
Cosposa 2	0,53	0,55	0,31	0,46	----	0,50
Bombeo	1	1	1	1	18,75	1

En el cuadro, la naciente El Yos, cuyo caudal es 0 se debe a que el flujo en el tramo de esa naciente va en dirección contraria por lo que, en lugar de salir agua de la naciente, el agua entra a ella.

EPANET asume que las tuberías siempre están completamente llenas y sin aire, además de que los reservorios (nacientes) son fuentes infinitas de agua, circunstancias que son imposibles de conseguir en un acueducto, ya que los caudales que producen las fuentes siempre son limitados, por otro lado, no todas las tuberías están continuamente a presión, menos aún en los tramos inmediatos de las captaciones de las nacientes, donde apenas se está formando el perfil de flujo del fluido.

Además, como el flujo es función de la energía disponible y entre las nacientes y los tanques de almacenamiento la diferencia de altura puede llegar a ser de hasta 100 metros. En el caso de las nacientes José Luis, la velocidad obtenida al hacer un cálculo hidráulico tipo 2, depende de esta diferencia de altura ya que, si se usa la ecuación general de la energía, la presión tanto en la naciente como en el tanque de almacenamiento es 0, así como la velocidad, por lo que las pérdidas totales están dadas en función de las diferencias de altura entre ambos puntos.

En lo que respecta a las velocidades obtenidas, al haber tramos donde el caudal así como la presión eran elevados, por lo topografía del terreno en la zona como se muestra en el perfil de la red en las *Figuras 2 y 3*, se encontraron tramos, como en la *Figura 23*, donde una

sección de tubería no permitía el flujo de una sección a otra, por el contrario, EPANET representa esta diferencia de presión como si el flujo de una tubería lograra entrar en la otra tubería y desplazarse en dirección contraria ya que la dirección del flujo es hacia la izquierda en la figura y no hacia abajo pues en esa dirección están las nacientes. Lo que ocasiona velocidades de desplazamiento muy bajas y de 0 m/s.

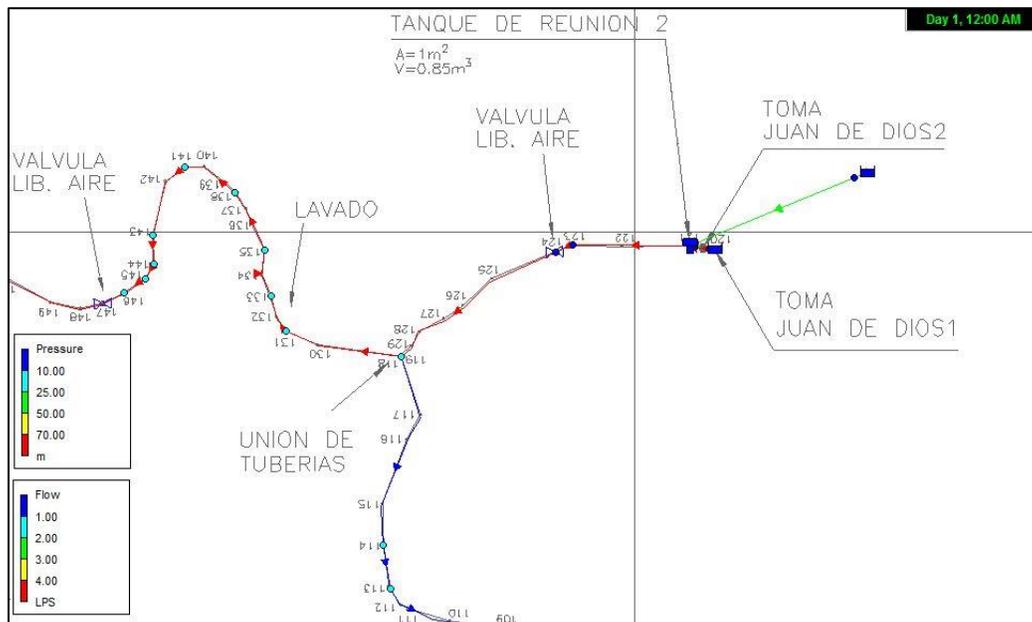
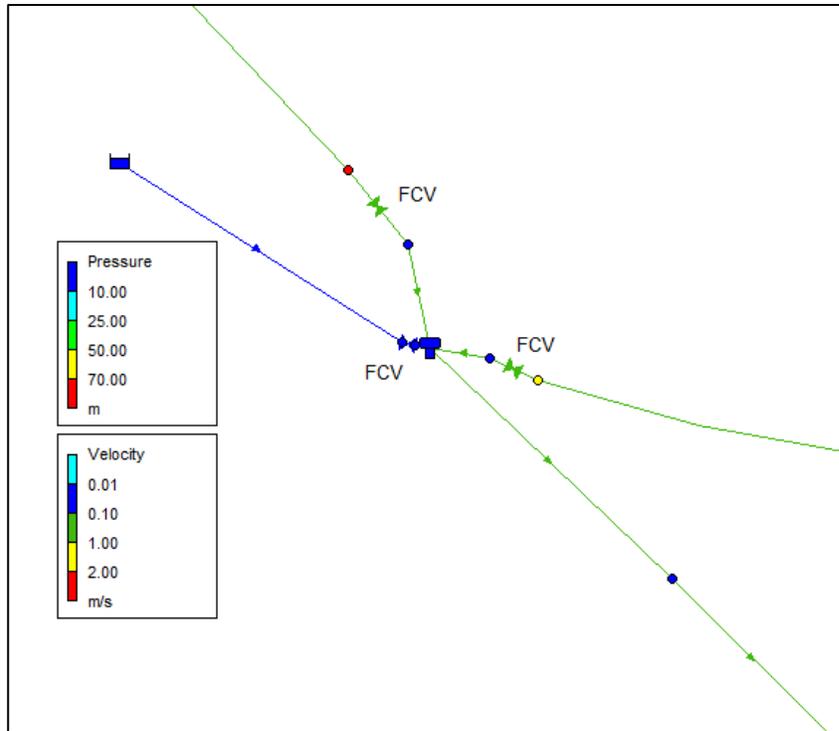


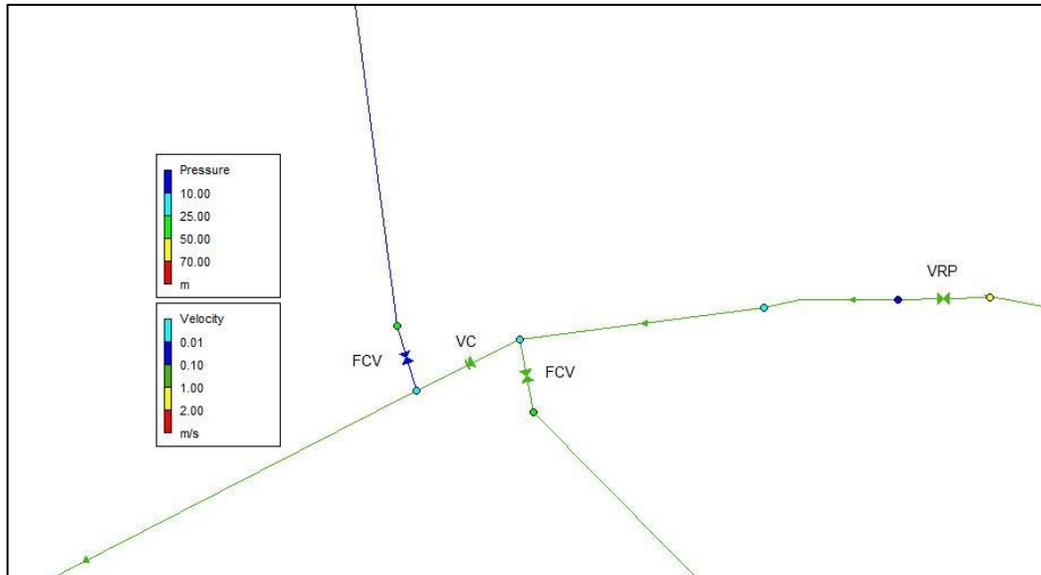
Figura 23. Ejemplo de sección de la red donde se dan problemas de agua fluyendo en dirección contraria

### 5.3 AJUSTES AL MODELO HIDRÁULICO

Por medio de válvulas de control de flujo (FCV) y válvulas reductoras de presión (PRV) se regularon los caudales salientes de las nacientes, como se muestra en el Cuadro 21. El valor de consigna utilizado para las FCV fue el promedio de los aforos realizados para cada naciente. Las válvulas FCV se colocaron como se muestra en la Figura 24, en el punto donde la tubería proveniente de la naciente se une al tanque de almacenamiento, de reunión o donde se une a otro tramo de tubería. Se colocaron en ese punto ya que la válvula ocasiona una pérdida de carga que se compensa cuando el agua llega al tanque pues la presión manométrica vuelve a ser 0.



**Figura 24. Válvulas FCV colocadas en los tramos de tubería que llegan hasta el tanque de almacenamiento Carlos Piedra**



**Figura 25. Válvulas FCV colocadas en los tramos de tuberías de las nacientes el Yos y La Torre en el punto donde se unen con la tubería principal**

Como se nota en las *Figuras 24 y 25*, la presión de la tubería cae cuando pasa por la válvula reguladora de caudal, cambiando el color de los nodos antes y después de esta. Las válvulas reductoras de presión se utilizaron puesto que EPANET debe tener cierto equilibrio entre las

presiones de cada ramal de tubería para que todas las derivaciones puedan aportar caudal a la línea principal, en caso que uno de los tramos de tubería tenga una presión muy superior a las demás líneas, el agua de esta va a tender a desplazarse hacia todas estas zonas, interrumpiendo el flujo de agua de otros sectores del modelo y extrayendo todo el agua que necesita, de esa fuente con mayor gradiente.

Se utilizaron 17 válvulas para este ajuste, 4 PRV y 13 FCV, distribuidas en la zona más alta del acueducto, donde se encuentran las nacientes. Con este trabajo se obtuvieron los resultados mostrados en las *Figuras 20 y 21*.

Como se ve en estas figuras, con los ajustes realizados dejan de haber presiones negativas. El 35% de las presiones obtenidas están entre los 0 y los 10 mca y el 96% del total, por debajo de los 70 mca, por lo que el 61% de está entre los 10 y 70 mca. La presión más alta, de 125 mca se presenta a la entrada del agua de las nacientes José Luis al tanque Carlos Piedra y la salida de la bomba del acueducto.

A diferencia del modelo sin restricciones, cuando se usaron los controles hidráulicos, el porcentaje de presiones de 0 mca pasó a ser de un 14%, de las presiones en la red, vale la pena mencionar que esto se debe a la configuración de los nodos para la colocación de las válvulas necesarias, como se muestra en las *Figuras 23*, donde el nodo inmediato a la válvula y al tanque de almacenamiento tiende a ser muy cercano a 0, al igual a la presión dentro del tanque de almacenamiento por la pérdida de carga que tiene que crear la válvula para permitir el paso del flujo necesario.

En cuanto a las velocidades, como se muestra en la *Figura 21*, con el modelo con restricciones de caudal, el 91% de las velocidades son menores a 1 m/s, el restante 9% se distribuye hasta los 1,6 m/s que es la velocidad máxima encontrada, a diferencia de la velocidad de 10,5 m/s que se obtuvo como velocidad máxima con el modelo sin restricciones. Además, con la restricción el porcentaje de velocidades iguales a 0 m/s se redujo considerablemente pasando del 23% al 4%.

En cuanto a los caudales trasegados en la red, como se muestra en la *Figura 22*, a diferencia del modelo sin restricciones, con el modelo con restricciones, el 100% de los caudales fueron menores de 6,5 L/s, siendo el 95% menores a 4,5 L/s. Además de esto, no se encontraron caudales negativos, eliminando los flujos en sentido contrario al flujo normal observado en el campo, llegando a obtener un modelo que mostraba un comportamiento más aproximado a la realidad.

Es importante mencionar la dificultad de modelar diversas fuentes de agua que alimentan una red en EPANET. No solo por el método de cálculo de gradiente de EPANET, sino por la configuración de los SDA para alimentar la red con el agua de cada fuente de abastecimiento. Entre más complejo sea la conexión entre fuentes de abastecimiento y/o tanques de almacenamiento en la línea de conducción y distribución, así será la dificultad de modelar la red, ya que el equilibrio de presiones y limitaciones de caudales que debe darse, requiere de mucho tiempo, porque se deben buscar soluciones que no comprometan lo que en realidad sucede en el acueducto y estén de la mano con que se observa, ya que se podría incurrir en soluciones funcionales en el modelo pero poco coherentes realmente, como por ejemplo, uso en determinados casos de válvulas con valores de consigna poco racionales, o uso de VRP que reduzcan la presión en puntos de la red a valores que nunca se presentarían solo para conseguir un flujo de agua en cierta dirección.

#### 5.4 MUESTREO EXPLORATORIO Y MACRO-CALIBRACIÓN DEL MODELO

Teniendo ya un modelo que representa de mejor manera la operación actual del acueducto, como lo es el modelo con restricciones, se realizó un muestreo exploratorio de presiones, caudales y niveles de tanques de almacenamiento para luego calibrar este modelo. Los resultados de presión y caudal y la zona de interés que representa cada dato se muestra en el *Cuadro 22*, donde los puntos *P* fueron puntos donde se midió presión y *F*, caudal. Mientras que los niveles de los tanques observados se presentan en el *Cuadro 23*.

**Cuadro 22. Resultados del muestreo exploratorio de presión y caudal en el acueducto de San Francisco**

<b>ID</b>	<b>Valor medido</b>	<b>Información buscada</b>
<b>P1</b>	(66,14±0,35) m	Presión Sector 2 <sup>a</sup> / Zona media
<b>P2</b>	(15,48±0,35) m	Presión sector 1/ Zona media
<b>P3</b>	(43,62±0,35) m	Presión sector 1/ Zona media
<b>P4</b>	(>70,00±0,35) m	Presión sector 1/ Zona baja
<b>P5</b>	(30,92±0,35) m	Presión sector 1/ Zona baja
<b>F1</b>	(0,6321±0,0001) l/s	Caudal de salida del tanque de almacenamiento La Cosposa
<b>F2</b>	(1,2241±0,0001) l/s	Caudal de salida del tanque de almacenamiento Carlos Piedra
<b>F3</b>	(2,2298±0,0001) l/s	Caudal de salida del tanque de almacenamiento La Oficina

<sup>a</sup>Punto del sector 1. Por confusiones con los miembros de la ASADA se tomó la presión de una vivienda que no correspondía al sector buscado.

**Cuadro 23. Niveles de agua de los tanques de almacenamiento muestreados**

<b>Tanque de Almacenamiento</b>	<b>Altura del agua (m)</b>
La Cosposa	(0,10±0,05)
Carlos Piedra	(1,30±0,05)
Oficina	1,80±0,05)

En las primeras columnas del *Cuadro 24* se muestra la comparación entre los datos medidos y los calculados por EPANET sin la calibración. La presión fue medida en llaves de chorro en conexiones domiciliarias, mientras que en EPANET la presión mostrada es la presión en tubería, por lo que se corrigió el dato obtenido en la medición para tener un valor comparable con el modelo. Para esto se calcularon las pérdidas por fricción y por accesorios que tendría la acometida hasta el punto de muestreo y se sumó esta caída de presión al valor medido para obtener la presión en red.

En lo que respecta a la calibración en sí, las *Figuras 26 y 27*, se muestran los resultados de la macro-calibración del modelo, evaluando cuantitativamente el proceso mediante las ecuaciones objetivo de Pearson y RMSE.

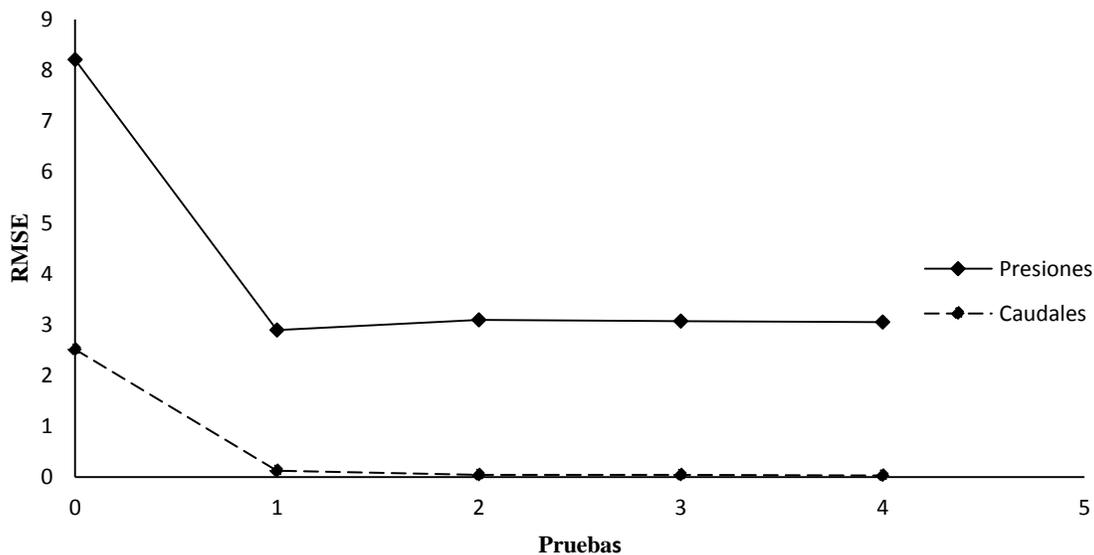


Figura 26. Resultados de las diferentes pruebas de calibración del modelo usando el RMSE como función objetivo para los datos de presiones y caudales

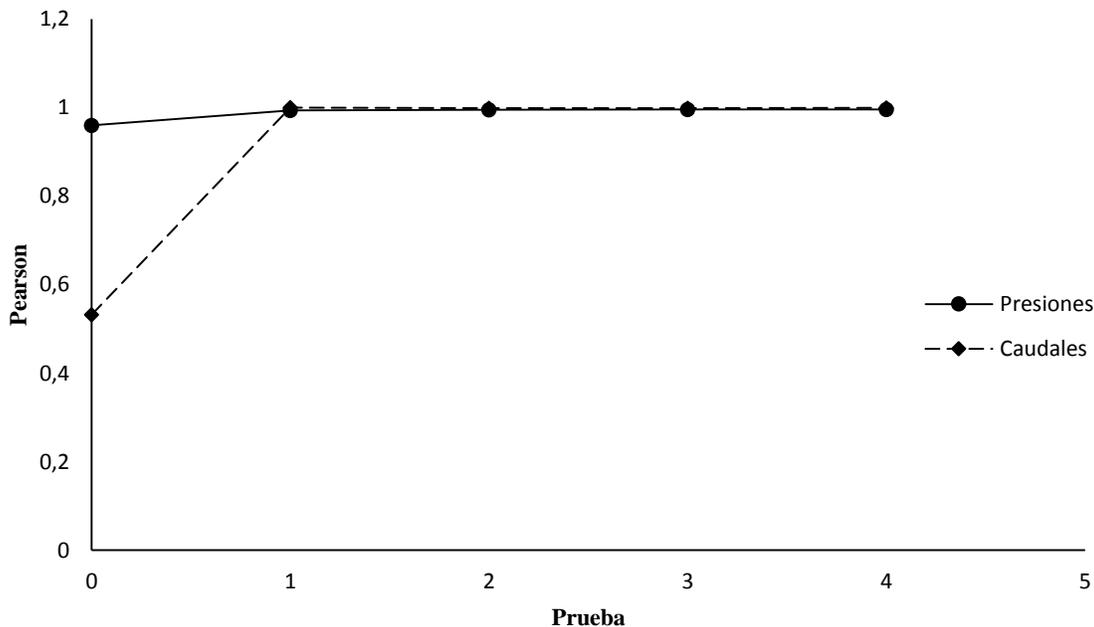


Figura 27. Resultado de diferentes pruebas de calibración del modelo usando la función objetivo de Pearson para los datos de presiones y caudales

Por lo que, el *Cuadro 24* muestra la magnitud de las variables medidas en campo, los resultados del modelo con restricciones antes de calibrar y los resultados del modelo al final del proceso de macro-calibración. Permitiendo analizar el cumplimiento o no de los criterios de calibración.

**Cuadro 24. Resultados de la macro-calibración realizada y su comparación con los criterios de calibración**

ID	Valor medido	Valor obtenido en EPANET	Valor Modelado calibrado	Diferencia	Criterio Calibración	Cumple
P1	66,54 (m)	67.54 (m)	72,44 (m)	5,89	±1,5 (m)	No
P2	15,89 (m)	9.06 (m)	15,59 (m)	0,31		Sí
P3	44,03 (m)	27.02 (m)	42,55 (m)	1,48		Sí
P5	31,37 (m)	31.71 (m)	31,71 (m)	0,34		Sí
F1	0,6321 (L/s)	0.65 (l/s)	0,65 (l/s)	0,0179	±10% (l/s)	Sí
F2	1,2241 (L/s)	5.31 (l/s)	1,28 (l/s)	0,0559		Sí
F3	2,2298 (L/s)	3.74 (l/s)	2,23 (l/s)	0,0002		Sí

Como se muestra en el *Cuadro 25*, en la primera prueba se ajustaron los caudales de salida de los tanques de almacenamiento Carlos Piedra y La Oficina con una válvula de control de flujo (FCV). Ajustando mediante varias pruebas el caudal resultante en el tanque la oficina para el ajuste del caudal de salida del tanque Carlos Piedra y en el tanque los Jiménez, para el tanque la Oficina. Debido a que estos tanques distribuyen agua a los usuarios, se debía modificar el caudal restringiendo el flujo aguas abajo, para que, considerando las salidas de agua por consumo, obtener un caudal cercano al medido aguas arriba.

**Cuadro 25. Ajustes realizados para la macro-calibración del modelo**

Prueba	Trabajo de Ajuste
1	Caudales que salen de los tanques de almacenamiento Carlos Piedra y La Oficina
2	Modificación de demandas en tramo de tuberías posterior al tanque La Oficina
3	Modificación de rugosidad en el tramo de tuberías posterior al tanque Carlos Piedra
4	Modificación de demandas y rugosidades en el tramo de tuberías posterior al tanque Carlos Piedra

En este caso, el ajuste se debió hacer con válvulas y no modificando los factores de rugosidad y demanda como lo establecen autores como Alcocer & Tzatchkov (2007), porque la

diferencia de caudales medidos y modelados era muy alta, debido a que se presentó un problema muy similar al de las nacientes con los tanques de almacenamiento. Donde por el método de gradiente de EPANET y por las diferencias de elevación entre tanques de almacenamiento, el software calcula un caudal que trasiega por la red mayor al de la realidad.

Vale la pena mencionar que los tanques de almacenamiento donde ocurre esta situación, pasan llenos durante las horas de máxima demanda (*Cuadro 23*), por lo que aumenta el gradiente, haciendo que EPANET calcule un caudal mayor.

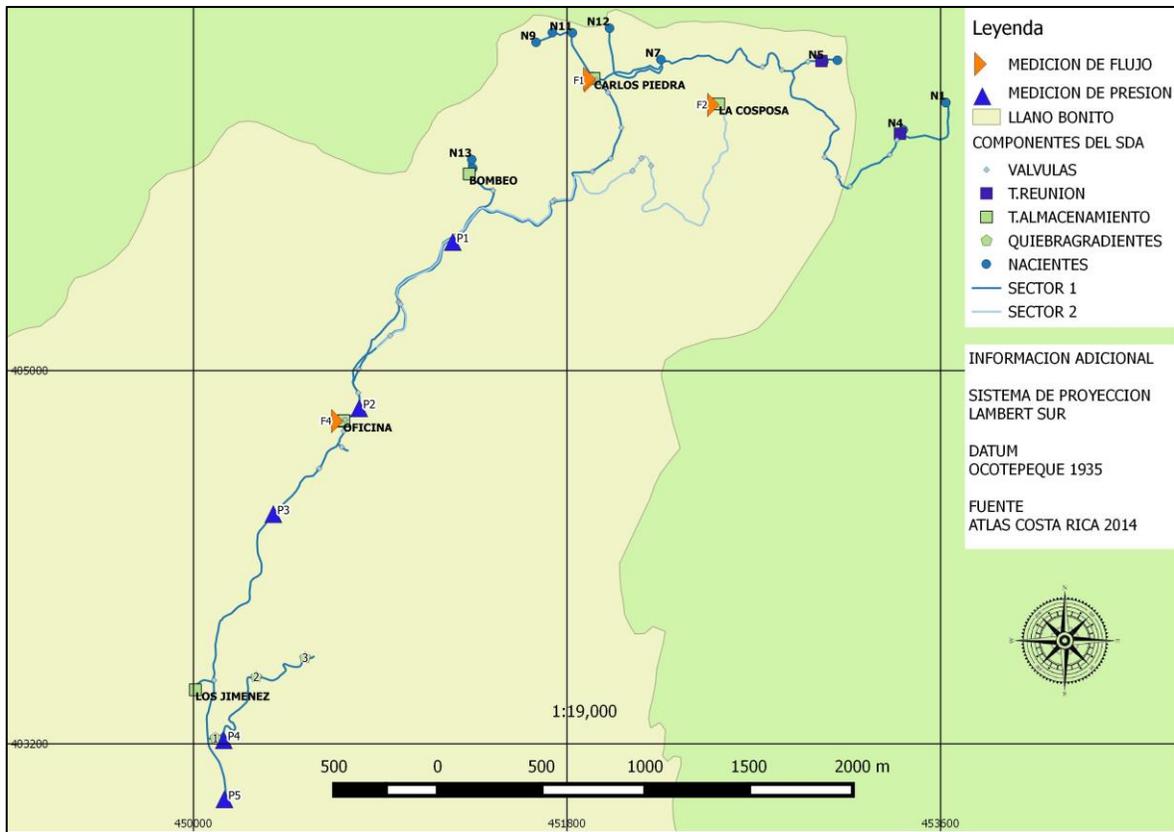
Como punto de comparación de esta situación, el tanque de almacenamiento La Cosposa, donde este tanque distribuye agua al *Sector 2*, como se muestra en la *Figura 28*. Este tanque no distribuye agua a otro tanque de almacenamiento, sino que termina en un tapón de tubería y distribuye directamente a una parte de los usuarios de la ASADA. Como se nota en el *Cuadro 24* y en la *Figura 27*, como el punto *F3*, donde el caudal medido y modelado es muy similar, pues el caudal que trasiega la tubería depende solo de la demanda de los usuarios.

Además, como se muestra en las *Figuras 26 y 27*, con la modificación de los caudales, los coeficientes de Pearson y RMSE se ajustaron a un comportamiento cercano al ideal, la mínima diferencia en caso del RMSE y un valor de 1 para Pearson. Con Pearson, con solo este primer ajuste, para las presiones y caudales, el valor de la función objetivo fue de 0,99. Mientras que, con el RMSE, para los caudales el valor de la función objetivo fue de 0,13, mientras que para las presiones fue de 2.89, debido a que la presión modelada en el punto P1 después del ajuste del caudal del *Sector 1*, donde pertenece ese punto, aumentó mucho, obteniendo una diferencia entre el valor medido y modelado de 6 mca. Esto debido a que el caudal trasegado por el sector disminuyó, por lo que las pérdidas principales eran menores y la presión en el punto aumentó, como se nota en el *Cuadro 24*.

En las demás pruebas se consiguió obtener mejores resultados en las diferencias entre los valores medidos y modelados, cumpliendo con los criterios de calibración de Alcocer y Tzatchkov. Solo el punto P1 se mantuvo fuera del margen de los  $\pm 1,5$  mca, sin embargo, el criterio de calibración habla para las presiones, de que el 70% de ellas deben estar entre ese rango, por lo que con las demás presiones se mantiene ese 70%, cumpliendo el criterio.

Vale la pena mencionar como con solo regular los caudales, ante las limitaciones de EPANET y características propias del SDA, al ser un acueducto pequeño y que trasiega poco caudal, el comportamiento del modelo y acueducto es similar, en los puntos muestreados. Lo que da una idea de que el proceso de modelación fue bien realizado y la información usada y recopilada confiable y bien empleada.

En el caso del punto P1, a pesar de realizar modificaciones en la demanda y en la rugosidad de la tubería, modificando el factor C entre 150 y 130 (Walski et al., 2001), no se consiguió ajustar lo suficiente la presión, sin embargo, los demás puntos muestreados a lo largo de la red en la zona media y baja cumplieron con los criterios de calibración. Como se muestra en la *Figura 28*, el punto P1 no es el punto muestreado de mayor elevación, sin embargo, es el punto donde se ubica la primera vivienda a la cual se le distribuye agua. Además, como no fue posible muestrear presión en el sector donde se encuentran las nacientes por limitaciones de la ASADA para instalar puntos de muestreo, se desconoce la bondad de ajuste del modelo en la zona previa al P1, debido a esto, en la calibración fina debería darse más importancia a esta zona que a los sectores donde fue posible tomar varios puntos de muestreo de presión y que tuvieron un buen ajuste con lo que se observó en campo.



**Figura 28. Distribución de los puntos de muestreo y elevaciones de la comunidad de San Francisco**

Los niveles de tanques de almacenamiento no fueron tomados en cuenta en la macro-calibración por ser una modelación estática, por lo que no hay variación en los niveles de estos, ya que el nivel de tanque del tanque de almacenamiento al momento de ejecutar el modelo es determinado por el usuario, mientras que, en una modelación de período extendido, los niveles varían según los patrones de demanda.

Durante la macro-calibración y el análisis hecho no se tomó en cuenta el punto P5, por dos razones. Primero, cuando se midió la presión usando el manómetro de la *Figura 9* de 200 psi, la presión en ese punto fue mayor a este valor máximo, por lo que no se tenía certeza de su valor real, además de que ese punto, como se puede ver en la *Figura 28*, está continuo a un tanque quiebragradiante, por lo que, según la red en el plano y en el catastro de red, no tendría por qué tener un valor tan elevado por la función que cumplen este tipo de tanques, por lo que se debe hacer una observación más detallada de la conexión domiciliar del usuario pues probablemente esté conectado al tramo de tubería que continua hacia el sur de la

comunidad, donde la presión es elevada y no hay tanques quiebragradiantes. Debido a esto, por la incertidumbre del punto y debido a que los miembros de la ASADA no tienen certeza de la conexión del usuario, no se tomó en cuenta este punto para la macro-calibración.

#### **5.4.1 Estado de las presiones y velocidades obtenidas con el ajuste**

A diferencia de los resultados obtenidos del modelo antes de la calibración, como se muestra en la *Figura 21*, las presiones en el modelo son mayores. Entre los 10 y los 70 mca se encuentran el 67% de los datos con el modelo calibrado, mientras que con el modelo solo con restricciones, se encontraban anteriormente el 60% de los datos. Sin embargo, al alcanzar los 70 mca las tres versiones del modelo se comportan prácticamente igual, donde para el modelo calibrado por debajo de esta presión se encuentran el 95% de los datos, alcanzando en puntos específicos, presiones de hasta 125 mca, como se da en la salida del sistema de bombeo

Esto se debe a que, con la macro-calibración, se redujeron los caudales trasegados en los diversos sectores del acueducto, por lo que las pérdidas principales al mantener las demás variables de la ecuación constantes y disminuir el caudal, son menores. Esto se evidencia sobre todo en el *Cuadro 24* con el P1, donde la presión del tramo de tubería aumenta significativamente con el ajuste de caudal realizado para ese sector.

De manera inversa a las presiones, en el caso de las velocidades, con la disminución de los caudales ajustados se obtuvieron velocidades menores a las obtenidas previamente. La velocidad máxima obtenida fue de 1,2 m/s, mientras que en el modelo antes de solo con restricciones era de 1,6 m/s. Además, las velocidades menores de 0.7 m/s se presentan en un 97% de las tuberías del modelo, mientras que en el modelo previo este mismo porcentaje se presentaba para las velocidades menores iguales a 1.4 m/s. Evidenciando la disminución de las velocidades con los cambios realizados. Las dos versiones del modelo mencionadas coinciden en el dato de velocidad de 0,6 m/s, donde el 87% de las velocidades son menores o iguales, siendo el valor límite para el cual la mayoría de las velocidades se distribuyen. Las

velocidades mayores a este dato se presentan en las tuberías menores de 2 pulgadas, que representan la minoría, como se mostró en el capítulo 3.

En lo que respecta a la calibración de modelos hidráulicos, un detalle muy importante que se debe mencionar es la calidad y cantidad de información usada para la construcción y posteriormente para la calibración del modelo. Si el error de medición del equipo usado para la recolección de datos es muy alto, los resultados del modelo pueden ser engañosos. Según Koppel & Vassiljev (2009), para la calibración de modelos solo se debería usar información precisa.

Es por eso que es importante destacar la calidad de los equipos que deben ser usados para la modelación. En lo que respecta a las presiones y a la información de elevaciones, se consideran datos de muy buena calidad cuando la precisión alcanzada en la medición es de 0,1 m, y datos de buena calidad cuando la precisión es de 1 m (Walski et al., 2001). Por lo tanto, si se tiene la intención de modelar es necesario contar, por ejemplo, continuando con el caso de las presiones y las elevaciones, con equipo especializado, como GPS de doble frecuencia o estaciones totales y no navegadores como GPS de mano. La diferencia entre una precisión de 1mm como en el caso del GPS de doble frecuencia, contra 3-4m con un GPS de mano puede ser determinante para la obtención de resultados de calidad en el modelo, ya que incluso pequeños errores de medición pueden llevar a cometer grandes errores en la estimación de parámetros en la calibración (Méndez, Araya, & Sánchez, 2013). Las diferencias que se pueden notar cuando se va a realizar la primera etapa de calibración entre los valores observados en campo contra los medidos, se pueden deber principalmente al error de los equipos usados, dificultando el proceso de ajuste.

Aunado a esto, también se debe agregar que el proceso en sí de calibración llevado a cabo es importante porque además de aproximar el comportamiento del modelo a lo que sucede realmente, en primer lugar, permite tener un mejor entendimiento del comportamiento y desempeño del SDA, como ejemplo se puede anotar, el encontrar tanques de almacenamiento rebalsando en momentos de máxima demanda, o presiones altas en lugares donde por el conocimiento actual de la red, no deberían darse. Además, permite determinar errores que se

podieron dar en la construcción del modelo, sobre todo en la información suministrada, caso que se presentó al introducir por un error de digitación, un diámetro de tubería incorrecto, situación que se vio reflejada en la macro-calibración, al analizar los residuales de las funciones objetivo en un tramo de red. Por lo tanto, se puede notar que la calibración brinda confianza e información valiosa al momento del uso del modelo, factor importante si se va a utilizar como instrumento para la toma de decisiones.

Además, en lo que respecta al tema de calibración por compensación de errores, se limitaron las variables usadas como parámetros de calibración. En el caso de la rugosidad de tubería se mantuvo el valor  $C$ , entre 150 y 130 (Walski et al., 2001), mientras que la dotación por habitante se mantuvo dentro de un rango dado por la desviación estándar de los consumos de los abonados de  $17,83 \text{ m}^3/\text{mes}$ . A pesar de existía una gran variación entre el consumo de diferentes abonados, sobre todo de los consumos domésticos respecto a los consumos de los establecimientos comerciales, cuyo promedio de consumo es de  $5 \text{ m}^3$ ; con pequeñas variaciones en la demanda de cada abonado, se logró cumplir con los criterios de calibración, dando la impresión de que no se usaron valores desproporcionados de demandas para la calibración. Sin embargo, es importante que la ASADA siga registrando los consumos de los abonados para poder determinar, con mayor criterio, una desviación por abonado y restringir de mejor manera este consumo, buscando descartar el fenómeno de compensación de errores y la representación fiel del modelo de las condiciones reales de funcionamiento del SDA.

## 5.5 ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL ACUEDUCTO

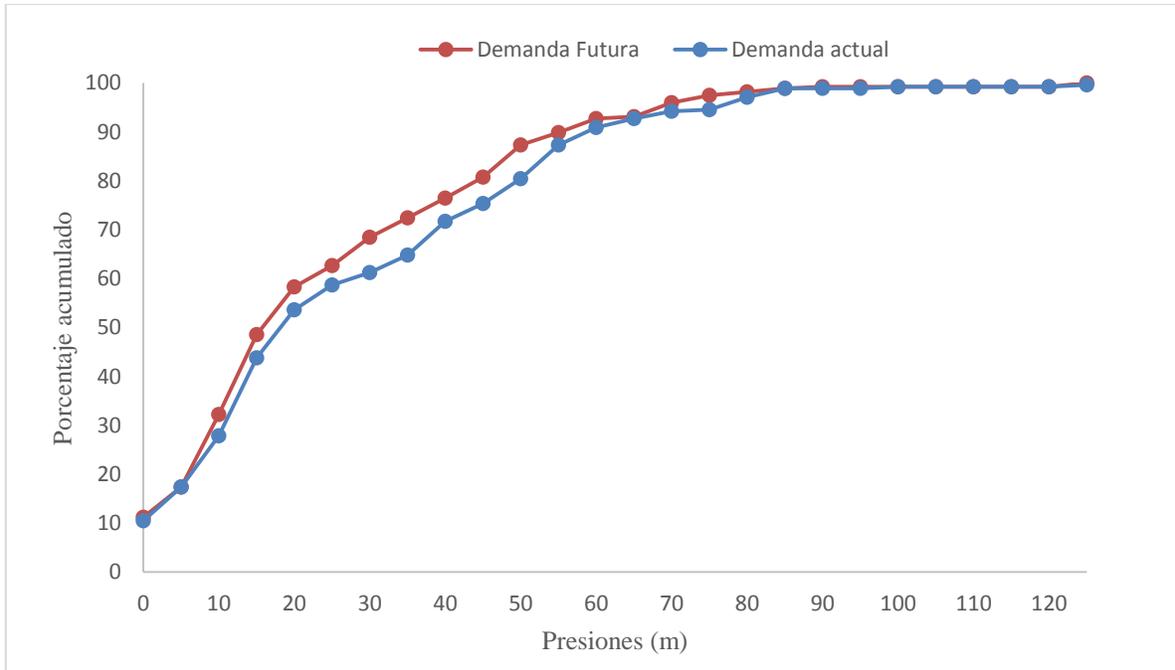
Como se explicó anteriormente, para evaluar la capacidad hidráulica del SDA, se agregaron consumos domiciliarios al modelo para aumentar la demanda de agua del acueducto hasta un punto donde las presiones y las velocidades lo permitieran según los valores recomendados por el AyA como valores mínimos para el caso de las presiones en las conexiones domiciliarias de  $10 \text{ mca}$ , y máximos, para el caso de las velocidades, de  $5 \text{ m/s}$ , según literatura. Sin embargo, para esto primero era necesario contar con un modelo calibrado para tener seguridad de que los resultados obtenidos con el modelo fueran confiables, como se desarrolló en las secciones anteriores.

En el *Cuadro 26* se muestran los resultados obtenidos de la evaluación de la capacidad hidráulica del acueducto de San Francisco.

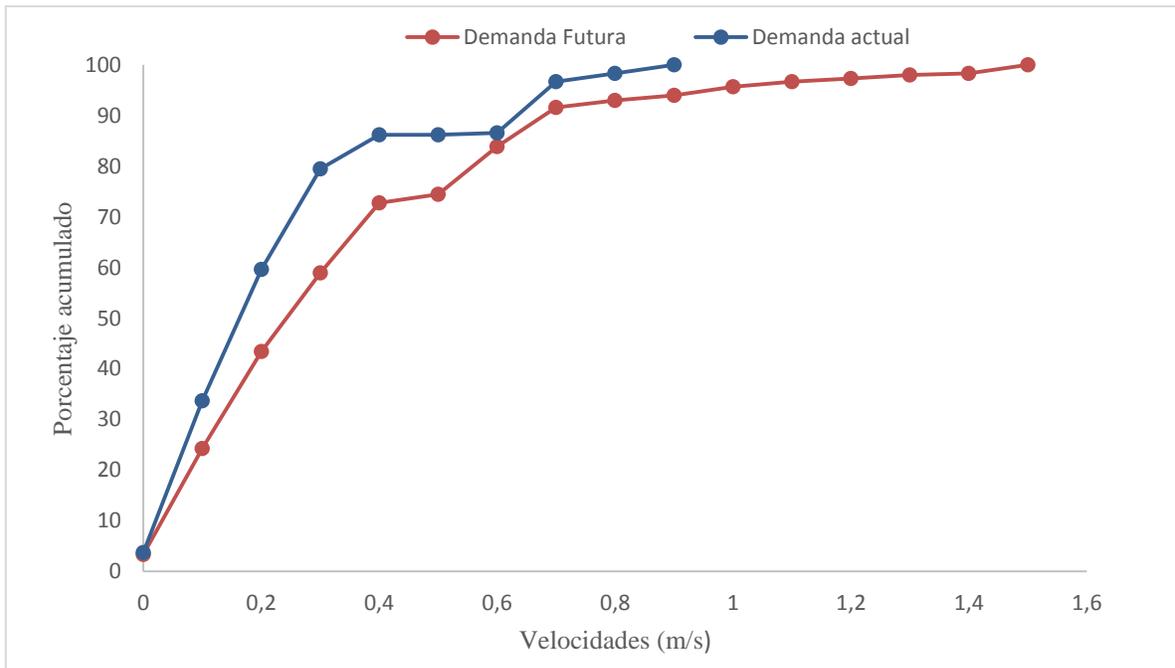
**Cuadro 26. Capacidad hidráulica actual del SDA del acueducto de San Francisco**

Sector	Cantidad de abonados extra que se podrían abastecer	Caudal máximo a trasegar (l/s)	Caudal trasegado actualmente (l/s)	Diámetro (pulg)
La Cosposa	30	1,40	0,65	2
T. Carlos Piedra-T. La oficia	70	3,22	1,30	4
T. La oficina-T. Los Jiménez	55	3,65	2,23	2
T. Los Jiménez-Fin acueducto	30	1,03	0,26	2

Como se puede observar, los resultados del modelo sugieren que el SDA de San Francisco puede abastecer a 185 abonados más de los que abastece actualmente, distribuidos en toda la red. Además, se puede observar que las tuberías pueden trasegar una mayor cantidad de agua de la que circula actualmente. Esto provocaría, como se nota en las *Figuras 29 y 30*, un cambio en las presiones y velocidades del SDA. Con estos caudales provocados por la demanda máxima a manejar, un mayor porcentaje de las presiones se distribuirían en magnitudes menores a los 70 mca. Por ejemplo, con la demanda actual, un 80% de las presiones son iguales o menores a una presión de 50 mca para el escenario modelado, mientras que, con la demanda futura, el 87% de las presiones serían iguales o menores a este valor. En el caso de las velocidades, estas aumentarían hasta alcanzar valores de 1,5 m/s, cuando con la demanda actual las velocidades parecen llegar a los 0,9 m/s como valor máximo.



**Figura 29.** Gráfico de frecuencias acumuladas de las presiones del SDA de San Francisco con la demanda actual y futura



**Figura 30.** Gráfico de frecuencias acumuladas de velocidades del SDA de San Francisco con la demanda actual y futura

Estos resultados, sobre todo los de caudales mostrados en el Cuadro 26, se pueden relacionar con los niveles de los tanques de almacenamiento observados en las visitas realizadas y en el

muestro exploratorio, donde los tanques de almacenamiento La Oficina y Carlos Piedra se notaban llenos y rebalsando aún en momentos de máxima demanda, lo que infiere que la oferta hídrica es mayor que la demanda de los usuarios aún en las condiciones evaluadas. Dando sustento a lo mostrado en el modelo.

Vale la pena mencionar que el sistema de bombeo es utilizado durante todo el verano para abastecer agua directamente al tanque de almacenamiento La oficina, como una fuente de abastecimiento alterna, sin embargo, dadas las condiciones con los niveles de los tanques de almacenamiento, se podría evaluar la opción de prescindir de la bomba en ciertas horas o hasta que sea necesaria, ya que el costo operativo de este sistema es el más alto que tiene la ASADA. Esto se podría realizar mediante el modelo elaborado, pero en período extendido, para analizar el comportamiento de los tanques de almacenamiento con la variación del consumo de los usuarios.

En cuanto al tanque de almacenamiento La Cosposa, este mostró niveles de agua más acordes al funcionamiento esperado de un tanque en las condiciones modeladas. El nivel de agua encontrado era bajo (10 cm), por lo que se debería evaluar con más detalle si con la oferta hídrica actual de las nacientes, La Cosposa 1 y 2, se pueden abastecer a los 30 abonados nuevos que el sistema de tuberías puede soportar. Ya que, como se nota con el *Cuadro 26*, con los nuevos 30 abonados, el caudal a trasegar sería de 1,40 l/s, sin embargo, como el nivel del tanque es bajo, de igual manera, se debería evaluar en período extendido, el comportamiento de los niveles de agua del tanque y concluir con más propiedad si actualmente esos 30 usuarios podrían ser conectados, no obstante, la tubería instalada sí tiene la capacidad para trasegar el caudal requerido para estos nuevos usuarios. La capacidad de producción de las nacientes es lo que puede limitar esta capacidad.

En el *Cuadro 26* también se muestra la capacidad para trasegar agua de cada sector de la tubería principal. Se nota como el caudal máximo que puede fluir sin afectar las condiciones de operación, es más del doble del caudal trasegado actualmente en la mayoría de los casos. Demostrando la actual capacidad del sistema de tuberías del acueducto.

Con la capacidad actual, el acueducto podría abastecer, en término de habitantes, a 1100 personas que, proyectadas en el tiempo, con el índice de crecimiento de poblacional del cantón de León Cortés según el Censo 2011 y la *Ecuación 4* mostrada anteriormente, sería la población de San Francisco en el año 2256, al ser el período de tiempo  $t$ , de 240 años.

Es importante aclarar que la estimación fue realizada con la oferta hídrica actual. Así como la demanda de los usuarios puede variar, la capacidad hidráulica instalada del sistema de tuberías es constante, sin embargo, la cantidad de agua que ingresa al sistema, no. Por lo tanto, es importante el constante monitoreo y aforo del aporte de las fuentes de abastecimiento, ya que de este aporte depende la capacidad de entregar agua a cada usuario de la ASADA y, por lo tanto, a la cantidad máxima de usuarios a abastecer.

Por último, es importante mencionar la utilidad de un modelo como el desarrollado para la operación y planificación de un acueducto. Los proyectos a desarrollar pueden ser evaluados previamente en el software para usarlo como un criterio de toma de decisiones, como aceptación o no de nuevas conexiones domiciliarias en ciertas zonas, o de proyectos más grandes como urbanizaciones donde se puede decidir cuantitativamente por la oferta hídrica del sistema o el comportamiento resultante del SDA tras el proyecto, la posibilidad de soportar el mismo o no. De igual manera se podría evaluar nuevos proyectos de expansión de la red de distribución, utilización de nuevas fuentes de abastecimiento, construcción de tanques de almacenamiento a ciertas elevaciones, entre otros.

Es importante establecer que el buen funcionamiento en términos de representatividad de la realidad depende del mantenimiento que se le dé al modelo. La información utilizada debe actualizarse continuamente, lo que a la vez optimiza el trabajo diario de los acueductos, porque esta información se refiere a aforos mensuales de las nacientes, datos de registros de facturación bien procesados y almacenados, información detallada de cada componente de la red, con coordenadas, estado, entre otros. Integrando el conocimiento en campo con la tecnología para mejorar el servicio brindado a los usuarios, que es el fin último de los prestadores del servicio.

## 5.6 RECOMENDACIONES BASADAS EN EL ESTADO ACTUAL DEL SDA DEL ACUEDUCTO DE SAN FRANCISCO

### 5.6.1 Regulación de presiones mayores a 70 mca

Por medio del modelo macro-calibrado se obtuvo, como se muestra en la *Figura 31*, que existen puntos a lo largo de la red que presentan presiones por encima de los 70 mca (denotados por el color rojo), cuando según la reglamentación del AyA, este es el valor máximo recomendable, aún en acueductos de topografía irregular. Por lo tanto, se instalaron en EPANET 4 válvulas para la regulación de estas presiones, todas válvulas PRV. Estas válvulas se ubicaron en puntos en específico donde el cambio de elevación y pendientes ocasionaban aguas abajo las presiones mayores a los 70 mca, la ubicación de estas se muestra en la *Figura 32*.

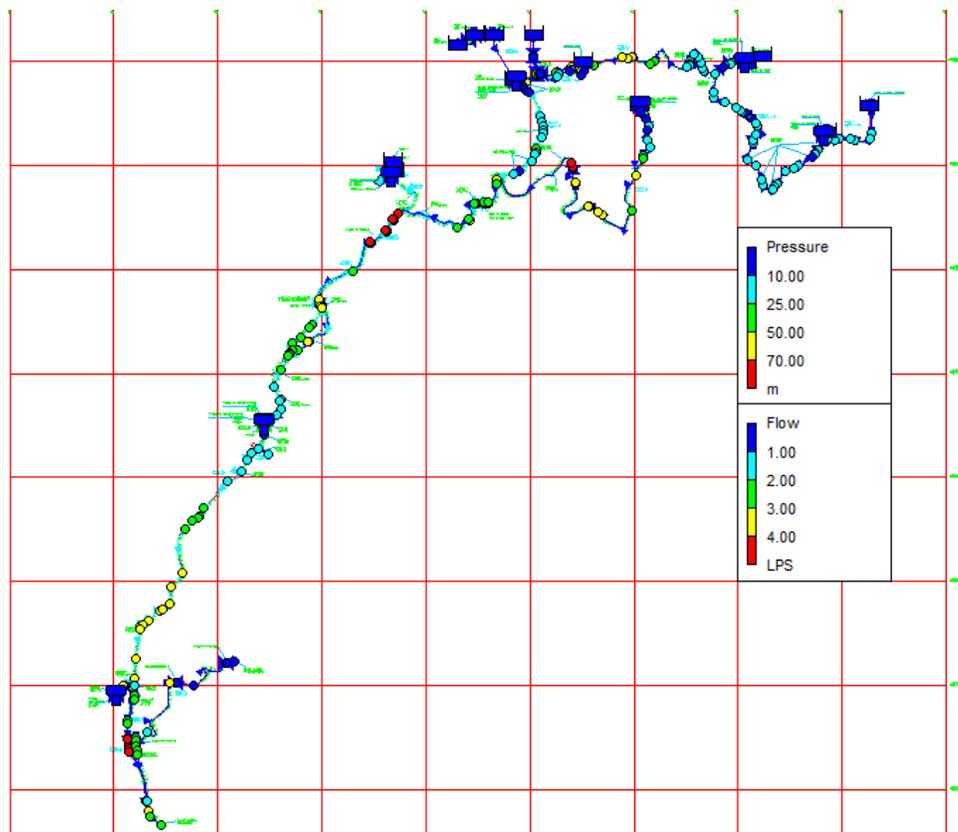


Figura 31. Distribución de presiones a lo largo de la red del acueducto de San Francisco

Con las modificaciones realizadas, el 98% de las presiones de los nodos pasó a estar por debajo de los 70 mca de presión. Sin embargo, aún algunos nodos en específico permanecieron por encima de este valor, el restante 2% de los nodos. Estos puntos de presiones elevadas se deben al trabajo de la bomba del acueducto, ya que debe levantar el fluido 88 m para llegar al tanque de almacenamiento La Oficina, por lo que al inicio de la línea de impulsión se reporta una presión de más de 120 mca, mientras que en los nodos consiguientes, nodos 1,2,3 y 4 según la *Figura 33*, se manejan presiones de 80 mca en una tubería de 2 pulgadas, no obstante, si se llegara a disminuir la presión de estos nodos, llevando la presión a 70 mca o menos para cumplir con la reglamentación, el agua de la bomba no tendría la suficiente energía para llegar hasta el tanque de almacenamiento La Oficina, pues llega a este punto con una presión de 6 mca.

Es importante resaltar que una de las zonas donde las presiones obtenidas eran mayores al valor recomendado, fue el tramo de tubería donde se encuentran instalados 3 tanques quiebragradiantes. Este tramo de tubería se encuentra en una calle que desciende 125 metros en elevación en 700 metros de camino, por lo que tiene una pendiente del 15%. La presión antes del descenso ya era de 81 mca, por lo que, sin la presencia de los tanques quiebragradiantes la presión sería de 205,72 mca. Para el escenario estudiado, el tercer tanque quiebragradiante pareciera no ser tan necesario, pues ante la ausencia de este, las casas ubicadas al final del tramo de tubería serían mucho menores a los 70 mca, sin embargo, en condiciones donde trasiegan caudales menores, por ejemplo, en las noches, la función de este cuando se dan las presiones más altas, puede ser crítico para evitar problemas de daños en las tuberías y conexiones domiciliarias.

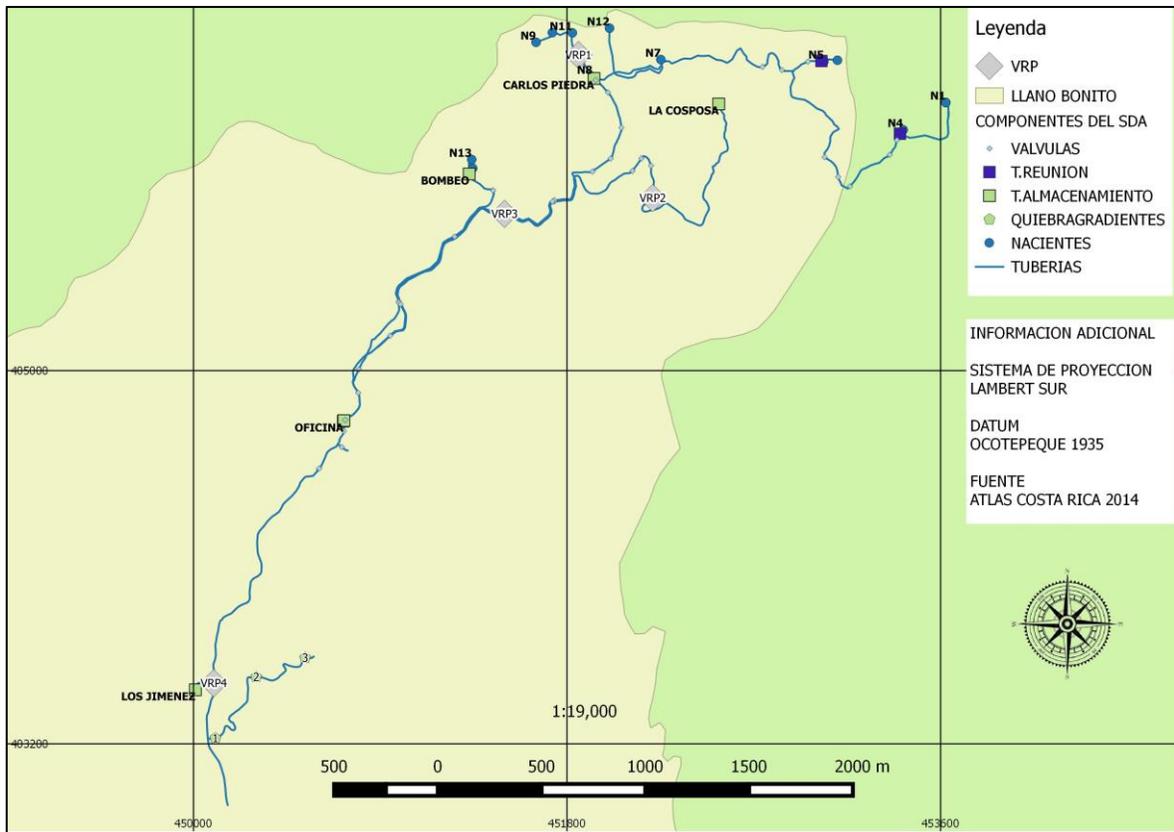


Figura 32. Mapa con la distribución de válvulas reguladoras de presión propuestas

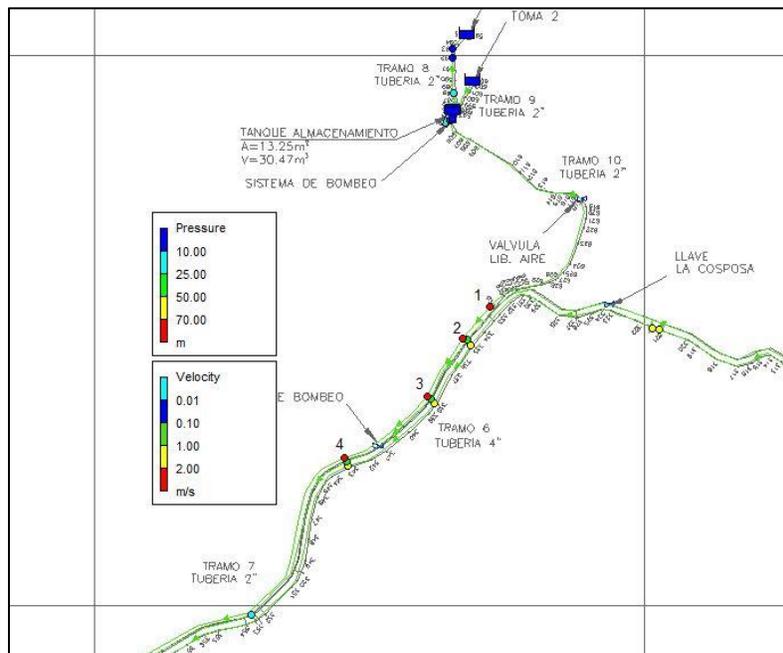
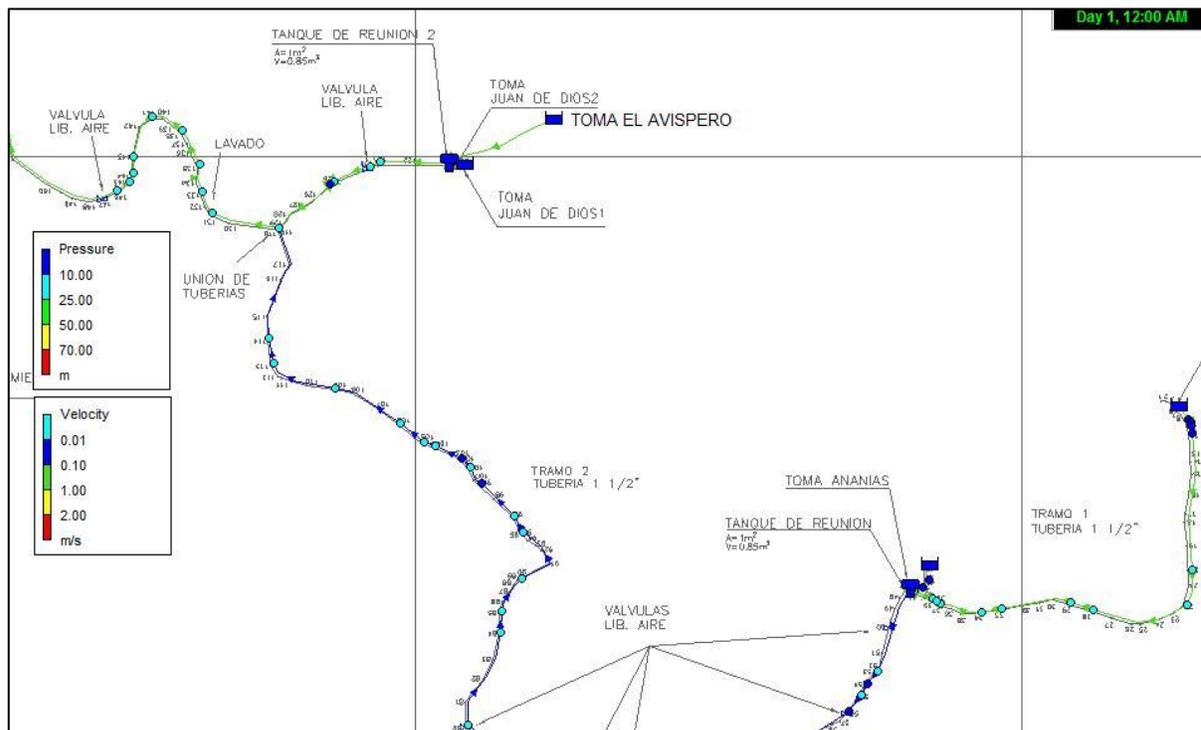


Figura 33. Presión en nodos de la línea de impulsión de la bomba del acueducto

En lo que respecta a las velocidades, la máxima velocidad obtenida en el modelo fue de 0,9 m/s, estando el 80% de las velocidades entre 0,1 y 0,9 m/s. Según la reglamentación del AyA, la velocidad máxima que se debe presentar en un acueducto es de 3 m/s, sin embargo, no se menciona nada sobre velocidades mínimas. Según López (2004), la velocidad mínima para acueductos a presión es de 0,6 m/s por la posibilidad de transportar sólidos suspendidos; mientras que para la velocidad máxima el autor establece que depende del material de la tubería. Sin embargo, casi el 90% de las velocidades están por debajo de los 0,6 m/s.

En la *Figura 34* se muestra el principal sector de tubería donde se dan velocidades menores e iguales a 0,1 m/s, zonas muertas. Justamente en este sector se unen dos tuberías, condición que dificulta la construcción del modelo pues debe haber un equilibrio entre las presiones de ambas tuberías para que el flujo de ambos tramos sea constante, aunado a esto, este sector se ubica en la zona alta del acueducto, donde se encuentran las nacientes, sector que no pudo ser calibrado, por lo tanto estas velocidades deben revisarse correctamente cuando se pueda realizar una calibración fina pues no se cuenta con la información necesaria para concluir sobre este sector y sus velocidades.



**Figura 34.** Sector de red donde se presentan velocidades menores e iguales a 0,1 m/s

Se debe aclarar que, en este escenario de máxima demanda, es cuando se presentan las presiones de menor magnitud porque circula por la red el caudal máximo horario. Lo que da una idea de la topografía en la comunidad y presiones que se pueden presentar en la red en horas de la noche, en horas de caudal mínimo nocturno. Por lo tanto, para hablar de regular las presiones más altas que puede presentar el acueducto, se debe realizar una modelación estática de otro escenario o una modelación en período extendido, para poder analizar estas presiones.

Aunado a esto, se debe concluir que por lo observado en campo y la representación del modelo, se afirma que, si se quiere regular las presiones mayores de 70 mca bajo el escenario modelo, se deben instalar las VRP 2,3 y 4, según la figura 30, sin embargo, no se tiene plena confianza de la colocación de la VRP1 ni se tiene seguridad de que no se necesiten más válvulas en el sector alto de la red, por la falta del entendimiento de esta zona. En cuanto a los tanques quiebragrados instalados, se recomendaría cambiar estos por VRP, ya que en campo se observó que la palanca de la válvula de boya de uno de los tanques estaba quebrada, lo que ocasiona que no se cierre la entrada de agua al tanque y que exista una pérdida de agua por el rebalse constante en horas de menor consumo. Situación que no es nueva, según los miembros de la ASADA.

### **5.6.2 Tuberías y auditoría volumétrica**

En el acueducto de San Francisco no se logró determinar el porcentaje de agua no contabilizada por los inconvenientes mencionados anteriormente. Sin embargo, esta información toma importancia por situaciones propias del SDA y la zona en estudio. Las tuberías se encuentran entre 10 y 60 cm por debajo del terreno, y siendo la comunidad de San Francisco una zona de paso de vehículos y maquinaria pesada por estar cerca al proyecto Hidroeléctrico de la cuenca del Río Pirrís, esta condición puede ser un detonante de fugas en la red de distribución, esto aunado a las presiones que pueden darse en la red en horas de menor consumo y la topografía de la zona, que puede ser otro factor importante de presencia de fugas. Por lo tanto, se recomienda llevar a cabo una auditoría volumétrica que permita conocer el porcentaje de ANC del acueducto y al mismo tiempo permita conocer el estado

de los hidrómetros instalados, dando la posibilidad de conocer el porcentaje de pérdidas reales y aparentes del SDA (EPA, 2008).

Este trabajo al mismo tiempo es importante ya que antes de buscar explotar nuevas fuentes de abastecimiento (además de las 16 que ya se utilizan), sería valioso determinar en primera instancia la cantidad de agua perdida (del 40-50% según la literatura, como se mencionó anteriormente) para de esta forma priorizar los trabajos e inversión en el acueducto, recuperando primero un porcentaje del recurso que se pierde para luego, analizando mediante el modelo desarrollado, para cuando sería necesario contar con nuevas fuentes y el caudal necesario en caso de un déficit, para poder prepararse para su explotación.

Para esto, se recomienda adquirir macromedidores para su instalación en la entrada y salida de los tanques de almacenamiento La Cosposa y Carlos Piedra para cuantificar la producción de agua de las nacientes y el volumen de agua consumido.

### **5.6.3 Tanques de almacenamiento**

Tanques de almacenamiento mal operados o con problemas constructivos pueden provocar envejecimiento del agua o zonas de pobre circulación del fluido. A pesar de que el acueducto de San Francisco abastece a una población pequeña, cuenta con 5 tanques de almacenamiento, de los cuales, solo el tanque de almacenamiento La Cosposa se vacía cuando se presentan picos de demanda, sin embargo, este tanque está aislado a un sector en específico, los demás tanques, a excepción del tanque El ICE, son usado para la distribución de agua a los demás usuarios. Por lo tanto, se recomienda analizar el envejecimiento del agua en estas unidades para tomar decisiones sobre la necesidad o no de usar alguno de los tanques, como por ejemplo el tanque Los Jiménez, pues el tanque de almacenamiento La Oficina, que le distribuye agua a este tanque pasa lleno aún en las condiciones evaluadas. Esto para buscar en términos de calidad del agua, reducir la edad del agua y evitar el decaimiento de cloro por esta situación, así como la formación de subproductos de cloración (Ginley & Humphrey, 2009).

#### **5.6.4 Hidrantes**

Actualmente el acueducto instaló 2 hidrantes que son alimentados del tanque de almacenamiento El ICE, por lo que, al tener poca experiencia en su utilización, se recomienda en su operación cerrarlos y abrirlos lentamente, esto para evitar problemas de daños en tuberías ocasionados por el fenómeno de golpe de ariete, por las altas presiones que se manejan en el acueducto.

#### **5.6.5 Operación y mantenimiento del SDA**

Todos los SDA tienen que enfrentar diariamente actividades de operación y mantenimiento que depende de las características de cada acueducto, donde el envejecimiento de la infraestructura o las demandas de los usuarios ameritan acciones correctivas y preventivas. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, en el acueducto de San Francisco no cuentan con fontanero ni algún peón a cargo de realizar trabajos en la red a menos que se presente una emergencia. Es por esto, que se presentan condiciones como las mostradas en la *Figura 35*, donde se nota que el mantenimiento de las nacientes es casi nulo, así como el de los tanques de almacenamiento, línea de conducción, red de distribución y sistema de cloración, pues consiste en un sistema de producción de hipoclorito de sodio por electrólisis, pero que necesita de la producción de una salmuera con sal de mesa para la producción del agente desinfectante, salmuera que solo se prepara cuando los miembros de la ASADA tienen tiempo.



Figura 35. Imágenes del estado de las nacientes y tanques de almacenamiento del acueducto de San Francisco

Según la AWWA (2005), los ingresos que percibe el acueducto por el servicio de distribución de agua potable deben ser suficientes para cubrir los costos de operación y mantenimiento, pago de financiamientos para adquisición de equipo y materiales y para que el acueducto pueda tener una reserva en caso de emergencia. Por lo tanto, se recomienda, ajustar las tarifas de cobro para poder contar con un fontanero que realice las actividades necesarias para el mantenimiento del SDA, actividades bien definidas según el AYA en su documento *Reglamento de Normas Técnicas y Procedimientos para el mantenimiento Preventivo de SDA*. Buscando no solo para mejorar en el corto plazo la calidad del servicio brindado, sino para poder desarrollar nuevas estrategias como las recomendadas, que buscan brindar información a la ASADA, no solo para su trabajo día a día, sino para planear nuevos

proyectos e inversiones que aseguren agua en cantidad y calidad en el futuro para los usuarios de San Francisco.

Además, la AWWA en su Manual de Manejo de SDA M5, AWWA (2005), recomienda que parte de las actividades de operación y mantenimiento deben estar enfocadas, en los registros de información pertinente a las actividades diarias del acueducto, como la ocurrencia de fugas, materiales utilizados para solventar algún problema, calibración de válvulas, entre otros. Así como menciona la importancia de representar las redes en mapas físicos y digitales que permitan a los funcionarios de los acueductos tener rápidamente información de la localización de los componentes del sistema e información crítica sobre estos. Debido a esto se recomienda la utilización del catastro de red llevado a cabo, pues permite al acueducto trabajar de forma distinta, según recomendaciones de expertos, facilitando la operación del SDA, sobre todo para personas ajenas a los miembros de la ASADA, pues son los únicos que conocen el acueducto en la comunidad, detalle a tomar en cuenta si se debe contratar a una persona que trabaje para el acueducto.

Asimismo, se recomienda el cerramiento de las nacientes para su protección de agentes externos y la cloración de toda la red constantemente. Se recomienda continuar con el uso del sistema de cloración por electrólisis de manera regular, así como utilizar pastillas de cloro, por su practicidad y poco mantenimiento, para adicionar desinfectante a todo el tramo de tuberías aguas arriba del tanque La Oficina y al sector que distribuye agua el tanque La Cosposa. Siempre y cuando se de mantenimiento adecuado a las nacientes y tanques de almacenamiento para evitar el ingreso de materia orgánica a la red, como se nota *Figura 35*, para evitar la generación de sub productos de cloración que pueden comprometer la salud de las personas.

Por último, se recomienda en trabajos futuros con profesionales capacitados, realizar la calibración y validación del modelo estático para poder presentar mejoras operativas con mayor propiedad y credibilidad y seguir utilizando el modelo como herramienta para toma de decisiones respaldadas técnicamente.

## 6 CONCLUSIONES

El tipo de consumo de la comunidad de San Francisco es mayoritariamente doméstico, representado el 88,7% de los consumos.

La dotación por habitante de la ASADA de San Francisco en el verano, en temporada de cosecha de café es de 127,4 Lpd. Siendo una demanda baja en comparación con dotaciones mínimas para diseño en zonas costeras y del Gran Área Metropolitana de 375 Lpd, 300 Lpd para zonas urbanas en general y 200 Lpd para zonas rurales, según la reglamentación nacional. Sin embargo, por ser la cosecha la principal actividad económica de la comunidad, el consumo de agua se da mayoritariamente solo en horas de la tarde y noche porque durante horas del día los habitantes trabajan en el campo. Por lo que el consumo por habitante es menor en esta época que en el invierno (175 Lpd), sin embargo, de forma general, al ser la población 1,84 veces mayor en esta época, el consumo en general es mucho mayor.

Para poder realizar modelaciones estáticas en EPANET de acueductos como el evaluado, de topografía irregular, con pendientes elevadas, se tiene que realizar un control adecuado de la producción de agua de las nacientes y caudales efluentes de los tanques de abastecimiento, para representar el agua que trasiega realmente por la red, debido al método de gradiente usado por el software para el cálculo de caudales.

El 94% de las presiones y el 100% de las velocidades se encuentran por debajo de los límites máximos según la reglamentación para acueductos de topografía quebrada en el escenario de máxima demanda horaria en el verano en la época de cosecha de café.

El acueducto rural de San Francisco de León Cortés tiene capacidad en infraestructura para trasegar más de dos veces el caudal manejado actualmente permitiendo suplir una demanda de 1,62 L/s, lo que permitiría abastecer a 185 abonados más, que representan a 1100 personas en total. Esta población se alcanzaría en el año 2257, por lo que según sugieren los resultados, el acueducto tendría capacidad hidráulica para abastecer tal población hasta este año.

Se debe evaluar la posibilidad de no utilizar el sistema de bombeo aún en condiciones de máxima demanda horaria, pues el tanque de almacenamiento La Oficina pasa lleno en todo momento, lo que provoca el aumento de la edad de agua del sistema y un gasto en electricidad que puede no ser necesario pues el agua de las nacientes que alimentan por gravedad los tanques de almacenamiento parece ser suficiente para suplir la demanda máxima que enfrenta el SDA.

Con base a las recomendaciones brindadas se puede afirmar que el principal problema que posee el acueducto de San Francisco actualmente es el de no contar con fontaneros ni personal pendiente del SDA. Ya que de esta situación surgen parte de los problemas encontrados, pero, sobre todo, limita la posibilidad de cambiar la condición actual del SDA de San Francisco, impidiendo aplicar las estrategias recomendadas que buscan mejorar la distribución de agua potable a la comunidad.

La modelación en acueductos comunales podría ser una respuesta para la planeación y la deficiencia desde el punto de vista técnico de los miembros operadores de estos acueductos, al ser una herramienta de gran utilidad para las labores diarias y de toma de decisiones de cara a enfrentar proyectos nuevos. Sin embargo, las ASADAS deben de contar con información básica importante. Por lo que estos acueductos deben trabajar en la recopilación de información como: Producción de fuentes de abastecimiento, variación de los niveles de tanques de almacenamiento, registros de facturación, planos de la red, pruebas de estanqueidad entre otros. Información que por demás es necesaria para una buena operación de su SDA.

## 7 REFERENCIAS

- Alcocer, V., & Tzatchkov, V. (2007). *Modelación hidráulica y de calidad del agua en redes de agua potable*. México DF: Secretaría de medio ambiente y recursos naturales.
- Alcocer, V., Tzatchkov, V., & Arreguin, F. (2004). Modelo de calidad del agua en redes de distribución. *Ingeniería Del Agua En México*, 77–88.
- Alcocer, V., Tzatchkov, V., & Bourguett, V. (2003). Modelo de transporte de sustancias con flujo no permanente en redes de agua potable. IMTA.
- Alves, Z., Muranho, J., Albuquerque, T., & Ferreira, A. (2014). Water Distribution Network's Modeling and Calibration. A Case Study based on Scarce Inventory Data. *Procedia Engineering*, 70, 31–40. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.005>
- Al-Zahrani, M. A. (2014). Modeling and Simulation of Water Distribution System: A Case Study. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(3), 1621–1636. <https://doi.org/10.1007/s13369-013-0782-z>
- American Water Works Association. (2005). *Water utility management*. Denver, CO: American Water Works Association. Retrieved from <http://site.ebrary.com/id/10522375>
- Araya, J. A. (2012). *Modelación del cloro residual en la red de distribución del acueducto La Sirena, Cali*. Cali, Colombia: Cinara.
- AWWA. (2012). *Computer Modeling of Water Distribution Systems* (Tercera edición). Denver, Estados Unidos: American Water Works Association. Retrieved from [http://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpCMWDSM0G/viewerType:toc/root\\_slug:computer-modeling-water/url\\_slug:kt009JND21](http://app.knovel.com/web/toc.v/cid:kpCMWDSM0G/viewerType:toc/root_slug:computer-modeling-water/url_slug:kt009JND21)

- AyA. (2002). *Análisis Sectorial Agua Potable y Saneamiento de Costa Rica* (p. 420). San José: Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.
- AyA. (2003). Normas de diseño y construcción para urbanizaciones y fraccionamientos.
- Cabrera, E., Almandoz, J., Arregui, F., & García, J. (1999). Auditoría de redes de distribución de agua, *6*(4), 387–399.
- Cabrera, E., Espert, V., García, J., Martínez, F., & García, M. (1996). *Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua*. España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Cabrera, E., Espert, V., García, J., Martínez, F., García, M., & Andrés, M. (2003). *Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua*. España: Universidad Politécnica de Valencia.
- Cheung, P., Girol, G., Abe, N., & Propato, M. (2010). Night flow analysis and modeling for leakage estimation in a water distribution system. *Boxall & Maksimovic*.
- Clark, R. M. (2012). *Modeling water quality in distribution systems* (2nd ed). Denver, CO: American Water Works Association.
- Contraloría General de la República. (2013). *Informe de la auditoría de carácter especial sobre la razonabilidad del control ejercido por el Instituto costarricense de acueductos y alcantarillados sobre la gestión de las asociaciones administradoras de acueductos y alcantarillados comunales* (No. DFOE-AE-IF-07-2013). Costa Rica: Contraloría General de la República.
- EPA. (2005). *Water Distribution System Analysis: Field Studies, Modeling and Management*. Ohio, USA: Water supply and resources division.
- EPA (Ed.). (2008). *Water Quality in Small Community Distribution Systems* (1st ed.). Cincinnati, Ohio: Water Supply and Water Resources Division.

- Farley, M. (2001). Leakage management and control A BEST PRACTICE TRAINING MANUAL. OMS. Retrieved from [http://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/hygiene/om/leakage/en/](http://www.who.int/water_sanitation_health/hygiene/om/leakage/en/)
- FTB. (2014). General Purpose Pressure Gauges.
- Gentes, I. (2009). Sostenibilidad de los acueductos comunales en Costa Rica. Desafíos pendientes para la gobernabilidad hídrica. *Recursos Naturales Y Ambiente*, 5, 59–60.
- Ginley, J., & Humphrey, T. (2009). *Utility Management System G400*. Denver, Estados Unidos: AWWA.
- Guerrero, J., Peña, L., & Muñoz, P. (2007). *Diagnóstico y formulación de planes de reducción de pérdidas de agua en acueductos de pequeñas localidades*. Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia: Departamento de Risaralda.
- Jung, B. S., Boulos, P. F., Wood, D. J., & Howie, D. C. (2008). Accurate Demand Modeling for Surge Analysis (pp. 1–10). American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/40976\(316\)490](https://doi.org/10.1061/40976(316)490)
- Koppel, T., & Vassiljev, A. (2009). Calibration of a model of an operational water distribution system containing pipes of different age. *Advances in Engineering Software*, 40(8), 659–664. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2008.11.015>
- López, P., Vela, A., & Iglesias, P. (1995). Análisis de seguridad en abastecimientos y su aplicación a la detección de fugas. *Ingeniería Del Agua*, 2(3).
- López, R. (2004). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados* (2nd ed.). Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Méndez, M., Araya, J. A., & Sánchez, L. D. (2013). Automated parameter optimization of a water distribution system. *Journal of Hydroinformatics*, 71–85.

- Muranho, J., Ferreira, A., Sousa, J., Gomes, A., & Marques, A. S. (2014). Technical Performance Evaluation of Water Distribution Networks based on EPANET. *Procedia Engineering*, 70, 1201–1210. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.02.133>
- Murillo, I. (2013). *Propuesta de mejoras mediante la creación y análisis del modelo hidráulico del sistema de distribución de agua potable de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde*. TEC, Cartago, Costa Rica.
- Perelman, L., Maslia, M., Ostfeld, A., & Sautner, J. (2008). Using aggregation/skeletonization network models for water quality simulation in epidemiologic studies. *Journal AWWA*, 122–133.
- Reis, L., Porto, R., & Chaudhry, F. (1997). Optimal Location of Control Valves in Pipe Networks by Genetic Algorithm. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 23(6), 317–326.
- Rossman, L. (2000). *EPANET 2. Users Manual*. Cincinnati, Ohio: EPA.
- Saldarriaga, J., & Salas, D. (2003). Calibración de redes de distribución de agua potable bajo un ambiente de fugas. *Semanario Internacional: La Hidroinformática En La Gestión Integrada de Los Recursos Hídricos*, 225–233.
- Sánchez, L., Florez, M., & Mejía, P. (2003). CARACTERIZACION DE PERDIDAS DE AGUA EN EL SISTEMA DE DISTRIBUCION DEL ACUEDUCTO “EL RETIRO” (pp. 116–123). Presented at the Conferencia Internacional Usos Múltiples del Agua: Para la Vida y el Desarrollo Sostenible, Cali, Colombia: Universidad del Valle. Retrieved from <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/agua2003/retiro.pdf>
- Sánchez, L., Rodríguez, S., & Torres, P. (2010). Modelación del cloro residual y subproductos de la desinfección en el sector piloto Nápoles Ciudad Jardín del sistema de distribución de Cali. *Ingeniería Y Competitividad*, 12(1), 127–138.

- Sierra Instruments. (2010). Field-Portable Ultrasonic Transit-Time Liquid Flow Meter.
- Tzatchkov, V., Alcocer, V., Bourguett, V., & Arreguin, F. (2014). *Avances en la hidráulica de redes de distribución de agua potable* (Primera). Morelos, México: IMTA.
- Vargas, A. (2011). Procedimiento para estudios técnicos de evaluación y diseños de Proyectos de Mejoras y/o Ampliaciones de Acueductos para disponibilidad de agua. Oficina Gestión Acueductos Rurales.
- Vela, A., Martínez, F., García-Serra, J., & Pérez, R. (1994). Estrategias óptimas para la reducción de pérdidas de agua en sistemas de abastecimiento. *Ingeniería Del Agua*, 1(1), 35–54.
- Vindas, J. C. (2005). Modelo para la cuatificación y desagregación de las pérdidas en sistemas de agua potable. *1, 3*, 28–46.
- Walski, T., Chase, D., Savic, D., Grayman, W., Beckwith, S., & Koelle, E. (2001). *Advanced water distribution modeling and management*. USA: Bentley Institute Press.
- Ziegler, D., Sorg, F., Fallis, P., Hubschen, K., Happich, L., Baader, J., ... Knobloch, A. (2011). *Guía para la reducción de las pérdidas de agua: Un enfoque en la gestión de la presión*. Alemania: GIZ. Retrieved from <http://www.giz.de/fachexpertise/downloads/giz2011-es-guia-reduccion-perdidas-agua-resolucion-baja.pdf>

## **APÉNDICE**



## **APÉNDICE 1: SOFTWARE EPANET 2.0**

Según, Murillo (2013) y Rossman (2000), EPANET es un programa que realiza modelaciones que ayudan a predecir el comportamiento hidráulico y la calidad del agua en el sistema de distribución en diferentes espacios de tiempo. Fue creado por la EPA, con el propósito de crear una herramienta que facilite el diseño de infraestructura que colabore con la prevención y control de contaminación de recursos importantes como el agua. El programa opera en periodos cortos y largos de modelación, donde refleja el comportamiento hidráulico en sistemas de conducción a presión. El sistema se puede componer de tuberías, nodos, intersecciones, bombas, válvulas, reservorios y tanques de almacenamiento. Además, analiza y representa el flujo del agua en cada tramo de tubería, muestra la presión por nodo, el caudal en las tuberías, la altura en los depósitos de almacenamiento, la concentración de químicos, entre otros. Estas representaciones las puede realizar por mapas con escalas a color, gráficos y tablas.

EPANET puede emplearse para una amplia gama de aplicaciones en el análisis de sistemas de distribución, tal como lo establecen los mismos autores, como diseño de programas de muestreo, calibración de modelos hidráulicos, análisis de cloro residual y valoración del riesgo a que se encuentran sometidos los consumidores. Asimismo, EPANET puede servir de ayuda para la evaluación de diferentes estrategias alternativas de gestión e los sistemas de distribución encaminadas todas ellas a la mejora de la calidad del agua dentro del sistema. Esto incluye:

- a) Utilización alternativa de las fuentes de abastecimiento en sistemas que disponen de múltiples fuentes
- b) Variación de los esquemas de bombeo y de llenado y vaciado de los depósitos
- c) Uso de sistemas remotos, como el manejo de sistemas de cloración en tanques de almacenamiento.
- d) Determinación de conducciones que deben ser limpiadas o sustituidas.

Para la realización del modelo de calidad del agua, es necesario disponer de un modelo hidráulico preciso (Walski et al., 2001), el motor de análisis hidráulico de EPANET incluye las siguientes características (Rossman, 2000):

- No existe límite en el tamaño de la red que se desea analizar
- Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning.
- Incluye pérdidas menores en elementos tales como codos, acoples, etc.
- Modela bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variables.
- Calcula la energía consumida y el costo de bombeo de las estaciones.
- Modela diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de control de caudal, etc.
- Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría (por ejemplo: sección de tanque variable con la altura)
- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los nodos, cada una de ellas con su propia curva de modelación.
- Modela consumos dependientes de la presión que salen al exterior del sistema a través de emisores (rociadores, aspersores)
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal

Según lo explica Rossman (2000), el algoritmo de cálculo de EPANET utilizado para resolver las ecuaciones de continuidad y de pérdidas que caracterizan el estado hidráulico de una red de abastecimiento en un punto dado puede llevarse a término con una aproximación híbrida nodo-malla. Distintos autores eligieron llamarlo el *Método del Gradiente*. Fue elegido ya que la aproximación que genera este método es la más simple. Suponiendo que se tenga una red de tuberías con N nodos de caudal y NF nodos de altura dada (embalses y depósitos). La relación entre la pérdida de carga para una tubería que va del nodo i al j, y el caudal de paso puede escribirse como:

$$H_i + H_j = h = rQ_{ij}^n \quad mQ_{ij}^2$$

Ec. 5

Dónde:

$H_i$  = altura piezométrica en el nodo.

$h$  = pérdida de carga

$r$  = coeficiente de resistencia.

$Q$  = caudal

$n$  = exponente del caudal.

$m$  = coeficiente de pérdidas menores.

El valor del coeficiente de resistencia depende de la fórmula utilizada para el cálculo de las pérdidas. El método de resolución del Gradiente comienza haciendo una estimación inicial del caudal por cada tubería, sin necesidad de cumplir la ecuación de continuidad. En cada iteración del método, se obtienen las alturas piezométricas en los nodos resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$AH = F \quad \text{Ec. 6}$$

Dónde:

$A$  = Matriz Jacobiana ( $N \times N$ )

$H$  = Vector de incógnitas nodales ( $N \times 1$ )

$F$  = Vector de términos independientes ( $N \times 1$ )

Una vez calculadas las nuevas alturas resolviendo la *Ecuación 5*, los nuevos caudales se obtienen mediante

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \left( y_{ij} - p_{ij}(H_i - H_j) \right) \quad \text{Ec. 7}$$

Si la suma, extendida a todas las líneas, del valor absoluto de la variación del caudal respecto al caudal total de cada línea es mayor que una cierta tolerancia, las *Ecuaciones 5* y *6* se resuelven de nuevo. Obsérvese que la fórmula de actualización (*Ecuación 7*) conduce al

equilibrio de caudales en los nodos, tras la primera iteración EPANET implementa este método realizando los siguientes pasos (Rossman, 2000):

El sistema de ecuaciones lineales de la *Ecuación 7* se resuelve utilizando un método de matrices dispersas basado en la reordenación de los nodos. Una vez los nodos han sido reordenados, buscando minimizar el número de coeficientes de relleno en la matriz A, se realiza una factorización simbólica, de modo que solo los elementos no nulos de A se almacenan en memoria para operar con ellos. Para la primera iteración del primer instante de simulación, los caudales en las tuberías se determinan con la condición de que la velocidad de circulación sea de 1 pie/s. A las válvulas abiertas se les asigna un valor del coeficiente  $r$  calculado bajo el supuesto de que la válvula actúa como una tubería lisa ( $f = 0,02$ ), cuya longitud es dos veces el diámetro de la válvula. Las líneas cerradas se supone que obedecen a una relación de pérdidas lineal con un factor de resistencia muy grande, por ejemplo,  $h = 108 Q$ .

En cada instante de cálculo, se comprueba, tras cada iteración hasta la décima, el estado de las bombas, válvulas de retención, válvulas de control del caudal y tuberías que conectan con depósitos llenos o vacíos. Después de la décima iteración, el estado de estos componentes se vuelve a verificar, una vez obtenida la convergencia, excepto para las válvulas de control de la presión (Reductoras y Sostenedoras, o PRV y PSV), cuyo estado se comprueba en todas las iteraciones. Durante la comprobación del estado de los diferentes componentes, las válvulas de retención (VR) se cierran si la pérdida de carga resultante es negativa. Si más adelante dejan de darse estas circunstancias, dichos elementos vuelven a reactivarse. De forma similar, se comprueba el estado de las líneas que conectan con depósitos que poseen limitaciones de nivel. Dichas líneas se cierran si las diferencias de alturas inducen al vaciado de un depósito que está a su nivel mínimo, o al llenado de un depósito que está al máximo; y se abren de nuevo al dejar de darse estas circunstancias.

## **ANEXOS**



## **ANEXO 1: ESTUDIOS TÉCNICOS DE EVALUACIÓN DE ASADAS**

Según Vargas (2011) los estudios técnicos de evaluación de ASADAS son documentos que constan, en primera instancia, de una fase de evaluación del acueducto, como sistema que es y no solo de componentes individuales del mismo; seguidamente, si el resultado de la evaluación no es del todo satisfactoria, se procede a realizar un *Proyecto de mejoras y/o ampliación al acueducto existente* con el fin de proponer todas las medidas que permitan corregir todas las falencias encontradas en la evaluación preliminar.

Para la realización y presentación de estudios técnicos para ASADAS ante el Acueducto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) para su revisión y posterior aval de las instancias correspondientes; estos estudios deben cumplir con ciertos requerimientos y disposiciones ya establecidas. Para esto, existen documentos creados por la institución con el objetivo de funcionar como guías sobre lo que realmente solicita la institución para todo aquel que deba presentar uno de estos estudios, como los son: *Norma 97. Criterios de diseño para proyectos de acueducto rurales* y los *Requisitos que deben cumplir los estudios realizados por consultores para acueductos administrados por ASADAS*.

La fase de evaluación preliminar, debe estar conformada, según Vargas (2011), de:

1. Análisis del recurso hídrico: se refiere a nivel de la(s) fuente(s) de abastecimiento, ya sea(n) de agua subterránea (nacimiento, pozos) y/o superficial (quebrada), el cual contempla:
  - a. Demanda versus oferta del agua: balance hídrico que determina si la fuente satisface la demanda futura.
  - b. La evaluación de la calidad del agua.
2. Evaluación de la capacidad del sistema de bombeo
3. Evaluación de las tuberías de conducción por gravedad o por bombeo
4. Evaluación de la capacidad o volumen de los tanques de almacenamiento
5. Evaluación de las tuberías de la red de distribución.

Con esta información se expone el estado del acueducto. Por lo que, si se debe realizar el proyecto de mejoras, este debe incluir, según sea necesario:

1. Memoria descriptiva
2. Memoria de cálculos hidráulicos
3. Memoria de cálculos estructurales
4. Levantamiento topográfico
5. Planos constructivos finales
6. Presupuesto final detallado

Los estudios técnicos son importantes para las ASADAS, porque de acuerdo al balance hídrico que se realice, se pueden tomar decisiones sobre el número de conexiones domiciliarias que puede aceptar el acueducto en el futuro, así como proyectos habitacionales y turísticos, para la cantidad de agua producida por sus fuentes. El estudio funciona como un documento de respaldo que permite saber cuánta agua se tiene y cuanta se puede disponer sin comprometer el recurso para los abonados existentes; esto para el tiempo de proyección estimado en el estudio

## ANEXO 2: CURVA TEÓRICA DE LA BOMBA CENTRÍFUGA

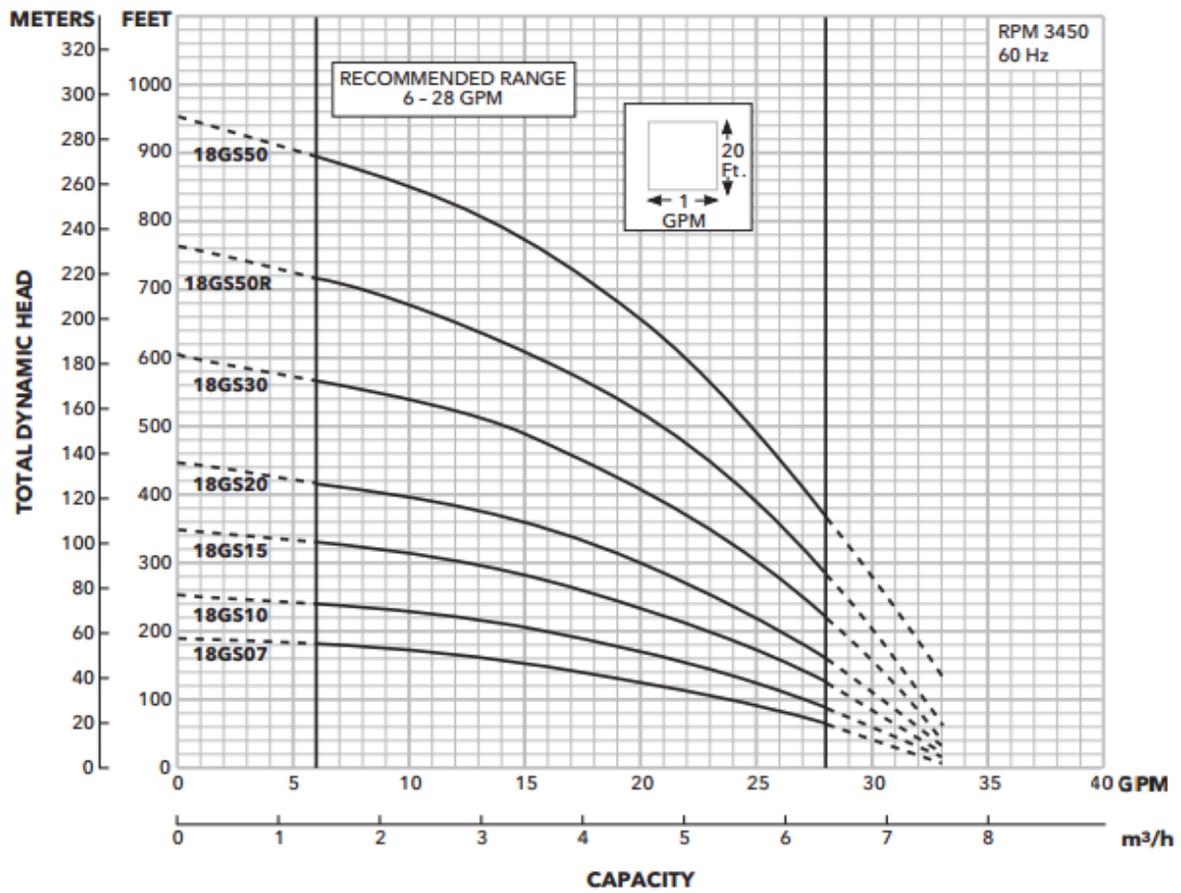


Figura 35 Curva teórica de la bomba centrífuga modelo 18GS30 usada en el acueducto. Fuente: (Xylem Inc, 2015).