

# **“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”**



# Abstract

The purpose of this project was the creation of an operational proposal (in terms of pressures and velocities), based on the characteristics found in the simulation of the distribution system of drinking water (SDA) of Santa Elena and Cerro Plano de Monteverde. This was created and executed a hydraulic model based on information from the original construction plans and improvements that have been announced (some of these improvements are not implemented at the time of the project). Besides that currently unknown SDA operational mode.

This project started with debugging features and attributes of space, then was assigned to the average demand model and finally evaluated numerically, with the creation of three scenarios based on the specific hydraulic found.

Based on the results of the simulation of the SDA, we recommend placement of 55 control valves: of which 23 are pressure reducing, where a 65.22% of them have a setpoint of 20 m, 29 limiting flow where 24.32% of them have a setpoint of 12 l / s, and 3 pressure Sustaining with setpoints 60, 62 and 72 m.

**Keywords:** Proposal operational, SDA, simulation.

# Resumen

La finalidad del presente proyecto fue la creación de una propuesta operativa (en términos de presiones y velocidades), basada en las particularidades encontradas en la simulación del sistema de distribución de agua potable (SDA) de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde. Para ello se creó y ejecutó un modelo hidráulico basado en la información de los planos constructivos originales y de las mejoras que se pretenden realizar (parte de estas mejoras no se encuentran ejecutadas al momento de realizar el proyecto). Además de que en la actualidad se desconoce la modalidad operativa del SDA.

El presente proyecto se inició con la verificación del balance de masas del SDA, seguidamente se depuraron entidades y atributos espaciales, posteriormente se asignó la demanda promedio al modelo y finalmente se evaluó numéricamente el modelo con la creación de 3 escenarios hidráulicos basados en dichas particularidades encontradas.

Con base en los resultados obtenidos de la simulación del SDA, se recomienda la colocación de 55 válvulas de control: de las cuales 23 son reductoras de presión, donde un 65,22% de ellas poseen un valor de consigna de 20 m; 29 limitadoras de caudal donde un 24,32% de ellas poseen un valor de consigna de 12 l/s y 3 sostenedoras de presión, con valores de consigna de 60, 62 y 72 m.

**Palabras claves:** Propuesta operativa, SDA, simulación.

# **“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.”**



ISMAEL DE JESUS MURILLO JIMÉNEZ

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Enero del 2013

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

Prefacio.....	1
Resumen ejecutivo.....	2
Introducción .....	4
Alcances y Limitaciones.....	6
Marco Teórico.....	7
Metodología .....	13
Resultados .....	29
Análisis de resultados.....	44
Conclusiones.....	49
Recomendaciones .....	50
Apéndice.....	51
Referencias .....	72

# Prefacio

Los entes prestadores del servicio de agua potable para las comunidades de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, desconocen totalmente el esquema operativo del acueducto, en lo que se refiere a presiones y velocidades. El principal problema de esto radica en que se pueden presentar riesgos como: fatiga mecánica, cavitación y sedimentación en el SDA.

Existen entes prestadores de servicios, que desconocen el estado de sus SDA, de ahí que no hay una adecuada gestión técnica del acueducto y se basan meramente en aspectos administrativos.<sup>1</sup>

De ahí que es necesario conocer el estado de la red y su funcionamiento mediante la creación de un modelo hidráulico, ya que este ofrece grandes posibilidades a la hora de tomar decisiones tendientes a propiciar la gestión técnica del SDA.<sup>2</sup>

De ahí que para la correcta gestión técnica de un SDA, es fundamental conocer con exactitud el destino final de toda el agua introducida en el SDA a través de los distintos puntos de suministro.<sup>3</sup>

Además se debe verificar el balance de masas, evaluar numéricamente dicho modelo para finalmente, proponer mejoras a nivel operativo (presiones y velocidades).

Mi mayor agradecimiento es para Dios, por darme la fortaleza y la oportunidad de realizar mis estudios universitarios. Doy gracias a mis padres por apoyarme siempre en todo y estar ahí incondicionalmente; a mi profesor guía el Ing. Maikel Méndez por su orientación y asesoramiento en el transcurso del proyecto; al profesor Ing. Andrés Araya, ya que de diversas formas colaboró para que el proyecto fuera posible. Por último, a todos mi más sincero agradecimiento.

---

<sup>1</sup> Cabrera et al, 1996

<sup>2</sup> Cabrera et al, 1999

<sup>3</sup> Cabrera et al, 1996

# Resumen ejecutivo

El acueducto de Santa Elena y de Cerro Plano de Monteverde es una red con tuberías nuevas, antiguas y gran cantidad de válvulas, en la cual según la consulta realizada a Acueductos y Alcantarillados (AyA), se desconoce su modo de operación.

Debido a que las Asociaciones Administrativas del Sistema de Distribución de Agua Potable (ASADA) de las comunidades en estudio, no cuentan con una gestión técnica para la operatividad del acueducto (presiones y velocidades), se creó y analizó numéricamente el modelo hidráulico, se verificó el balance de masas y se propusieron mejoras a nivel operativo en términos de los controles hidráulicos (presiones y velocidades), para solventar las particularidades encontradas en la simulación del SDA.

Para cumplir con la finalidad del proyecto, se caracterizó la zona de estudio con base en el estudio integral del acueducto, suministrado por el AyA. Posteriormente, se creó el modelo hidráulico del SDA, utilizando el programa EPANET.

Se seleccionó este software ya que es gratuito y ejecuta simulaciones del comportamiento hidráulico, por lo que calcula la evolución de los caudales y velocidades en las tuberías, las presiones en los nudos y los niveles en los depósitos a lo largo del periodo de simulación. También permite considerar pérdidas de carga, varios tipos de válvulas tales como de corte, de retención y reductoras/reguladoras de presión o caudal; además contempla pérdidas menores, admite bombas de velocidad fija o variable y depósitos de geometría variable.<sup>4</sup>

Resulta importante mencionar que se evaluó originalmente la posibilidad de emigrar todos los datos de los planos del SDA (CAD) proporcionados por el AyA, automáticamente a través de GIS (Sistemas de Información Geográfica), de ahí que se hicieron varios intentos de traducirlos utilizando una extensión que se llama

GIS RED (Water Distribution Model Builder Extension v1.0), esta es una extensión de ArcView 3.x para la confección de modelos de redes de distribución de agua a presión, pero no se pudieron traducir automáticamente, por los problemas en la topología de conexión de los planos.

Ya que en las diversas pruebas ejecutadas con la extensión GIS RED se detectaron muchos problemas o errores de conectividad en la red, esto es debido ya que a la hora de elaborar los planos del SDA, se debieron de haber creado con ciertos metadatos o formateados de cierta manera, para que sea fácil de traducirlos a INP de EPANET o al mismo GIS RED. De ahí que se debe desarrollar la costumbre de elaborar los planos pensando en que estos en algún momento se van a traducir, y se deben de dibujar pensando en una topología de conexión.

De ahí que lo mencionado anteriormente, tuvo una implicación directa sobre los resultados del presente proyecto que resulta importante de mencionar, por ello se depuraron entidades y atributos espaciales de forma manual, obtenidos de la caracterización del sistema, como lo son: elevaciones, diámetros y longitudes de tuberías, dimensiones de los reservorios (tanques).

Posteriormente, se asignó la demanda a los nudos del sistema, con base en los registros de consumo promedio por acometida de vivienda unifamiliar (6 personas en promedio), mostrados en el estudio integral del acueducto; para otros tipos de acometidas, se utilizaron los valores recomendados.<sup>5</sup> Además, se utilizó el criterio manual punto por punto para la asignación de la demanda.

También se verificó el balance de masas del sistema, en este proceso se realizó la sumatoria de la demanda media con un 20% de agua no contabilizada y se contrastó con la capacidad de almacenamiento del SDA que abastecen todas las comunidades en estudio (se analizó también por

---

<sup>4</sup> Rossman, 2000

---

<sup>5</sup> American Water Works Association, 1999

sectores poblacionales). Luego se realizó el desglose de la producción de las diferentes fuentes. Cabe recalcar que dichos registros son de hace 3 años, de ahí que dichos datos no necesariamente reflejan el potencial de producción hidrológico de las mismas. De ahí que se utilizó estadística descriptiva para estimar la relación porcentual entre el valor de la media y la desviación estándar y así obtener el grado de homogeneidad o heterogeneidad de los datos. Finalmente, con la sumatoria de la demanda promedio realizada anteriormente (20% ANC), se comparó con la producción de las nacientes mínima ( $\mu-\delta$ ), promedio ( $\mu$ ) y máxima ( $\mu+\delta$ ).<sup>6</sup>

Seguidamente, se realizó una evaluación numérica del modelo en su condición actual de forma estática. Con base en este diagnóstico obtenido, se propusieron tres escenarios hidráulicos para simular el comportamiento del SDA, con base en las particularidades encontradas.

En el primer escenario, se consideró lo relacionado con el gradiente de elevaciones entre los tanques y las fuentes (presiones negativas y velocidades), que además se explicó en términos numéricos en la memoria de cálculo mostrada en el apartado de resultados; en el segundo, se tomó en cuenta las presiones altas y en el tercero, la demanda máxima del sistema.

Finalmente, se realizó una propuesta de mejoras en términos de controles hidráulicos (presiones y flujos) con base en la simulación realizada. Al igual que en la evaluación numérica del modelo, se utilizó estadística descriptiva, donde se mostró cuantitativamente cómo se sugiere mejorar el SDA, con base en las particularidades encontradas en el modelo.

Se contrastó la demanda promedio total del sistema: 2343,15 m<sup>3</sup>/d, con la capacidad de almacenamiento: 2011,8 m<sup>3</sup>, y se obtuvo que la capacidad de almacenamiento combinada total de los tanques cubre un 85,86% de la demanda media. Se considero adecuado un rango del (30-40) %, por lo que no es aceptable la capacidad de almacenamiento del sistema.<sup>7</sup>

La producción total de las nacientes que componen el acueducto, según los aforos realizados en los periodos 1999-2009 (cabe recalcar que no necesariamente reflejan el potencial de producción hidrológico de las mismas),

fue de 7269,70 m<sup>3</sup>/d, comparado con la demanda media (mencionada anteriormente), se pronostica que el SDA pueda abastecer eficientemente la demanda máxima, con un superávit de 5923,60 m<sup>3</sup>/d.

Según la modelación realizada, el SDA se encuentra en un 90,59% (velocidades) y 39% (presiones), por fuera del rango permisible.<sup>8</sup>

Para solventar la particularidad encontrada en la simulación de la condición actual del SDA, debido al diferencial de altura elevado que existe entre las fuentes y los tanques (ocasiona que se produzcan altas velocidades en el flujo que ingresa a los depósitos provenientes de los reservorios), se propuso la colocación de dispositivos de control (válvulas reguladoras de caudal), para obsturar la entrada aguas arriba de los tanques y así limitar la entrada de flujo y por ende que disminuyan las velocidades en ese punto.

A su vez se encontraron problemas en cuanto a presiones positivas (altas) en diversos puntos que debieron ser controladas con la propuesta de instalación de ciertas válvulas reductoras de presión.

En el Escenario 2, en conjunto con la propuesta de mejoras operativas de los controles hidráulicos del Escenario 1, se propuso la colocación de 55 válvulas de control; de las cuales, 23 son reductoras de presión, donde un 65,22% de ellas poseen un valor de consigna de 20 m; 29 limitadoras de caudal donde un 24,32% de ellas poseen un valor de consigna de 12 l/s; y 3 sostenedoras de presión, con valores de consigna de 60, 62 y 72 m. Con base en lo anterior, el acueducto disminuyó el rango inaceptable en un 13,75% para velocidades y un 25,50% para presiones.

Por otra parte los resultados mostrados anteriormente, se presentaron porque en el modelo hidráulico originalmente no estaban contemplados los controles necesarios para evitar las particularidades encontradas. Ya que esto es un problema meramente de EPANET, basado en términos numéricos. Con base en esto a ciencia cierta no se sabe si esta situación en la realidad se va a presentar. De ahí que a partir de la simulación realizada, se recomienda ejecutar una campaña de calibración y validación de los resultados obtenidos.

<sup>6</sup> Vargas, 2007

<sup>7</sup> Walski et al, 2001

<sup>8</sup> AyA, 2003

# Introducción

El presente proyecto de graduación se realizó en el Instituto Tecnológico de Costa Rica para el Acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, este es administrado por varias asociaciones y actualmente abastecen a las comunidades de Santa Elena, Cerro Plano, Cañitas, Los Llanos y parte de Monteverde.

El proyecto nace debido a que las comunidades abastecidas por este acueducto se encuentran en las partes altas de los Cerros de Monteverde, por lo que son escasas las fuentes de agua y sus caudales son pequeños, principalmente en el verano.<sup>9</sup>

Desde hace varios años, el servicio de suministro de agua a las casas y comercios durante el verano, se volvió deficiente por el incremento en la cantidad de previstas y el consumo, sumado a la reducción del caudal en las nacientes; por lo que se contrató a un profesional con el fin de que diseñe un nuevo acueducto para las comunidades en estudio. De ahí que el propósito del proyecto fue crear una propuesta de mejoras operativas en término de los controles hidráulicos: presiones y velocidades, con base en un modelo hidráulico.

La importancia de la aplicabilidad de los modelos en redes radica principalmente en que una vez creados, el ente administrador del acueducto tiene una herramienta que proporciona diversas ventajas, entre las cuales se pueden mencionar: el manejo de redes sin grandes conocimientos de mecánica de fluidos, toma de decisiones referidas a operación, mantenimiento, ampliación sin gran nivel de riesgo.<sup>10</sup>

Lo anterior permite que se adquiera mayor seguridad de éxito; se mejore la solidez de la red, aspecto referido a evitar instalaciones y desinstalaciones interminables, por ejemplo: dónde instalar los depósitos, válvulas y bomba;

se disponga de un instrumento para explicar inversiones o cambios en la red (evita conflictos sociales), el cual permite el análisis del sistema, en simulación estática o extendida; y sea posible asegurar el abastecimiento de la población (presiones).<sup>11</sup>

Es por ello que se construyó el modelo hidráulico, donde se realizó una evaluación numérica del acueducto (diagnóstico) y con base en las particularidades identificadas, se propusieron tres diferentes escenarios, en los que finalmente se planteo un esquema de control orientado a mejorar la operatividad (presiones y velocidades) del SDA. Es importante mencionar que las particularidades encontradas en la simulación, se dieron por que en el modelo originalmente no estaban contemplados los controles necesarios, de ahí que esto es una situación numérica que se produce en EPANET y a ciencia cierta no se sabe si esta situación en la realidad se va a presentar. De ahí que a partir de la simulación realizada, se recomienda ejecutar una campaña de calibración y validación de los resultados obtenidos.

## Objetivos

### Objetivo General

Elaborar una propuesta de mejoras operativas, en términos de controles hidráulicos (presiones y velocidades), mediante la creación y análisis del modelo hidráulico del sistema de distribución de agua potable de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

---

<sup>9</sup> Estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, 2009

<sup>10</sup> Machell et al, 2010

---

<sup>11</sup> Cooperación Técnica Alemana, 2009

## **Objetivos Específicos**

Construir el modelo hidráulico del sistema de distribución de agua potable, haciendo uso del simulador EPANET.

Verificar el balance de masas del sistema de distribución de agua potable.

Evaluar numéricamente el modelo hidráulico, con base en la simulación realizada y analizar diferentes escenarios a partir de las particularidades encontradas.

Proponer un esquema de control orientado a mejorar la operatividad, en términos de presiones y velocidades del sistema de distribución de agua potable.

# Alcances y Limitaciones

No existen las observaciones de campo necesarias para la calibración y validación del modelo, tanto hidráulicamente como de calidad. Por lo tanto, los resultados y consecuente análisis de los mismos, está limitado a las condiciones originales de diseño y no necesariamente refleja la realidad operativa actual del sistema. Para que la simulación realizada tuviera mayor grado de confiabilidad, en un inicio se tuvo que haber implementado ciertos controles hidráulicos en el SDA.

La información espacial utilizada tiene una precisión de (+/-) 7 m, lo cual incluye el posicionamiento de estructuras en el campo.

Por limitaciones económicas, no se pudo realizar un replanteo topográfico de la red, por lo que las cotas de elevación, corresponden a aquellas utilizadas en el proceso de diseño.

Los aforos de las fuentes de agua corresponden a los periodos (1999-2009) y no necesariamente reflejan el potencial de producción hidrológico de las mismas.

Los datos de demanda (2003-2009) del sistema, se utilizaron con base en el promedio (a excepción del Escenario 4 del apartado Resultados, donde se proyectó a la demanda máxima), mostrado en el Informe de Estudio Integral del Acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, ya que por diversas limitaciones no se realizó el catastro de usuarios del sistema para determinar este consumo.<sup>12</sup>

No se realizó una modelación dinámica (en periodo extendido), porque el objetivo fundamental de una modelación así es la calibración y los objetivos del presente proyecto, estuvieron únicamente orientados hacia la operatividad del SDA (presiones y velocidades) y no hacia la calibración.

El presente proyecto se basó en la simulación del SDA (con la información contenida en el estudio integral del acueducto), para crear una propuesta operativa (presiones y velocidades), de ahí que es una recomendación, con base en los resultados del modelo hidráulico.

No se contó con la información necesaria para caracterizar las bombas (curvas de desempeño) que componen el sistema de distribución de agua potable.

El modelo hidráulico creado en EPANET, posee sus limitaciones, ya que no se puede modelar de manera independiente cada uno de los sectores que lo componen, porque el algoritmo de cálculo utilizado por este programa no lo permite.

Debido a que se realizó una modelación en régimen permanente (ARP), no se modelaron los tanques quiebra gradientes.

---

<sup>12</sup> Estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, 2009

# Marco Teórico

## Sistema de distribución de agua potable

Un sistema de distribución de agua potable (SDA) se puede definir como un conjunto de elementos integrado por redes de tuberías, nudos, puntos de consumo y alimentación, estaciones de impulsión, depósitos (tanques), embalses (nacientes) y elementos de control, que conectados entre sí, tienen el objeto de entregar agua de calidad, continuidad y suficiencia a los usuarios bajo diversos escenarios de consumo.<sup>13</sup>

Los SDA están diseñados para entregar el agua desde una fuente en la cantidad necesaria, calidad y a la presión adecuada para satisfacer la demanda de los consumidores.<sup>14</sup>

Son fundamentales en el engranaje de la infraestructura urbana y requieren de inversiones significativas tanto de capital como operativas.<sup>15</sup>

### Criterios de Aceptación

Es necesario aplicar una serie de criterios de tipo funcional para que se restrinja, a manera de condición de frontera, la operatividad de la red:

Criterio de velocidades: se imponen límites de velocidad tanto superiores como inferiores. Los primeros, para minimizar riesgos como erosión excesiva, fatiga mecánica y cavitación. Los

segundos, para sedimentación, lo cual resulta perjudicial desde el punto de vista de calidad del agua. Estos límites varían de acuerdo a las referencias consultadas pero generalmente oscilan entre 0.5 – 3.0 m/s<sup>16</sup>

Criterio de presiones: se establece un rango de presiones aceptables para los nudos de consumo en función de uso. Lo habitual en redes de distribución de agua potable será una presión que ronde los 20 a 50 m y con valores dentro del rango de 10 a 60 m. La presión estática máxima será de 50 m para Costa Rica no obstante, se permiten en puntos aislados presiones hasta de 70 m cuando el área de servicio sea quebrada. La presión dinámica de servicio debería ser menor de 10 m a la salida del medidor.<sup>17</sup>

### Análisis de Redes

Las redes de distribución no representan elementos estáticos, de hecho sus condiciones operativas (es decir, la tasa de flujo y por tanto las presiones en los nudos de caudal) cambian en función del tiempo.<sup>18</sup>

A partir de lo anterior, se pueden diferenciar dos tipos de análisis; en primer lugar, uno estático para un instante determinado en el cual las condiciones operativas (principalmente demandas y consumos) no cambian en función del tiempo y que por lo tanto se alcanza un equilibrio hidráulico único, a este se le conoce como análisis en régimen permanente (ARP).<sup>19</sup>

En segundo lugar, existe otro análisis más bien dinámico, en el que sí se consideran las variaciones con el tiempo de las condiciones de la red y que se denomina análisis en periodo extendido (APE). En este, las variaciones sobre

---

<sup>13</sup> Mays, 2000

<sup>14</sup> Walski et al, 2001

<sup>15</sup> U. S. Environmental Protection Agency, 2005

---

<sup>16</sup> AyA, 2003

<sup>17</sup> Idem

<sup>18</sup> Mays, 2000

<sup>19</sup> Rossman, 2000

la demanda, niveles en depósitos o embalses y otras condiciones operativas son analizadas como pequeños escenarios en régimen permanente que luego son ligados entre sí, una vez que el intervalo de cálculo hidráulico ha sido definido. Este intervalo de cálculo hidráulico puede definirse en términos de horas, minutos o segundos, de acuerdo a las necesidades de análisis y a la capacidad del sistema de análisis propiamente dicho.<sup>20</sup>

## Ecuación General de la Energía

La Ecuación 1, parte de la ecuación de Bernoulli (deducción energética). Con base en el postulado: en un fluido ideal no hay viscosidad ni rozamiento, por lo tanto no hay transformación de energía hidráulica en energía térmica y no puede haber dispositivos mecánicos entre las dos secciones de interés.

En régimen de corriente permanente la trayectoria de una partícula de fluido coincide con una línea de corriente. Si este fluido ideal no recibe energía (bomba) ni tampoco cede energía (turbina) en el paso de una partícula del punto (1) al punto (2), la energía podrá transformarse de una clase a otra, pero por el principio de la conservación de la energía la suma total de la energía debe permanecer constante.<sup>21</sup>

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_L$$

Ecuación 1

↙ Carga geométrica o de elevación

↘ Carga de presión

↘ Carga de velocidad

Dónde:

$P_1$  = Presión de la sección transversal  $A_1$ .

$V_1$  = Velocidad de flujo en la sección transversal  $A_1$  (m/s).

$g$  = gravedad específica del agua (m/s).

$\gamma$  = peso específico del agua (Km/m<sup>3</sup>).

$h_L$  = Pérdida de energía debido a la fricción (m).

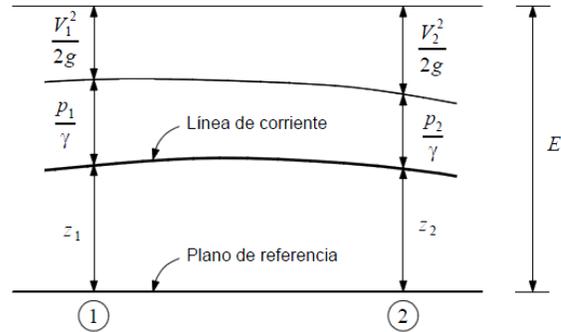


Figura 1. Esquema conceptual para la aplicación de la Ecuación Bernoulli. Fuente: (Rocha, 2007).

## EPANET

EPANET 2.0 es un programa que realiza simulaciones 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 Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (U.S Environmental Protection Agency), 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 simulación, donde refleja comportamiento hidráulico en sistemas de conducción a presión. El sistema se puede componer de tuberías, nudos, intersecciones, bombas, válvulas, reservorios y depósitos de almacenamiento. EPANET analiza y representa el flujo del agua en cada tramo de tubería, muestra la presión por nudo, 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 tabulaciones.<sup>22</sup>

## Consumo de agua

El consumo es el volumen de agua utilizado por una persona en un día y se expresa por lo general por litros, habitante y día (l/hab/día). La determinación del consumo total se debe hacer

<sup>20</sup> Mays, 2000

<sup>21</sup> Mott, 1996

<sup>22</sup> Rossman, 2000

según datos estadísticos del gasto pasado y presente de la población (en caso de que se disponga de esta información). Cuando no sea posible obtener datos de la comunidad en cuestión o de poblaciones vecinas, habrá que asignar valores típicos a cada uno de los usos de agua, según la degradación que se haga del consumo.<sup>23</sup>

Existen diferentes tipos de consumos: la demanda del usuario, la cual es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de este; y el agua no contabilizada: líquido que se pierde en el sistema, ya sea por fugas, previstas no autorizadas u otros. Además, se encuentra la demanda de caudal de incendio, que consiste en la capacidad del sistema necesaria para abastecer una emergencia de ese tipo correctamente.<sup>24</sup>

## Factores de demanda y consumo

El consumo de agua, también conocido como demanda, es la fuerza motriz detrás de la dinámica de todo sistema de distribución de agua. Cualquier nudo por donde el agua pueda salir del sistema se considera de consumo y dentro de él, se incluyen las acometidas domiciliarias, las fugas en las redes o los hidrantes abiertos. En el análisis de redes, hay factores claves alrededor de la demanda, que deberían ser claramente identificados, como lo son:

## Demanda de los usuarios

Incluye el agua que los usuarios requieren para satisfacer sus necesidades, llámese domiciliar, industrial u otra y que generalmente representa la porción micro medida del consumo total<sup>25</sup>. A nivel nacional, el AyA establece una demanda (dotación) que varía de 200 a 300 l/p/día para acometidas domiciliarias. Para cualquier otro uso, la demanda queda sometida a estudios específicos.<sup>26</sup> El índice de agua no contabilizada

---

<sup>23</sup> López, 2007

<sup>24</sup> Beckwith et al, 2005

<sup>25</sup> Walski et al, 2001

<sup>26</sup> Beckwith et al, 2005

(IANC) incluye aquella porción del consumo total que no es medida. Los principales factores que influyen son los servicios ausentes de micro medición, conexiones ilícitas y fugas. Las demandas de flujo para incendios, deben contemplarse de manera tal que la red de distribución tenga la capacidad de soporte necesaria.<sup>27</sup>

## Tanques

Un depósito o tanque de almacenamiento se utiliza para asegurar un abastecimiento eficaz, mantener la presión necesaria, utilizar un sistema de bombeo, conservar una proporción de tratamiento, reducir medios de transmisión y mejorar la flexibilidad y eficiencia de la operación de un sistema.<sup>28</sup>

En los últimos años, ha existido una mayor conciencia de los cambios de calidad del agua que se pueden producir en los tanques de almacenamiento. Ya que los problemas de calidad del agua son generalmente peores en tanques con poca rotación, no es seguro asumir que un tanque más grande es mejor. De ahí que existe un mayor énfasis en la construcción de tanques de tamaño adecuado en el lugar correcto y no sobre diseñarlos.<sup>29</sup>

Los elementos que deben considerarse en el diseño hidráulico de un tanque son: igualación, manutención de presiones, almacenamiento para incendios y emergencias, consumo de energía, calidad del agua y control hidráulico transitorio.<sup>30</sup>

## Válvulas

Una válvula es un elemento físico que puede abrirse o cerrarse proporcionalmente dentro de un rango de acción definido y con el propósito de variar su resistencia a una determinada tasa de flujo. Esta resistencia por lo tanto, controla el movimiento del agua a través de un sistema de distribución o parte de éste. Las válvulas pueden

---

<sup>27</sup> Walski et al, 2001

<sup>28</sup> Mays L, 2000

<sup>29</sup> Walski et al, 2001

<sup>30</sup> López, 2007

clasificarse en cinco categorías generales, las cuales son:<sup>31</sup>

<b>Nombre</b>	<b>Name</b>
Corte	Isolation
Antirretorno	Directional
Altitud	Altitude
Expulsoras y Admisoras de Aire	Air Release and Vacuum Breaking
Control	Control

Para la modelación realizada en EPANET, resulta conveniente recalcar solo los siguientes tipos de válvulas:

## Válvulas de Corte

Probablemente el tipo más común de válvulas utilizado en sistemas de distribución de aguas sea el de corte. Dicho término implica que su principal propósito es el aislar cierta porción del sistema con el propósito de efectuar mantenimiento o reparación, sin que esto implique tener que sacar de operación a toda la red.<sup>32</sup>

Su operación y distribución debería ser tal que su cierre afecte a la menor cantidad posible de acometidas. En algunos sistemas, estas válvulas se encuentran permanentemente cerradas con el propósito de mantener aisladas diversas zonas de presión.

## Válvulas de Control

Las válvulas de control, también llamadas válvulas de regulación, son utilizadas para normalizar ya sea el flujo o la presión en un sistema de distribución de agua bajo una amplia gama de posibilidades.

Para cualquier válvula de control, el valor de consigna resulta de vital importancia, ya que es un parámetro requerido que indica las condiciones de operación de la válvula que se está utilizando. Cada tipo de válvula tiene una

consigna diferente, relacionada con su comportamiento (la presión en el caso de las reductoras, el caudal para las limitadoras de caudal.<sup>33</sup>

Dado que las válvulas de control operan en función de las cargas piezométricas de sus nudos, aguas abajo y aguas arriba, resulta de vital importancia no solo determinar el valor de consigna correcto, sino también la elevación misma de la válvula. Los tipos de válvulas de control más comunes, se describen a continuación:<sup>34</sup>

<b>Nombre</b>	<b>Sigla</b>
Reductora de Presión	PRV
Sostenedora de Presión	PSV
Limitadora de Caudal	FCV
Regulación	TCV
Rotura de Carga	PBV
Propósito General	GPV
Preventoras de Reflujo	BFPV

<sup>31</sup> Rossman, 2000

<sup>32</sup> Walski et al, 2001

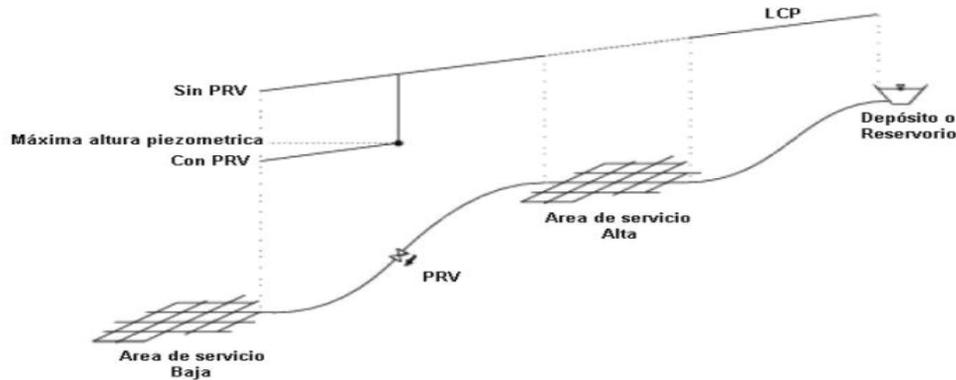
<sup>33</sup> Idem

<sup>34</sup> Beckwith et al, 2005

## Válvulas Reductoras de Presión (PRV)

Las Válvulas Reductoras de Presión (PRV) limitan automáticamente la presión aguas abajo de la válvula, para que no exceda de un valor de consigna prefijado y evitar así posibles daños en el sistema.

Por ejemplo, la Figura 2 ilustra una conexión entre dos zonas de presión. Sin la presencia de la PRV, la carga piezométrica en el área de servicio baja, podría alcanzar valores por arriba de la máxima permitida, infringiendo daños en las tuberías, acometidas o incluso accionando válvulas de alivio.



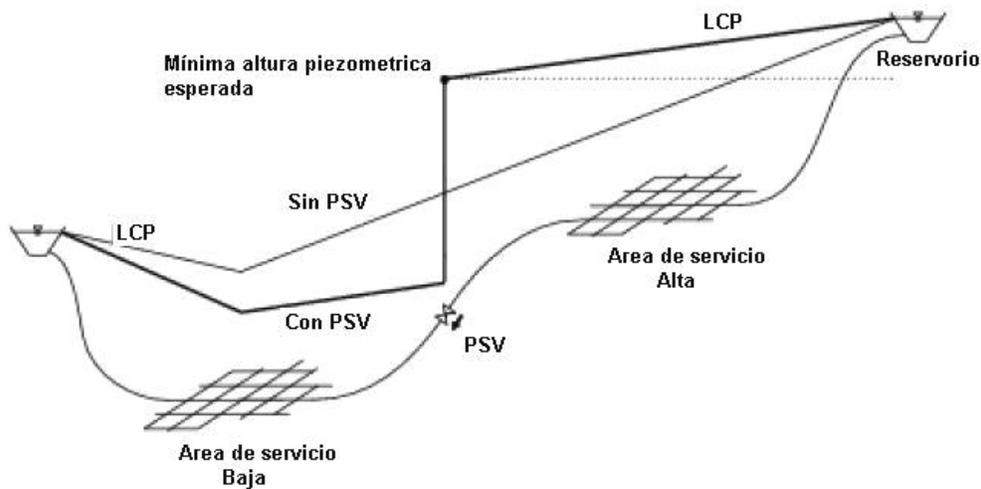
**Figura 2.** Diagrama conceptual del funcionamiento de válvulas reductoras de presión.  
Adaptado de: (Walski et al, 2001)

## Válvulas Sostenedoras de Presión (PSV)

Las válvulas sostenedoras de presión automáticamente mantienen la tensión aguas arriba de la válvula para que esta no caiga por debajo de un valor de consigna prefijado. Dicho tipo de válvulas se utiliza en situaciones donde la ausencia de regulación, podría resultar en condiciones operativas inadecuadas para la porción aguas arriba de la válvula. La Figura 3, muestra cómo sin la presencia de la PSV, la zona de servicio alta se vería bajo un plano piezométrico menor al mínimo permitido.<sup>35</sup>

En el momento de presentarse la sobrepresión, la PSV se abrirá liberando el exceso a manera de caudal. Para efectos de modelación, las PSV se expresan explícitamente como elementos independientes y no como características de un tramo de tubería.

<sup>35</sup> Walski et al, 2001



**Figura 3.** Diagrama conceptual del funcionamiento de válvulas sostenedoras de presión.  
Adaptado de: (Walski et al, 2001)

## Válvulas limitadoras de caudal (FSV)

Las válvulas limitadoras de caudal (FCV) delimitan el caudal de paso a través de la válvula a un valor prefijado. Las FCV (Figura 4) son muy comunes en zonas de derivación para irrigación o para grandes consumidores, en cuyo caso se pacta un determinado caudal máximo de derivación.

La presencia de una FCV, no garantiza que el sistema esté en capacidad de suministrar el valor de caudal consignado. Si por ejemplo una FCV estuviese calibrada para controlar 5 LPS y el sistema tuviera la capacidad de suministrar 20 LPS, eso implicaría que la FCV estaría activa y en efecto limitando la tasa de flujo a través de su sección a 5 LPS. Si por lo contrario, el sistema solo pudiese suministrar 3 LPS, el caudal pasando a través de la FCV sería precisamente 3 LPS.<sup>36</sup>

<sup>36</sup> Walski et al, 2001

## Válvulas de Regulación (TCV)

Las Válvulas de Regulación (TCV) son bidireccionales, lo que implican que el flujo puede darse en ambas direcciones. Las TCV simulan una válvula de corte parcialmente cerrada, como lo podría ser una válvula de globo. Su comportamiento queda determinado por el valor del coeficiente de pérdidas menores (K) en la válvula. Usualmente los fabricantes proporcionan la relación entre dicho coeficiente y el grado de apertura.<sup>37</sup>

<sup>37</sup> Ídem

# Metodología

La investigación se clasifico como exploratoria. La información del proyecto, fue proporcionada por Acueductos y Alcantarillados (AyA), mediante el estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde (planos e informe).

El estudio se dividió en seis fases claramente identificadas, como se muestra en la Figura 10, la primera de ellas fue la selección del sitio de estudio mediante la revisión de toda la información documentada del acueducto en estudio, luego se caracterizó el SDA y posteriormente, se creó el modelo hidráulico.

Se verificó el balance de masas, se analizaron diferentes escenarios y finalmente se creó una propuesta de mejoras operativas (presiones y velocidades). Para realizar el procesamiento de los datos, se utilizó estadística descriptiva (análisis de frecuencias).

Resulta importante mencionar que se evaluó originalmente la posibilidad de emigrar todos los datos de los planos del SDA (CAD) proporcionados por el AyA, automáticamente a través de GIS (Sistemas de Información Geográfica), de ahí que se hicieron varios intentos de traducirlos utilizando una extensión que se llama GIS RED (Water Distribution Model Builder Extension v1.0), esta es una extensión de ArcView 3.x para la confección de modelos de redes de distribución de agua a presión, posee una compatibilidad con todas las prestaciones de Arc View (software que permite visualizar, explorar, consultar, analizar e imprimir datos geográficos georeferenciados) y sus extensiones. Entre las principales cualidades que posee este software se encuentran: importación de redes desde: coberturas ArcInfo, Shapefiles de ArcView, ficheros CAD (dgn, dwg, dxf), ficheros .inp de EPANET, generación automática de la topología y mantenimiento de la misma en operaciones de edición, herramientas de depuración de errores de trazado, verificación de rangos para las propiedades de los elementos de la red, análisis espacial (asignación automática

de demandas, interpolación de cotas). Además la extensión dispone de una serie de herramientas para la detección y corrección de errores en el trazado de la red. Por ejemplo errores en la conectividad de la red y propiedades no definidas en un elemento.<sup>38</sup>

Los datos no se pudieron traducir automáticamente, por los problemas en la topología de conexión de los planos. Ya que las líneas que representan visualmente las tuberías puede parecer que están conectadas a gran escala, pero en una inspección más cercana del dibujo CAD, algunas líneas no se tocan realmente. De ahí que lo mencionado anterior tuvo una implicación directa sobre los resultados del presente proyecto que resulta importante de mencionar.

Ya que en las diversas pruebas ejecutadas con la extensión GIS RED se detectaron muchos problemas o errores de conectividad en la red, esto es debido ya que a la hora de elaborar los planos del SDA, se debieron de haber creado con ciertos metadatos o formateados de cierta manera, para que sea fácil de traducirlos a INP de EPANET o al mismo GIS RED. De ahí que se debe desarrollar la costumbre de elaborar los planos pensando en que estos en algún momento se van a traducir y dibujarlos pensando en una topología de conexión.

Este es sin lugar a duda el requisito fundamental para realizar una modelación, ya que es tener una representación precisa de la topología del SDA, que detalla cuales son los elementos que componen el SDA y como están conectados entre sí. Es importante recalcar que si el modelo no representa fielmente el diseño del SDA (tramo de tubería no se encuentra conectado con 2 nodos), entonces el modelo nunca representara con precisión el rendimiento

---

<sup>38</sup> REDHISP, 2004

real, independientemente de la calidad de los datos restantes.<sup>39</sup>

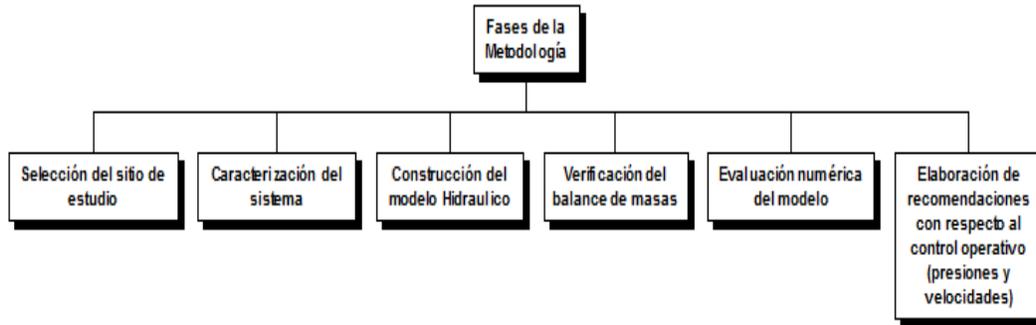


Figura 4. Fases de la metodología general empleada.

## Criterios de selección del sitio de estudio

Se fijaron lineamientos mínimos que debería cumplir la zona de estudio, que se describen a continuación: contar con medidores conectados en todos los puntos de consumo del sistema, flujo continuo de agua durante las 24 horas, planos actuales del SDA y contar con un estudio previo integral del acueducto.

La decisión de seleccionar el acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde como área de estudio, se realizó con base en los siguientes criterios: desconocían el esquema operativo del acueducto, en cuanto a presiones y velocidades se refiere y cuentan con registros confiables de consumo, para asignar la demanda media al modelo hidráulico.

## Construcción del modelo hidráulico

Para la construcción del modelo hidráulico, se requirió de una gran cantidad de información contenida en el estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde. La Figura 5, ilustra el esquema metodológico que se desarrolló para la construcción del modelo hidráulico. El programa utilizado para construir el modelo fue EPANET y en este se depuraron entidades y atributos espaciales, caracterizados en el sitio de estudio. También se asignó el consumo a los diferentes nodos del modelo que componen el SDA, utilizando el criterio punto por punto para ello.

Se seleccionó el software de modelación EPANET, ya que es un software libre (licencia gratuita), muy útil para el procesamiento de los datos (ayuda a predecir el comportamiento hidráulico del agua en el SDA) y posee una interfaz de fácil manejo.

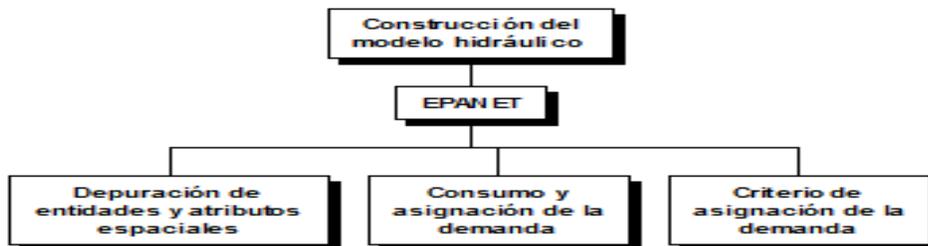


Figura 5. Esquema para la construcción del modelo

<sup>39</sup> Walski et al, 2001

## Depuración de entidades y atributos espaciales

Se realizó una depuración de entidades y atributos espaciales de forma manual. En general, como se muestra en la Tabla 8, se introdujeron en el modelo las elevaciones topográficas de 1757 nodos; diámetros, longitudes de tuberías y coeficiente de rugosidad (140 para tuberías de material tipo PVC) para 1472 tramos de tuberías. Aunque EPANET por sí solo calcula automáticamente la longitud de los tramos de tubería, esta se ingresó manualmente, ya que es una distancia plana y no sobre la superficie de EPANET (como la calcula el programa).

También se introdujeron 325 válvulas mecánicas (de compuerta) con base en los planos de estudio integral del acueducto y 55 válvulas de control propuestas como esquema de control operativo, donde se introdujo el respectivo tipo de la misma, diámetro y valor de consigna. Además de elevaciones topográficas, nivel inicial, mínimo y máximo de agua y diámetro del mismo para 27 tanques. Como no se disponía de las curvas de desempeño de las 3 bombas que componen el SDA, se introdujo una altura manométrica (m) que mejor se adaptó al balanceo de la red para un flujo dado y con base en esto EPANET calculó su curva característica.

ELEMENTOS	NODOS	TRAMOS DE TUBERIA	VALVULAS	TANQUES	BOMBAS
<b>Cantidad</b>	1757	1472	380	27	3
<b>Dato a ingresar manualmente al modelo</b>	Elevación	Diámetro	Diámetro	Elevación	Curva característica
		Longitud	Tipo	Nivel inicial, mínimo y máximo	
		Coeficiente de rugosidad (140 para tuberías de PVC)	Valor de consigna	Diámetro	

La red se dibujó basada en un archivo con extensión Windows Metafile (WMF) a manera de plantilla (template), tomada de Auto CAD y se referencio con base en el sistema Lambert Norte, para ubicar los nodos, nacientes y tanques. A partir de ahí, se incorporaron los datos de forma manual a EPANET.

Para depurar los tanques, EPANET necesitó conocer el diámetro de los mismos, de ahí que, con la Ecuación 2 se obtuvo el área del tanque, ya que únicamente se conocía el volumen de almacenamiento de los mismos y sus respectivas alturas.

$$A = \frac{V}{h} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

V = Volumen del tanque, obtenido del estudio integral del acueducto. (m<sup>3</sup>)  
h = Altura del tanque (m).

Una vez obtenida el área, con la Ecuación 3 se obtuvo el diámetro del tanque.

$$D = \sqrt{\frac{A}{0.25*\pi}} \quad \text{Ecuación 3}$$

Dónde:

D = Diámetro del tanque (m).  
A = Área del tanque (m<sup>2</sup>).

Al realizar la modelación, se supone que en el tiempo t = 0, los tanques están llenos (nivel máximo igual a nivel inicial) y poseen un nivel mínimo de 0.20 m.

## Consumo y asignación de demanda

Cargar el modelo significa asignar el consumo estimado en la red en los nudos del modelo, denominando estado de carga de la red a la situación de consumo que se produce en la red en un instante determinado. El consumo de agua se produce en cualquier punto de la red en donde el agua puede abandonar el SDA.<sup>40</sup>

### Estimación de la demanda

Con base en los registros de consumo, en la Tabla 9 se ilustra el dato de la demanda media por acometida de vivienda unifamiliar (6 personas en promedio) para cada uno de los 3 sistemas que componen el SDA (Sistema 1: Cañitas y sector CV, sistema 2: Santa Elena, sistema 3: Monteverde, Cerro Plano, Los Llanos), desde el año 2003 hasta el 2009.<sup>41</sup>

TABLA 9. DATOS DE LA DEMANDA PROMEDIO POR ACOMETIDA PARA VIVIENDAS UNIFAMILIARES CON UN PROMEDIO DE 6 HABITANTES.	
Sistema	Demanda promedio por Acometida (l/s)
1	$1,1 \times 10^{-2}$
2	$1,2 \times 10^{-2}$
3	$1,4 \times 10^{-2}$

Para las demás acometidas destinadas a otros usos que no fueran viviendas, se utilizaron los valores proporcionados en la Tabla 10.

**TABLA 10. DATOS DE LA DEMANDA PROMEDIO POR ACOMETIDA, SEGÚN SU FINALIDAD**

Tipo de Acometida	Demanda promedio por Acometida (l/s)	Fuente
Casa	Según Tabla 9	Estudio Integral del acueducto, 2010.
Centro Comercial	0,300	Adaptado de American Water Works Association, 1999.
Centro Recreativo Natural	0,004	
Escuela	0,100	
Hotel	0,130	
Iglesias	El doble de una casa	
P. Salud	Una casa	
Restaurante	0,040	
Salón Comunal	0,040	

### Criterio de asignación de la demanda

Por las deficiencias que se encontraron en los planos del SDA (en cuanto a la topología de conexión), se utilizó el criterio manual llamado punto por punto, para relacionar cada abonado con un nudo del modelo, y asignar su consumo a dicho nudo. Sumando los consumos de todos los abonados asignados a cada nudo, se obtienen 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. Este método es bastante fiable si se hace correctamente, pero es muy laborioso porque hay que realizarlo punto por punto.<sup>42</sup>

<sup>40</sup> Cabrera et al 1999,

<sup>41</sup> Estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, 2009

<sup>42</sup> Cabrera et al, 1996

# Verificación del balance de masas del sistema

La Figura 6, ilustra el esquema que se desarrolló, donde inicialmente se realizó la sumatoria de la demanda y la capacidad de almacenamiento de todo el SDA y de los sectores que la componen. Cabe recalcar que dicha demanda es la promedio y posee un 20% adicional por concepto de agua no contabilizada (ANC). Con base en esto se obtuvo el porcentaje de la capacidad de almacenamiento combinada diaria de los tanques, donde en el análisis de resultados, se consideró aceptable un 30%.<sup>43</sup>

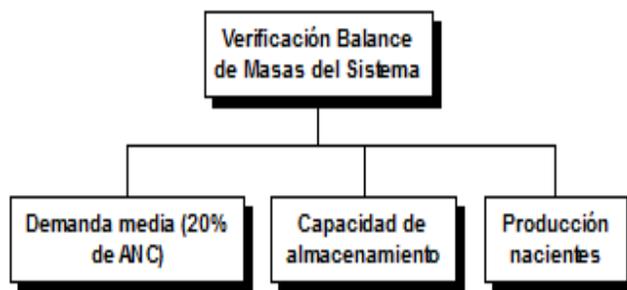


Figura 6. Esquema para la verificación del balance de masas.

Luego se realizó el desglose de la producción de las diferentes fuentes. Cabe recalcar que dichos registros son de hace 3 años, de ahí que dichos datos no necesariamente reflejan el potencial de producción hidrológico de las mismas. De ahí que se utilizó una medida de tendencia central para describir el grado de centralidad de los aforos, como fue la media (valor central que toma en cuenta todos los valores analizados). Y una medida de dispersión que permitió generar criterios sobre el grado de homogeneidad o heterogeneidad del conjunto de los aforos en relación con la media, de ahí que se utilizó la desviación estándar que es una medida del grado de dispersión de los aforos.<sup>44</sup>

<sup>43</sup> Walski et al, 2001

<sup>44</sup> Vargas, 2007

Posteriormente se calculó el coeficiente de variación (CV), ya que permitió estimar la relación porcentual entre el valor de la media y la desviación estándar. A medida que se presenta mayor heterogeneidad en el conjunto de los datos, el valor del coeficiente de variación es mayor. Como una guía para la interpretación realizada se tomó en consideración lo siguiente:<sup>45</sup>

- (0-30)%: Poco variable u homogéneo con relación a la media.
- (30-70)%: Variable o heterogéneo con relación a la media.
- (70-100)%: Muy variable o muy heterogéneo con relación a la media.

Finalmente, con la sumatoria de la demanda promedio realizada anteriormente (20% ANC), se comparó con la producción de las nacientes mínima ( $\mu-\delta$ ), promedio ( $\mu$ ) y máxima ( $\mu+\delta$ ). Lo anterior ya que como los aforos presentan una distribución normal, se estimó un intervalo con relación a la media y la desviación estándar que fue  $\mu\pm\delta$ , ya que en términos estadísticos existe un 68% de probabilidades que el caudal a producir por las fuentes se encuentre entre esos intervalos establecidos.<sup>46</sup>

## Evaluación numérica del modelo

En la Figura 7, se muestra el diagrama en términos generales, de lo realizado para ejecutar la evaluación numérica del modelo hidráulico del SDA, donde inicialmente se simuló el sistema en su condición actual y se realizó un diagnóstico. Con base en esto, se evaluaron tres escenarios hidráulicos en función de las particularidades identificadas (presiones y velocidades) en la condición actual.

<sup>45</sup> Idem

<sup>46</sup> Idem

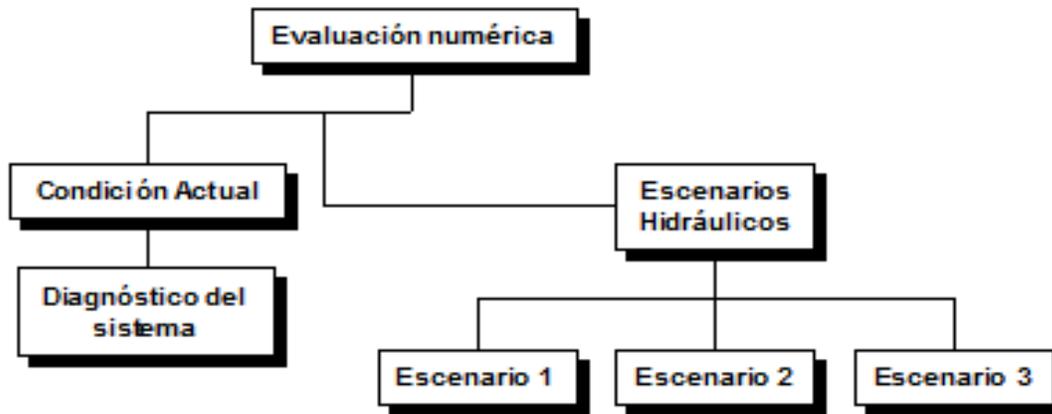


Figura 7. Diagrama para la evaluación numérica del modelo.

## Condición Actual

Se realizó un diagnóstico de la simulación del SDA tal y como se está operando en la realidad, donde todo el acueducto se encuentra abierto y conectado, todas las válvulas son de corte (TCV) y no existe ninguna válvula de control.

## Memoria de Calculo

Para comprender en términos numéricos la simulación realizada en la condición actual del SDA, en lo que respecta a la particularidad del gradiente de elevación entre los embalses y los reservorios, se realizó una memoria de cálculo, describiendo físicamente la situación encontrada en torno a las nacientes y los tanques.

Se utilizó la Ecuación General de la Energía (EGE), por el principio de la conservación de la energía la suma total de la energía debe permanecer constante, como se muestra en la Ecuación 4.<sup>47</sup>

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_L \quad \text{Ecuación 4}$$

Dónde:

- P = Presión de la sección transversal.
- V= Velocidad de flujo en la sección transversal (m/s).
- g = gravedad específica del agua (m/s<sup>2</sup>).
- $\gamma$  = peso específico del agua (Kg/m<sup>3</sup>).

<sup>47</sup> Mott, 1996

$h_L$  = Pérdida de energía debido a la fricción (m).

Como se realizó un análisis estático la velocidad en el embalse y en el reservorio fue igual a cero y la presión en los dos puntos fue igual a la presión atmosférica (P=0 m/s). De ahí que la máxima energía disponible en ese instante dado es igual al gradiente de elevación entre los dos puntos en estudio. Con base en lo anterior las únicas variías de la EGE, fueron las que se muestran a continuación:

$$Z_1 = Z_2 + h_L \quad \text{Ecuación 5}$$

Despejando la Ecuación 5, se obtuvo el valor de la pérdida de energía debido a la fricción. Luego se utilizó la ecuación de Darcy Weisbach, utilizando un factor de fricción propuesto inicialmente para calcular la perdida de energía debido a la fricción en secciones rectilíneas y largas de tubos redondos, tanto para flujo laminar como turbulento. Como la fricción es proporcional a la carga de velocidad del flujo y a la relación de la longitud al diámetro de la corriente. Esto se expresa en forma matemática como se muestra en la Ecuación 6.<sup>48</sup>

$$h_L = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 6}$$

Dónde:

$h_L$  = Pérdida de energía debido a la fricción (m).

<sup>48</sup> Giles, 1995

L= Longitud de la corriente del flujo (m).  
 D= Diámetro de la tubería (m).  
 v= Velocidad promedio del flujo (m/s).  
 f= Factor de fricción propuesto inicialmente (adimensional).

Como en la Ecuación 5, se obtuvo el valor de la pérdida de energía debido a la fricción, Despejando la Ecuación 6 en términos de velocidad se obtuvo:

$$v = \left[ \frac{h_L * 2g * D}{L * f} \right]^{0.5} \quad \text{Ecuación 7}$$

Con el valor de velocidad obtenido anteriormente, se calculó el número de Reynolds, como se muestra en la Ecuación 8.

$$R_e = v * \left( \frac{D}{\gamma} \right) \quad \text{Ecuación 8}$$

Dónde:

R<sub>e</sub>= Número de Reynolds (adimensional).  
 v= Velocidad promedio del flujo (m/s).  
 D= Diámetro de la tubería (m).  
 γ = peso específico del agua (Kg/m<sup>3</sup>).

Con base en el número de Reynolds obtenido en la Ecuación 8 y la rugosidad relativa del tramo de tubería en estudio, se empleó el diagrama de Moody como se muestra en la Figura 8, donde se obtuvo un nuevo valor del factor de fricción. Cabe recalcar que estas curvas las genero L. F. Moody a partir de datos experimentales.<sup>49</sup>

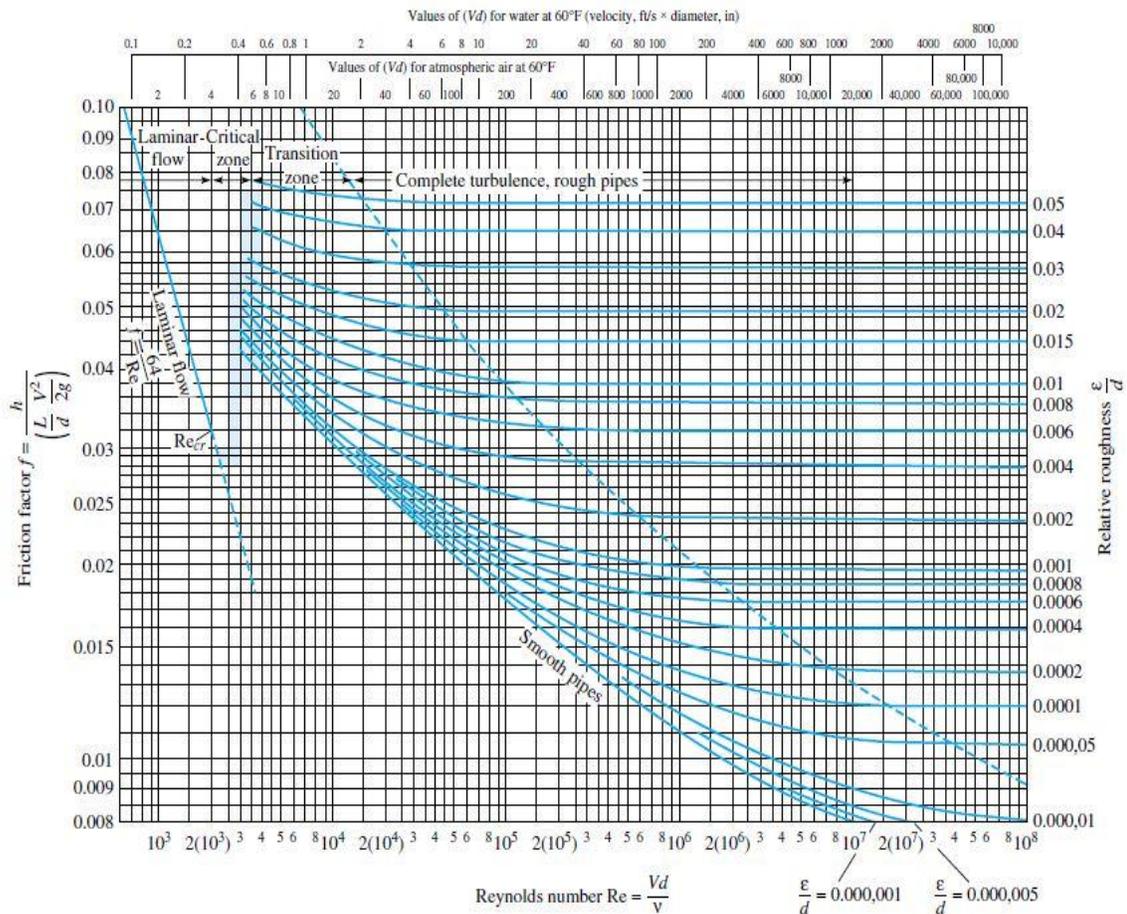


Figura 8. Diagrama de Moody.  
 Fuente: (White, 1998)

<sup>49</sup> White, 1998

Es importante mencionar que como en el diagrama de Moody, se tuvo bastante precisión para la lectura del factor de fricción, en las iteraciones realizadas (explicadas más adelante), se utilizó la Ecuación 9, que permite el cálculo directo del valor del coeficiente de fricción para flujo turbulento.<sup>50</sup>

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{1}{3.7 \left( \frac{D}{\epsilon} \right) + \frac{5.74}{Re^{0.9}}} \right) \right]^2} \quad \text{Ecuación 9}$$

Dónde:

- f= Factor de fricción (adimensional).
- D= Diámetro de la tubería (m).
- ε= Rugosidad absoluta de la tubería (m).
- Re= Numero de Reynolds (adimensional).

De ahí que como el factor de fricción propuesto inicialmente difiere al obtenido mediante el diagrama de Moody, se procedió a iterar nuevamente, con este último valor como el supuesto, hasta que estos dos valores (propuesto y el de la Ecuación 9) fueran congruentes, donde se seleccionó dicha velocidad obtenida.

Y con la Ecuación 10, se calculó el caudal que circula por la sección transversal del tramo de tubería en estudio, como se muestra.

$$Q = v * A \quad \text{Ecuación 10}$$

Dónde:

- Q= Caudal (m<sup>3</sup>/s).
- v= Velocidad promedio del flujo (m/s).
- A=Área de la sección transversal (m<sup>2</sup>).

Por otra parte, como verificación para corroborar el valor del caudal, se utilizó la Ecuación de Swamee, como se muestra en la Ecuación 11.

$$Q = -0.965 \left( \frac{g * D^5 * h_f}{L} \right)^{0.5} * \ln \left[ \frac{\epsilon}{37D} + \left( \frac{3.17 \gamma^2 L}{g * D^3 * h_f} \right)^{0.5} \right] \quad \text{Ecuación 11}$$

## Esquema de control operativo (presiones y velocidades)

Se justificó el esquema de control operativo (presiones y velocidades) que se propuso, mediante la colocación de ciertas válvulas mencionadas anteriormente en los escenarios hidráulicos. Se utilizó la estadística descriptiva (frecuencias acumuladas), ya que tuvo un aporte importante a la solución de los problemas encontrados en la simulación de la situación actual del SDA.<sup>51</sup>

## Escenarios hidráulicos

En la Tabla 11, se muestran las consideraciones hidráulicas seleccionadas para cada uno de los escenarios, con base en esto se llevaron a cabo diversos análisis numéricos en torno a los parámetros: presiones y velocidades del SDA.

TABLA 11. TABLA RESUMEN DE LAS CONSIDERACIONES HIDRAULICAS EN LOS DIFERENTES ESCENARIOS HIDRAULICOS		
Escenario	Consideraciones Hidráulicas	Propuesta
1	Gradiente de elevaciones entre los tanques y las fuentes (presiones negativas y velocidades)	Válvulas reductoras (PRV), sostenedoras de presión (PSV) y limitadoras de caudal (FCV).
2	Presiones altas	PRV
3	Demanda máxima del sistema (2,25 veces el promedio)	Se realizaron observaciones

<sup>50</sup> Swamee et al, 1976

<sup>51</sup> Vargas, 2007

# Caracterización del SDA

La información para realizar la siguiente caracterización, fue proporcionada por Acueductos y Alcantarillados (AyA).<sup>52</sup> El objetivo de este informe fue evaluar las condiciones existentes del SDA, tanto de las tuberías de conducción y distribución, como de las captaciones y los tanques de almacenamiento y de acuerdo a dicha evaluación, se diseñaron las tuberías de conducción, impulsión y distribución a colocar, con sus obras complementarias.

Se ejecutó una caracterización detallada de todo el SDA con base en el estudio integral del acueducto (mencionado anteriormente).

Primero, se describió la topografía de la zona de estudio, luego las tuberías que componen el SDA con sus respectivos diámetros, para así determinar la longitud total de cada diámetro de tubería colocado en el SDA.

Luego, se realizó una caracterización de cada uno de los embalses (nacientes), de ahí se conoció la producción menor, mayor y promedio anual de cada una de las fuentes, además con esto se obtuvo el promedio de producción de las nacientes por sector.

Posteriormente, se describió cada uno de los reservorios (tanques), de ahí que se clasificaron por sector, tipo de tanque (quebra gradientes, reunión, almacenamiento o cisterna) y capacidad de almacenamiento.

## Localización Geográfica

El SDA de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde se ubica entre las siguientes coordenadas: 254–257 (latitud) y 443–449 (longitud). Utilizando el programa Google Earth, en la Figura 9 se muestra la ubicación del sitio en estudio con respecto al territorio nacional.

Las comunidades que son abastecidas por este acueducto pertenecen al distrito (09) Monteverde del cantón (01) de Puntarenas y de la provincia Puntarenas. El sector de Cañitas pertenece al distrito (02) la Sierra del cantón (07) Abangares de Guanacaste. El sistema de referencia en la zona de estudio es Lambert Norte.

---

<sup>52</sup> Estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, 2009.



Figura 9. Localización geográfica del SDA.

Y en la Figura 10, se muestra detalladamente el sitio de estudio mostrado en la figura anterior, con los sectores que componen el mismo debidamente identificados.



Figura 10. Localización geográfica detallada de los diferentes sectores que componen el SDA.

# Sectores poblacionales

Con base en el estudio integral del acueducto, este se encuentra dividido en tres sistemas, los cuales tienen sus propias fuentes de abastecimiento, pero debido a las limitaciones que posee el simulador EPANET, no se modeló independientemente cada sistema.

El acueducto en estudio se dividió en 6 sectores: Cañitas, Santa Elena, Cerro Plano, Monteverde, Los Llanos y VA. Cabe recalcar que este último sector en los planos del estudio integral del acueducto, no poseía un nombre en específico, de ahí que se seleccionó el nombre VA, para nombrarlo de una forma específica.

En la Figura 11, se ilustra la ubicación espacial de cada uno de los sectores que componen el SDA, con sus respectivos límites.

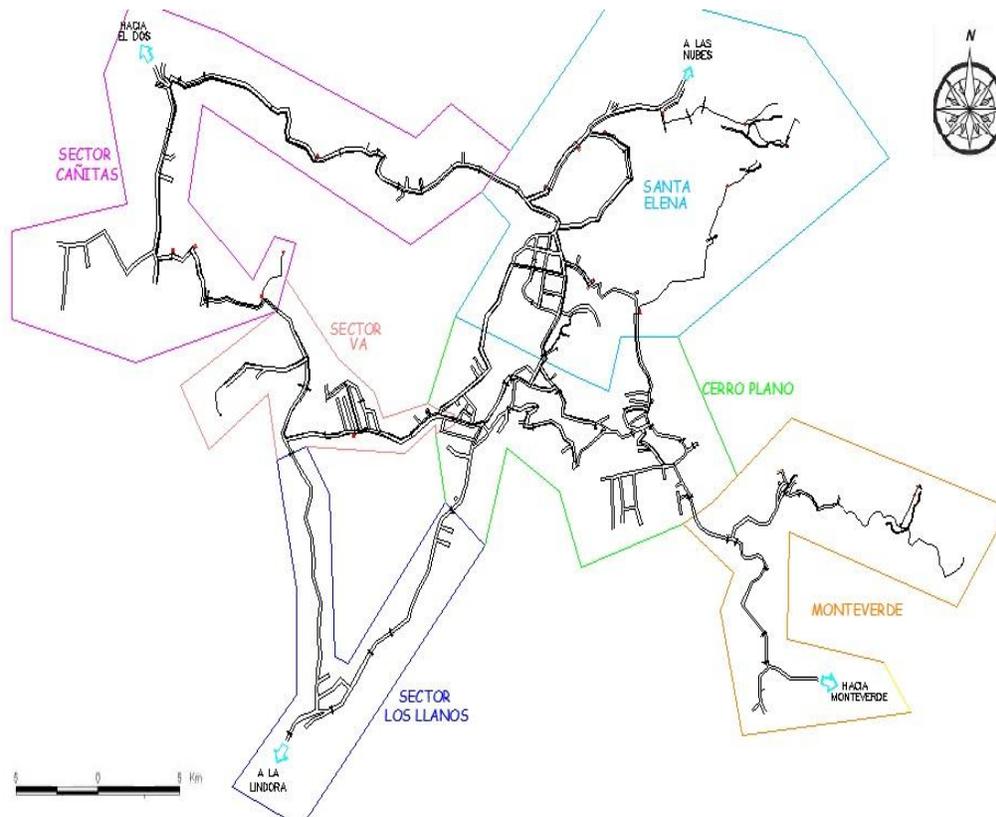


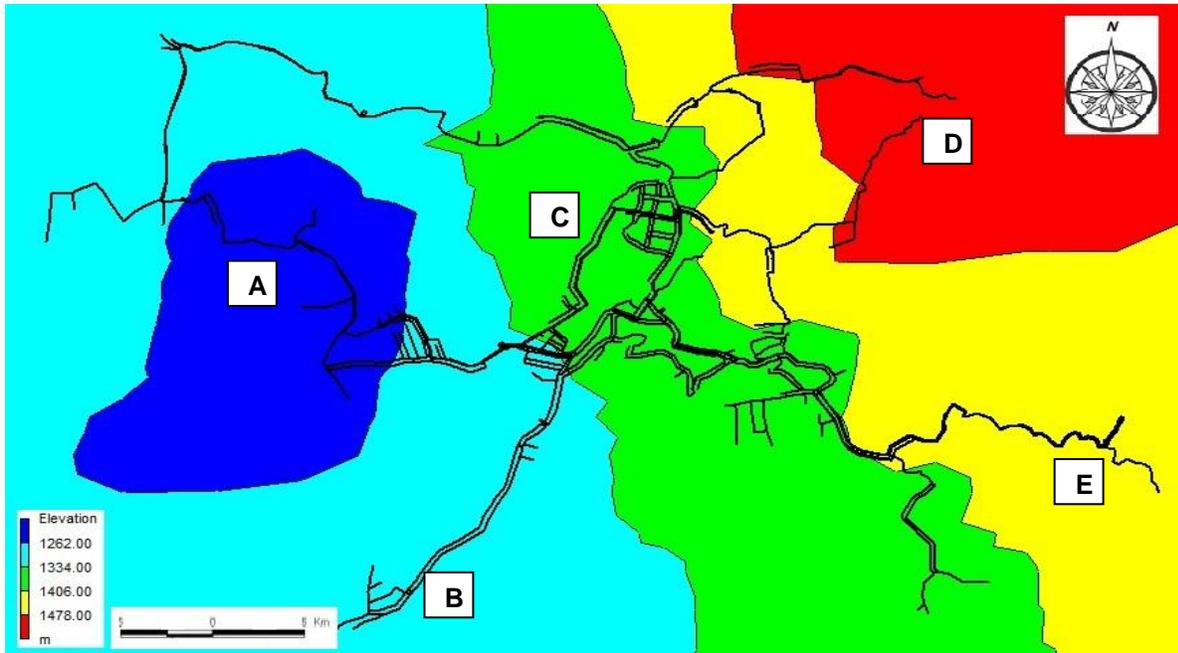
Figura 11. Ubicación de los diferentes sectores que componen el SDA de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

# Topografía

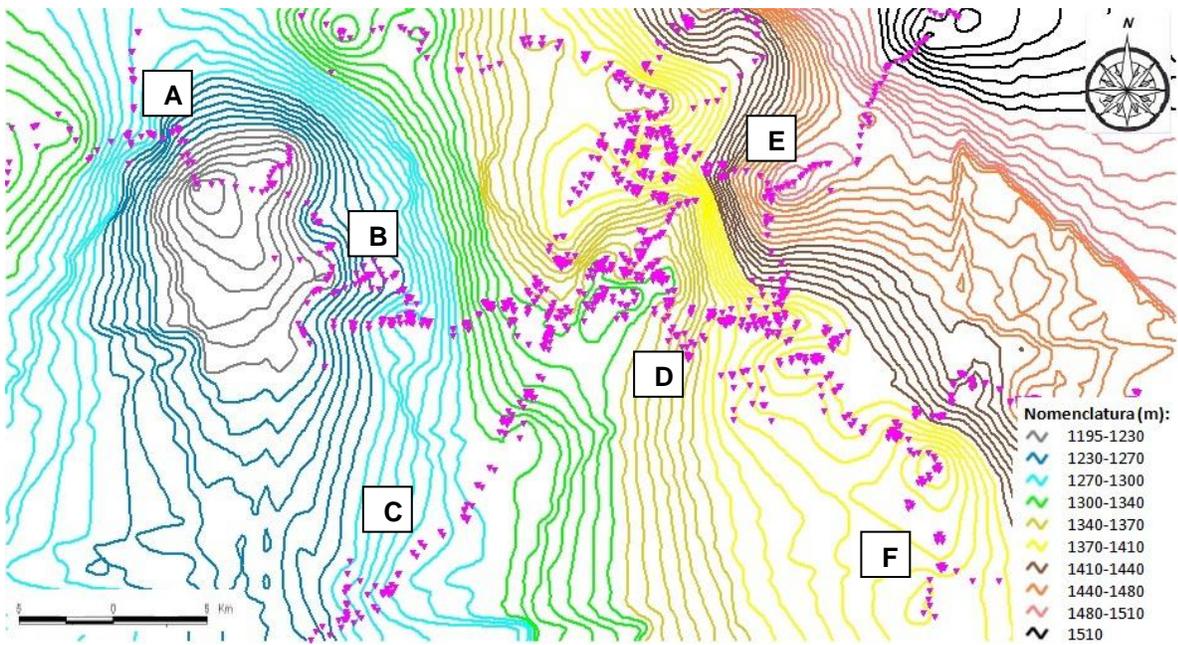
En la Figura 12, se presenta el contorno de elevaciones como una opción general de visualización, de ahí se observa que el punto A (parte de Cañitas y VA), es el sector de menor elevación con 1262 m como máxima, a este lo sigue el punto B (Los Llanos) con un intervalo de

1262 -1334 m. El punto C (Cerro Plano y parte de Santa Elena) contiene elevaciones en el rango de 1334-1406 m. El punto E (parte de Monteverde) presenta elevaciones de 1406-1478 m, mientras que el punto D, posee elevaciones superiores a las mostradas en el punto E. Esto a manera de figura nos muestra de manera general que la topografía del lugar en estudio es quebrada.

Ahora en la Figura 13, se observa el cambio topográfico abrupto (gradientes del orden de 30 m hasta los 315 m) que existe entre los diferentes sectores que componen el SDA. Como se ilustra el punto A (Sector Cañitas) y el punto C (Sector Los Llanos) poseen elevaciones máximas de 1300 m, en comparación con el punto B (Sector VA) que posee una elevación máxima de 1270 m, esto demuestra que entre los puntos (A y C) y el punto B, existe un gradiente máximo de 30 m con respecto al punto B. Ahora observando el punto D (Sector Cerro Plano), con respecto al punto E (Sector Santa Elena), el primero posee elevaciones máximas de 1370 m, mientras que el segundo es el de mayor elevación con 1480 m (una diferencia de 110 m con respecto al punto D). Además comparando el punto F (Sector Monteverde), con el punto E, este último posee una diferencia de 70 m con respecto al punto F. Con base en lo anterior se demuestra en términos cuantitativos que la topografía del sitio de estudio es quebrada, para los diversos sectores que componen el SDA.



**Figura 12.** Contorno de elevación del sistema de distribución de agua potable de las comunidades de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

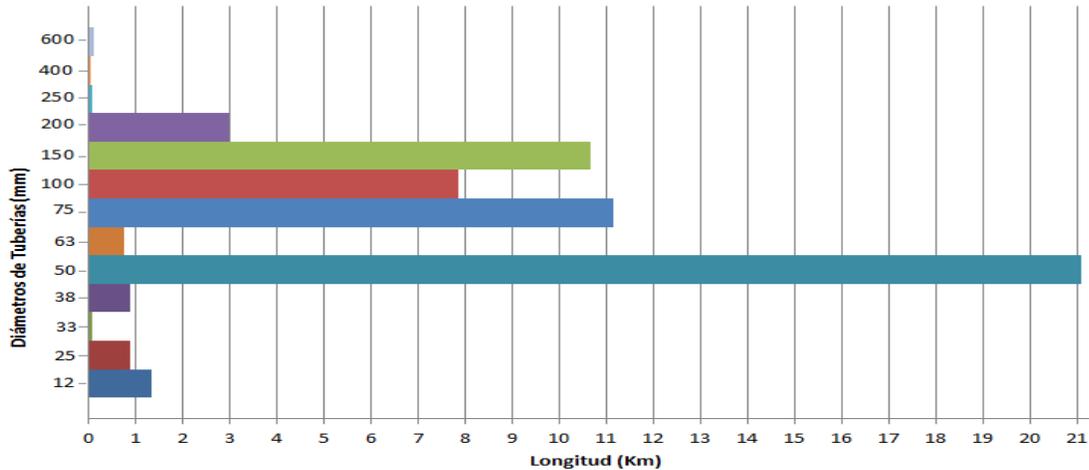


**Figura13.** Curvas de nivel del sistema de distribución de agua potable de las comunidades de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

# Tuberías

El SDA de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, posee tuberías antiguas y nuevas, de ahí que en la Figura 14, se muestran los diferentes diámetros de tuberías totales (antiguas y nuevas) que componen el SDA con sus

respectivas longitudes, con base en esto se observó que el SDA posee un total de 57,79 Km de longitud. Además se observó que la mayor longitud de tubería (aproximadamente 21 km) es de 50 mm de diámetro, lo siguen: 75 mm (11 Km), 150 mm (10,5 Km) y los de menor longitud de tubería son: (600, 400, 250 y 33) mm, respectivamente.



**Figura 14.** Diámetros de tuberías del SDA, con sus respectivas longitudes totales (tubería antigua y nueva)  
Fuente: (Planos del Estudio Integral del Acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, 2010)

TABLA 12. DIAMETROS DE TUBERIAS CON SUS RESPECTIVAS LONGITUDES			
Diámetro (mm)	Longitud (Km)		
	Antigua	Nueva	Total
12	1,33		1,33
25	0,88		0,88
33	0,07		0,07
38	0,86		0,86
50	7,67	13,44	21,10
63	0,74		0,74
75	4,45	6,71	11,15
100	3,14	4,71	7,85
150	2,26	8,39	10,64
200	0,30	2,66	2,96
250	0,06		0,06
400	0,04		0,04
600	0,10		0,10
<b>TOTAL</b>	<b>21,88</b>	<b>35,91</b>	<b>57,79</b>

Ahora caracterizando detalladamente la tubería del SDA, en la Tabla 12 se observa que la tubería nueva corresponde al 62,24% del SDA y el restante 37,76 % corresponde a la tubería antigua. Por otra parte se muestra la diversidad de diámetros de tubería antigua que existe en el SDA (desde los 12 mm hasta los 600mm), comparado con la tubería nueva que únicamente posee diámetros de 50, 75, 100, 150, 200 mm.

Describiendo la tubería nueva, en dicha tabla se muestra que la mayor longitud (13,44 Km) corresponde a la tubería de 50 mm de diámetro, le sigue a esta la de 150 mm con 8,39 Km, luego la de 75 mm con 6,71 Km y la de 200 mm es la de menor longitud.

Similar a lo anterior, la tubería antigua de mayor longitud (7,67 Km) es la de 50 mm, lo sigue la de 75 mm (4,45 Km), 100 mm (3,14 Km) y 150 mm (2,26 Km), sucesivamente.

# Tanques

El SDA posee un total de 28 tanques, cuya capacidad de almacenamiento por cada uno de ellos oscila entre los 1,5 – 400 m<sup>3</sup>. En la Tabla 13, se muestra que la mayoría de tanques son de almacenamiento con 17 unidades, lo siguen los tanques quebra gradientes y de reunión con 4 unidades, los de menor cantidad son los reservorios tipo cisterna con 3 unidades.

En la Tabla 14 se ilustra la capacidad de almacenamiento de los diversos sectores que componen el SDA. Con base en esto, de manera general el sector los Llanos es el único sector que no posee ninguna capacidad de almacenamiento, mientras el sector que mayor capacidad posee es Santa Elena con 897,5 m<sup>3</sup>.

TABLA 13. DIVERSOS TIPOS DE TANQUES QUE COMPONEN EL SISTEMA	
Tipo	Cantidad
Almacenamiento	17
Reunión	4
Cisternas	3
Quebra Gradientes	4

TABLA 14. CAPACIDAD ALMACENAMIENTO DE CADA SECTOR QUE COMPONE EL SISTEMA	
Sector	Capacidad de Almacenamiento (m <sup>3</sup> )
Santa Elena	897,5
Cañitas	128,0
Monteverde	496,8
Cerro Plano	388,0
Los Llanos	0,0
VA	101,5

# Fuentes

La capacidad de producción de los reservorios que abastecen el SDA, según los aforos (1999-2009) obtenidos del estudio integral, fue de 84,14 l/s. En la Tabla 15, se muestra el aporte de cada sector. De ahí que es importante observar que los sectores Cerro Plano, los Llanos y VA, no poseen nacientes, de ahí que son dependientes de otros sectores que si las poseen como Monteverde, Santa Elena y Cañitas.

TABLA 15. CAPACIDAD DE PRODUCCIÓN	
Sector	Capacidad de Producción (l/s)
Monteverde	28,98
Santa Elena	4,01
Sector Cañitas	51,15
Cerro Plano	0,00
Los Llanos	0,00
VA	0,00

# Demanda

La demanda media del SDA con un 20% de agua no contabilizada es de 27,12 l/s. En la Tabla 16, se ilustra dicha demanda con respecto a cada uno de los sectores que componen el sistema. De ahí que el sector que se pronostica podría consumir más, es Cerro Plano con 11,16 l/s, lo sigue Santa Elena con 5,54 l/s, luego VA con 4,83 l/s y los que menos consumen son Cañitas, los Llanos (el que menos produce también) y Monteverde.

TABLA 16. DEMANDA MEDIA (20% ANC) DE LOS SECTORES	
Sector	Demanda Media (l/s)
Monteverde	1,39
Santa Elena	5,54
Sector Cañitas	2,32

<b>TABLA 16. DEMANDA MEDIA (20% ANC) DE LOS SECTORES</b>	
Cerro Plano	11,16
Los Llanos	1,88
VA	4,83

# Resultados

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

## Balance de masas del sistema

En las Tabla 17, 18 y 19, se mostró el balance de masas en primera instancia para los diferentes sectores poblacionales y posteriormente con el SDA total, evaluando la demanda media.

Con base en la Tabla 17, se analizó la demanda media y la capacidad de almacenamiento de cada sector y con base en ello se obtuvo la capacidad de almacenamiento combinada de los tanques.

<b>TABLA 17. DEMANDA Y CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO SECTORIZADA</b>			
<b>Sector</b>	<b>Demanda Media (m<sup>3</sup>/d)</b>	<b>Capacidad de almacenamiento (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Capacidad de almacenamiento combinado de los tanques (%)</b>
Santa Elena	478,66	897,50	187,50
Monteverde	120,10	496,80	413,66
Cañitas	200,45	128,00	63,86
Cerro Plano	964,20	388,00	40,24
Los Llanos	162,43	0,00	0,00
VA	417,31	101,50	24,32
<b>TOTAL</b>	<b>2343,15</b>	<b>2011,80</b>	<b>85,86</b>

En la Tabla 18, se muestran las diferentes nacientes que componen el SDA, con su sector y el periodo respectivo en el que fue realizado el aforo, para posteriormente utilizando estadística descriptiva (medidas de tendencia central y de dispersión), mostrar la media, desviación estándar y coeficiente de variación. Con base en lo anterior, en la Tabla 19 se ilustra la demanda y la producción de las nacientes por sector, donde existe el 68% de probabilidad que eso se cumpla.

TABLA 18. PRODUCCION DE LAS NACIENTES QUE COMPONEN EL SDA							
Nombre	F1A, F1, F2, F3, F4, F5, F6 Y F7	F8 y F9	F10, F11, F12, F13, F14, F15	F15	F22-F25	F28	F30
Sector	SE	SE	MT	MT	MT	SE	SC
Periodos	1999-2009	1999-2009	1999-2009	2005-2009	2008-2009	2007-2009	2009
$\mu$ : Media (l/s)	6,94	4,06	12,67	9,33	8,11	3,41	51,15
$\delta$ : Desviación estándar (l/s)	1,11	1,02	2,54	0,90	1,22	1,74	--
CV: Coeficiente de Variación (%)	16,03	25,24	20,05	9,60	15,00	51,14	--

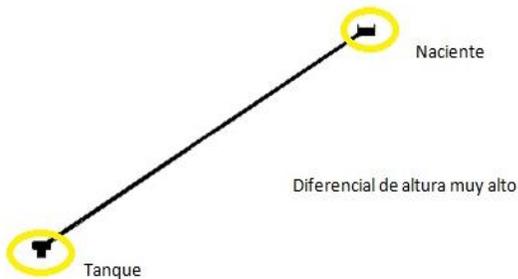
Dónde:

SE: Santa Elena, MT: Monteverde y SC: Sector Cañitas

TABLA 19. DEMANDA Y PRODUCCION DE LAS FUENTES SECTORIZADA				
Sector	Demanda Media (m <sup>3</sup> /d)	Producción nacientes (m <sup>3</sup> /d)		
		Mínima ( $\mu - \delta$ )	Promedio ( $\mu$ )	Máxima ( $\mu + \delta$ )
Santa Elena	478,66	654,91	1245,02	1944,86
Monteverde	120,10	1888,7	2602,37	3703,1
Cañitas	200,45	4419,36	4419,36	4419,36
Cerro Plano	964,20	0,00	0,00	0,00
Los Llanos	162,43	0,00	0,00	0,00
VA	417,31	0,00	0,00	0,00
<b>TOTAL</b>	<b>2343,15</b>	<b>6962,97</b>	<b>8266,75</b>	<b>10067,32</b>

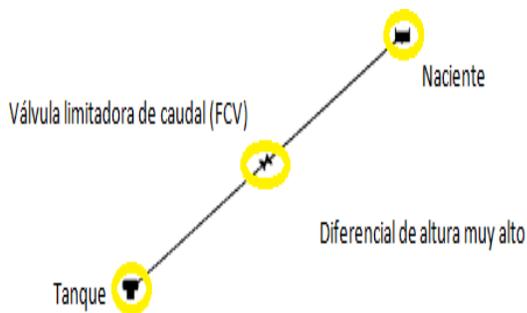
## Evaluación numérica del modelo

En la Figura 15, se ejemplifica la situación particular que ocurre actualmente en el SDA, en lo referente al gradiente topográfico.



**Figura 15.** Diagrama conceptual de la situación particular ocurrida en el SDA.

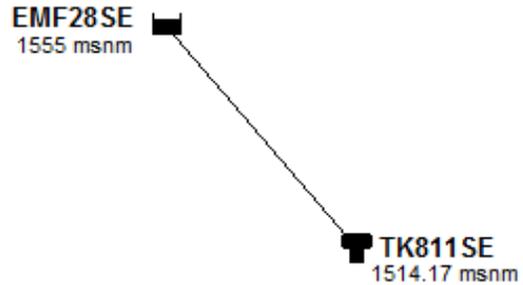
En la Figura 16, se ilustra la solución propuesta en el Escenario 1, para solventar el problema del gradiente de elevaciones entre los tanques y las fuentes (presiones negativas y velocidades fuera del rango aceptable (0,5-3m/s)).



**Figura 16.** Diagrama conceptual de la solución particular ocurrida en el SDA.

## Memoria de cálculo sobre la Condición actual SDA

Para responder físicamente la particularidad descubierta en la simulación de la condición actual del SDA (Figura 14), se realizó la memoria de cálculo que se describe a continuación con base en la Figura 16 como se muestra.



**Figura 17.** Esquema del tramo a describir en la memoria de cálculo.

Las características del tramo de tubería mostrado en la Figura 17 como ejemplo, son las siguientes:

- Diámetro de tubería: 100 mm (área transversal: 0.0079m<sup>2</sup>)
- Longitud de tubería: 200 m.

Se utilizó la Ecuación General de la Energía (EGE) y por el principio de la conservación de la energía la suma total de la energía debe permanecer constante, como se mostró en la Ecuación 4.<sup>53</sup>

Como se realizó un análisis estático la velocidad en el embalse y en el tanque es igual a cero y la presión en los dos puntos es igual a la presión atmosférica ( $P=0$  m/s). De ahí que, en la Ecuación 5 se mostró, que la máxima energía disponible en ese instante dado es igual al gradiente de elevación entre los dos puntos en estudio. Con base en lo anterior se despejo la pérdida de energía debido a la fricción (única variable de la EGE), como se muestra.

$$40,83 = h_L$$

Seguidamente se aplicó la ecuación de Darcy Weisbach (Ecuación 6) para calcular pérdida de energía debido a la fricción en secciones rectilíneas y largas de tubos redondos, tanto para flujo laminar como turbulento. Como la fricción es proporcional a la carga de velocidad del flujo y a la relación de la longitud al diámetro de la corriente. Donde en la Ecuación 7, se despejo la velocidad del flujo por la sección transversal de tubería.<sup>54</sup>

<sup>53</sup> Mott, 1996

<sup>54</sup> Giles, 1995

De ahí que utilizando la Ecuación 7, se asumió un  $f_1$  inicial, para este caso tomamos 0.020.

$$v_1 = \left[ \frac{40.83 * 2 * 9.81 * 0.10}{200 * 0.020} \right]^{0.5} = 4,48 \text{ m/s}$$

Con el valor de velocidad obtenido anteriormente, se calculó el número de Reynolds, con base en la Ecuación 8.

$$R_e = 4,48 * \left( \frac{0.10}{1 * 10^{-6}} \right) = 4,48 * 10^5$$

Para evaluar el factor de fricción, se empleó el diagrama de Moody (Figura 18).<sup>55</sup>

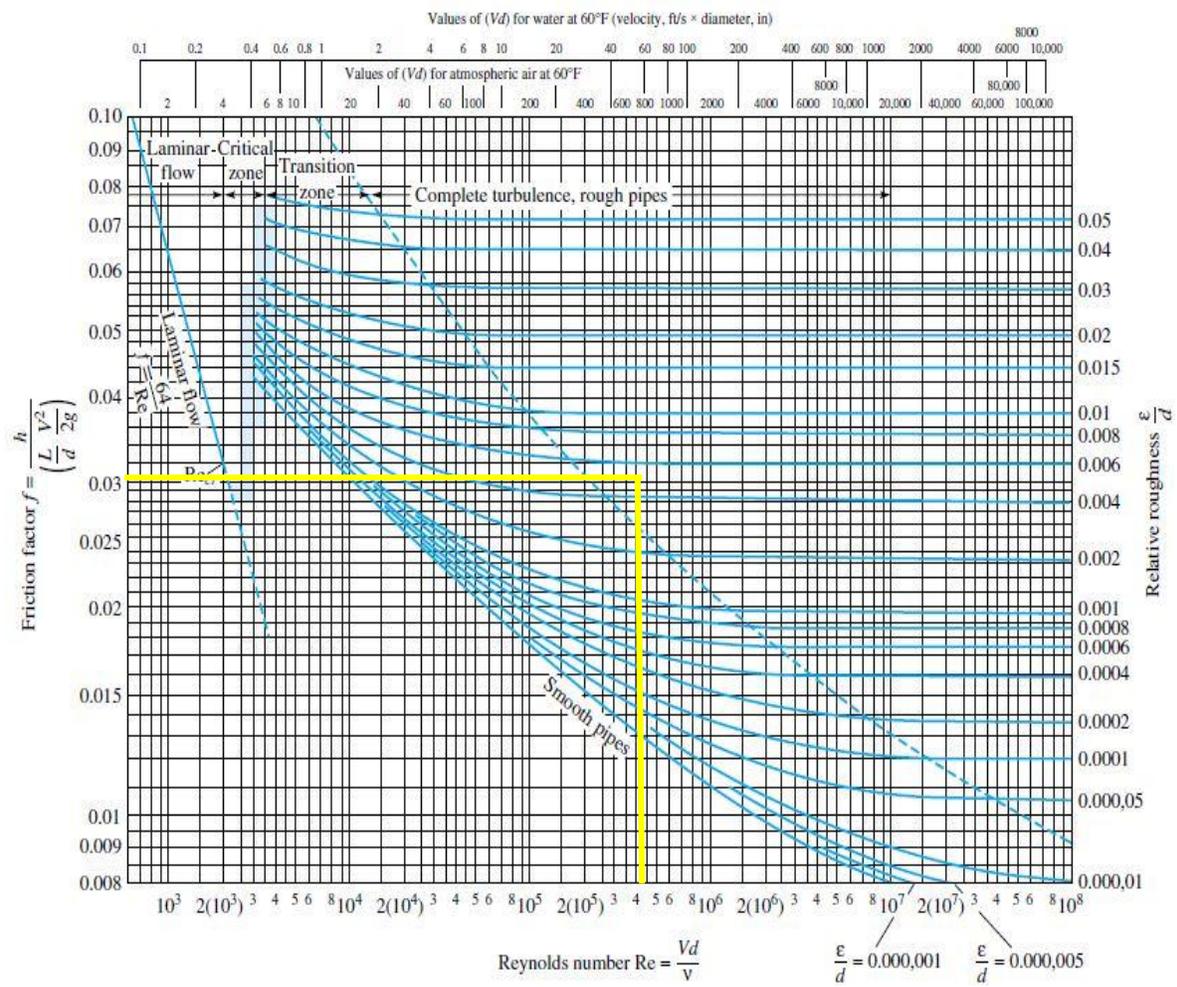


Figura 18. Diagrama de Moody.  
Fuente: (White, 1998)

<sup>55</sup> White, 1998

Con base en la Figura 17, se obtuvo un  $f_2=0,01295$ .

Como  $f_1 \neq f_2$ , entonces se volvió a iterar con un  $f_2=0,01295$ .

$$v_2 = \left[ \frac{40.83 * 2 * 9.81 * 0.10}{200 * 0.01295} \right]^{0.5} = 5.56 \text{ m/s}$$

$$R_e = 5,56 * \left( \frac{0.10}{1 * 10^{-6}} \right) = 5,56x10^5$$

Es importante mencionar que como en el diagrama de Moody, hay que tener bastante precisión para la lectura del factor de fricción, en las siguientes iteraciones se utilizó la Ecuación 9, que permite el cálculo directo del valor del coeficiente de fricción para flujo turbulento.<sup>56</sup>

$$f_3 = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{1}{3.7 \left( \frac{0.10}{3x10^{-7}} \right)} + \frac{5.74}{(5,56x10^5)^{0.9}} \right) \right]^2} = 0,01247$$

Como  $f_2 \neq f_3$ , se procedió a iterar de nuevo con un  $f_4=0,01247$ .

$$v_3 = \left[ \frac{40.83 * 2 * 9.81 * 0.10}{200 * 0.01247} \right]^{0.5} = 5.67 \text{ m/s}$$

$$R_e = 5,56 * \left( \frac{0.10}{1 * 10^{-6}} \right) = 5,67x10^5$$

$$f_4 = \frac{0.25}{\left[ \log \left( \frac{1}{3.7 \left( \frac{0.10}{3x10^{-7}} \right)} + \frac{5.74}{(5,67x10^5)^{0.9}} \right) \right]^2} = 0,01243$$

Finalmente, como  $f_3 \sim f_4$ , entonces se utilizó  $v_3 = 5,67 \text{ m/s}$ . Con base en lo anterior, se verifico físicamente la particularidad del gradiente de elevación que generó una alta velocidad en la red, por ese motivo numéricamente no se podría resolver la red.

Y sustituyendo valores en la Ecuación 10, se obtuvo un caudal de  $0,0448 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $44,79 \text{ l/s}$ ), como se muestra. De ahí que el flujo que se encuentra, es función de la energía disponible.

$$Q = 5,67 * 0,0079$$

Por último, como verificación para obtener el valor del caudal, se despejo la Ecuación 11, donde se obtuvo un valor de caudal de  $0,0436 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $43,56 \text{ l/s}$ ), como se muestra.

$$Q = -0.965 \left( \frac{9.81 * 0.10^5 * 40,83}{200} \right)^{0.5} * \ln \left[ \frac{3x10^{-7}}{37 * 0.10} + \left( \frac{3.17 * (1x10^{-6})^2 * 200}{9.81 * 0.10^3 * 40,83} \right)^{0.5} \right]$$

Con lo anterior se verifico el caudal, lo que le brinda validez a la memoria de cálculo ilustrada anteriormente.

## Figuras de la simulación del SDA realizado.

En las figuras 20, 21 y 22, se muestran los diversos escenarios creados en torno a las particularidades encontradas. Y en las Figuras 23 y 24, se ilustró la condición simulada (en torno al control hidráulico velocidades) como actual del SDA y el Escenario 1, respectivamente luego de haber ejecutado las mejoras propuestas ejemplificadas en la Figura 27. Cabe recalcar que no se mostraron las figuras de los restantes escenarios, ya que visualmente las figuras no reflejaron, el verdadero potencial de las mismas y se decidió mostrar en las Figura 26 y Tabla 20, gráfica y numéricamente dichos escenarios.

<sup>56</sup> Swamee et al, 1976

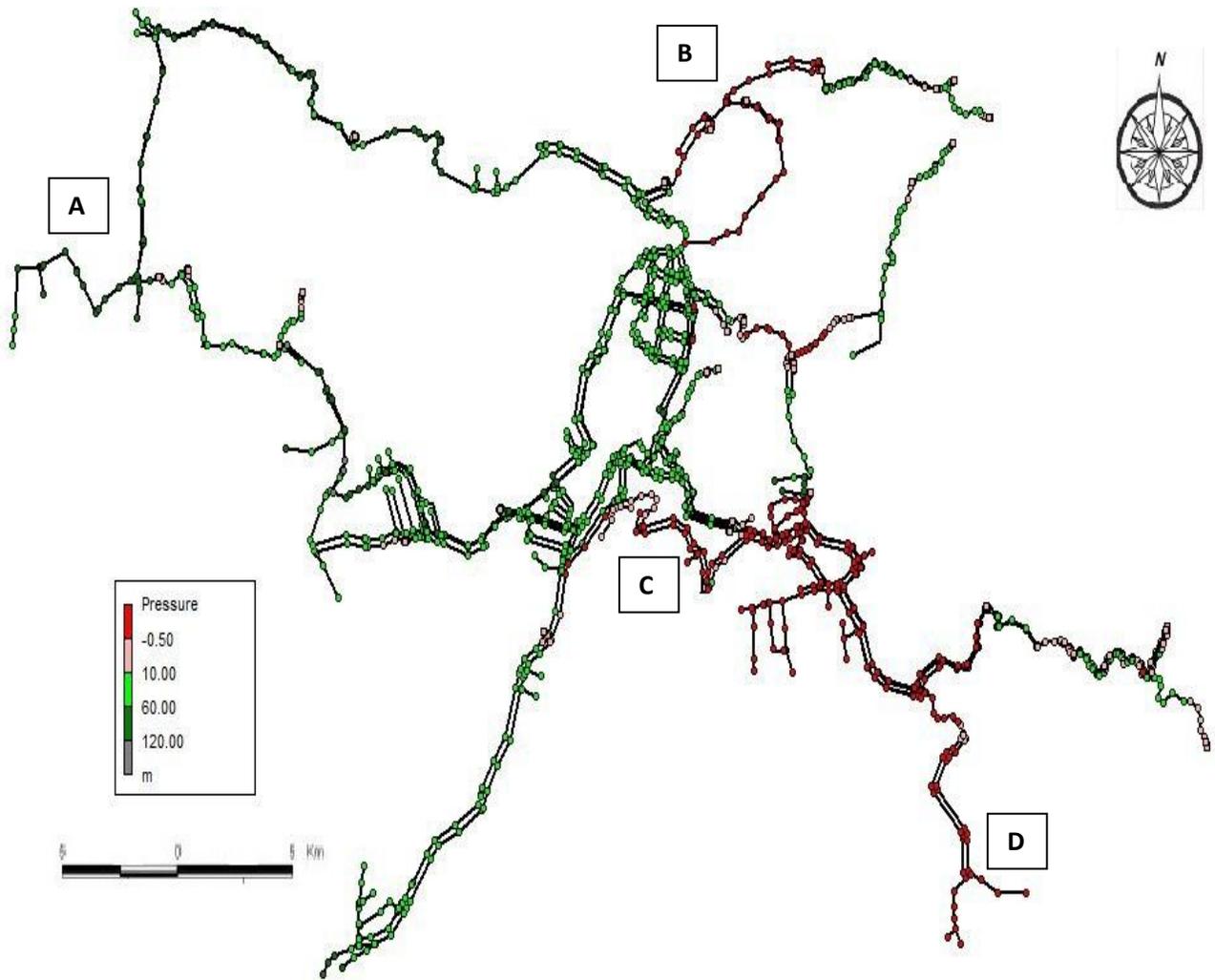
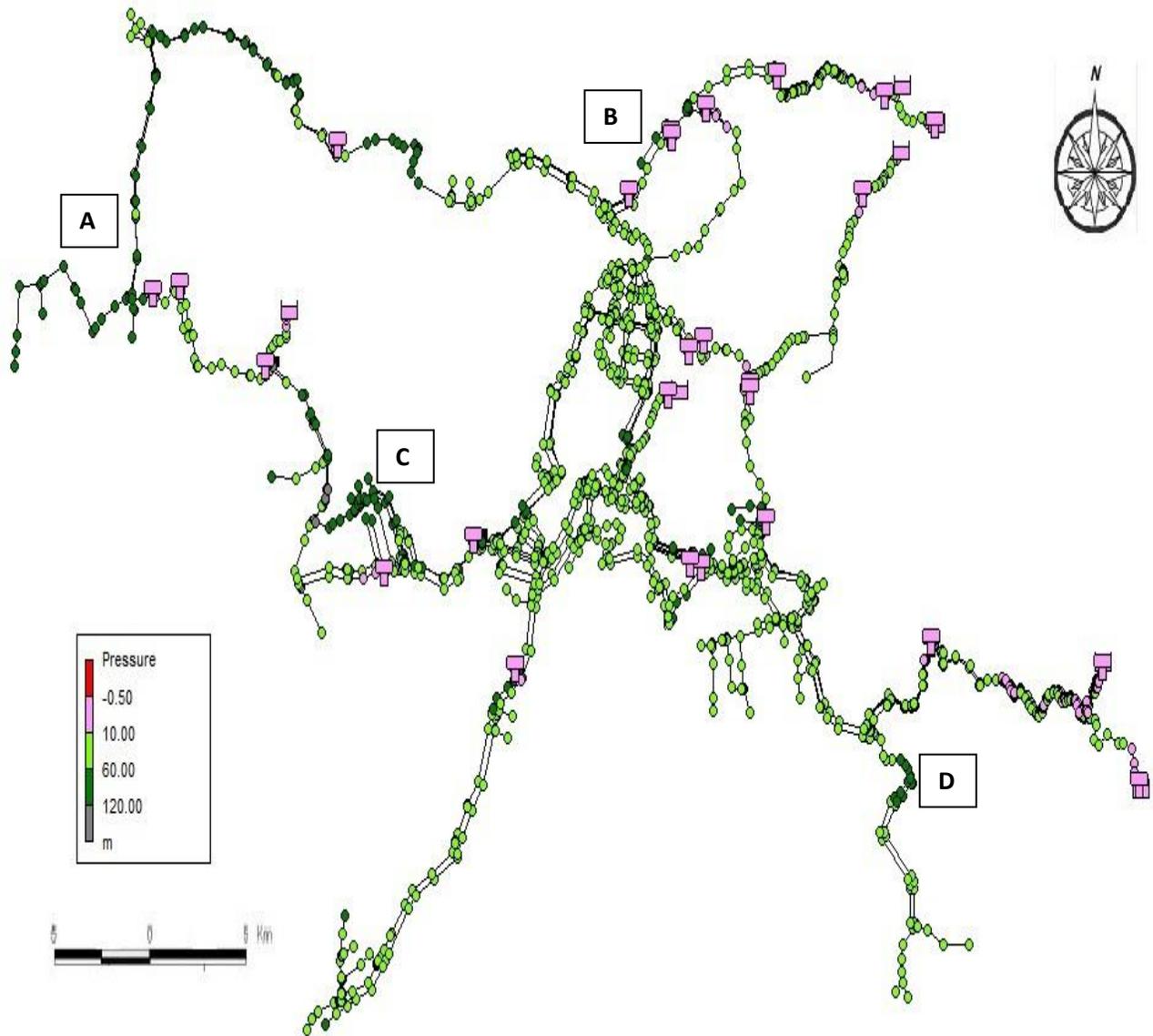


Figura 19. Condición simulada como actual del SDA en torno al control hidráulico presión.



**Figura 20.** Escenario 1, simulado con base en el SDA en torno al control hidráulico presión.

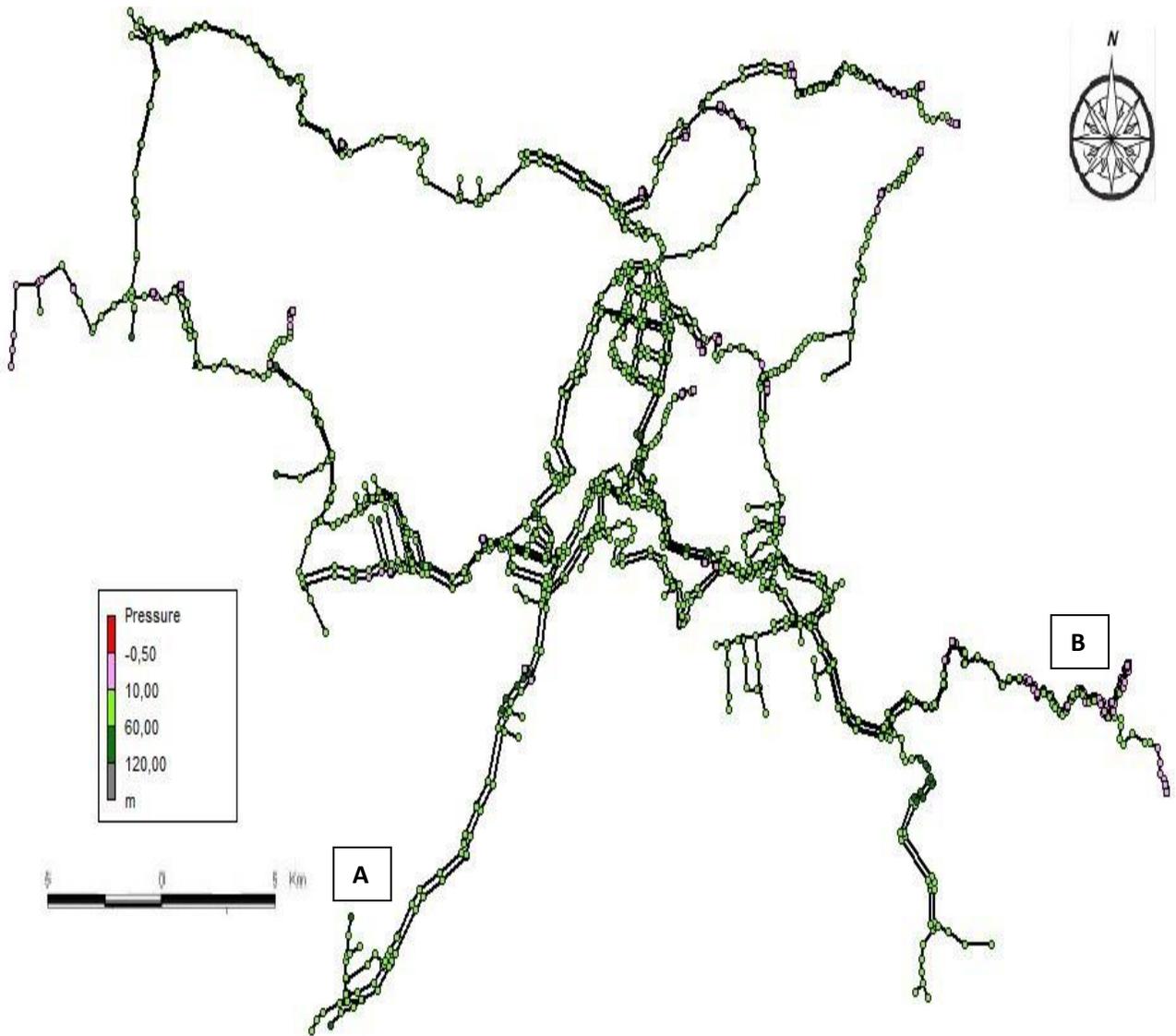
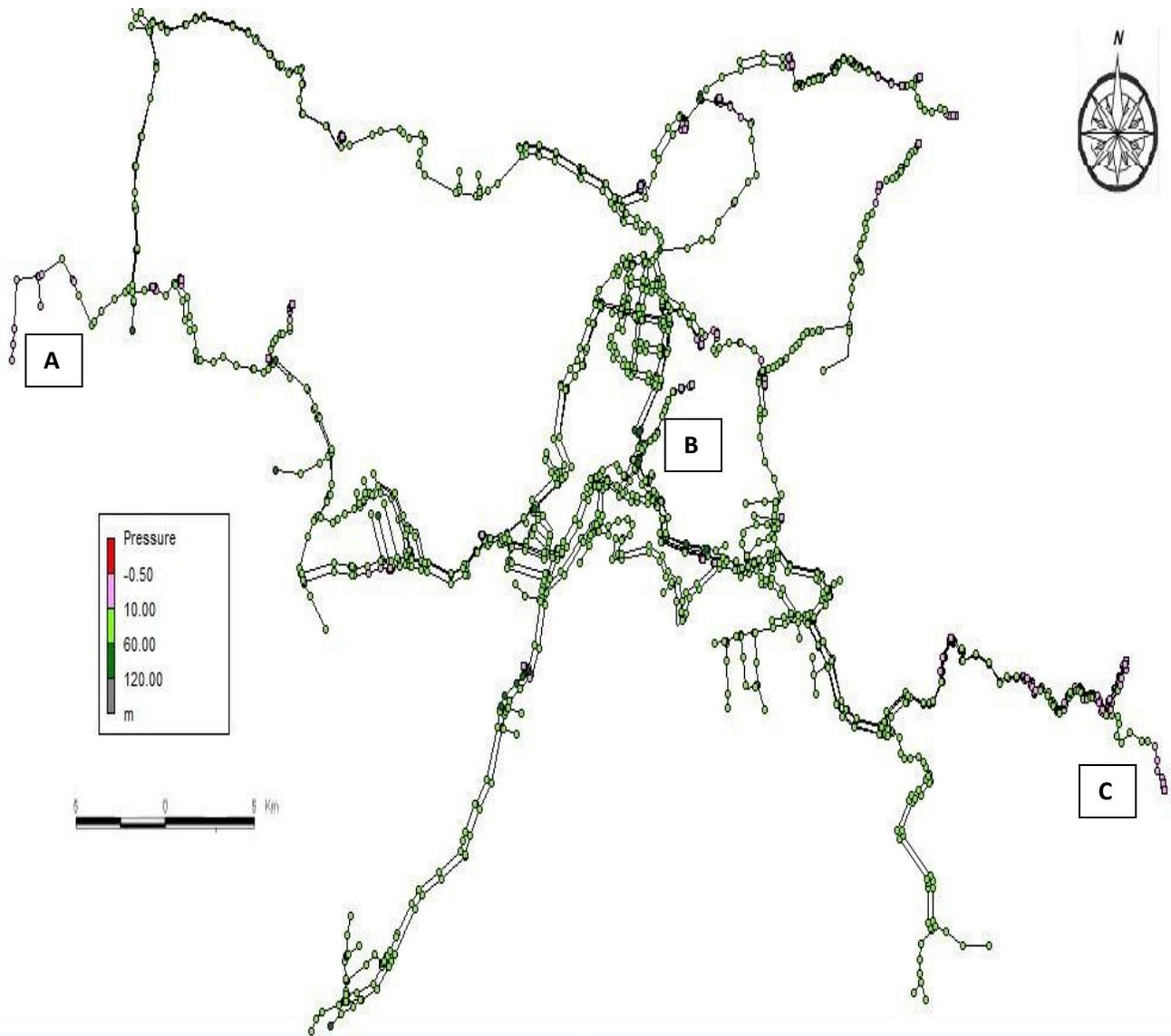


Figura 21. Escenario 2, simulado con base en el SDA en torno al control hidráulico presión.



**Figura 22.** Escenario 3, simulado con base en el SDA en torno al control hidráulico presión.

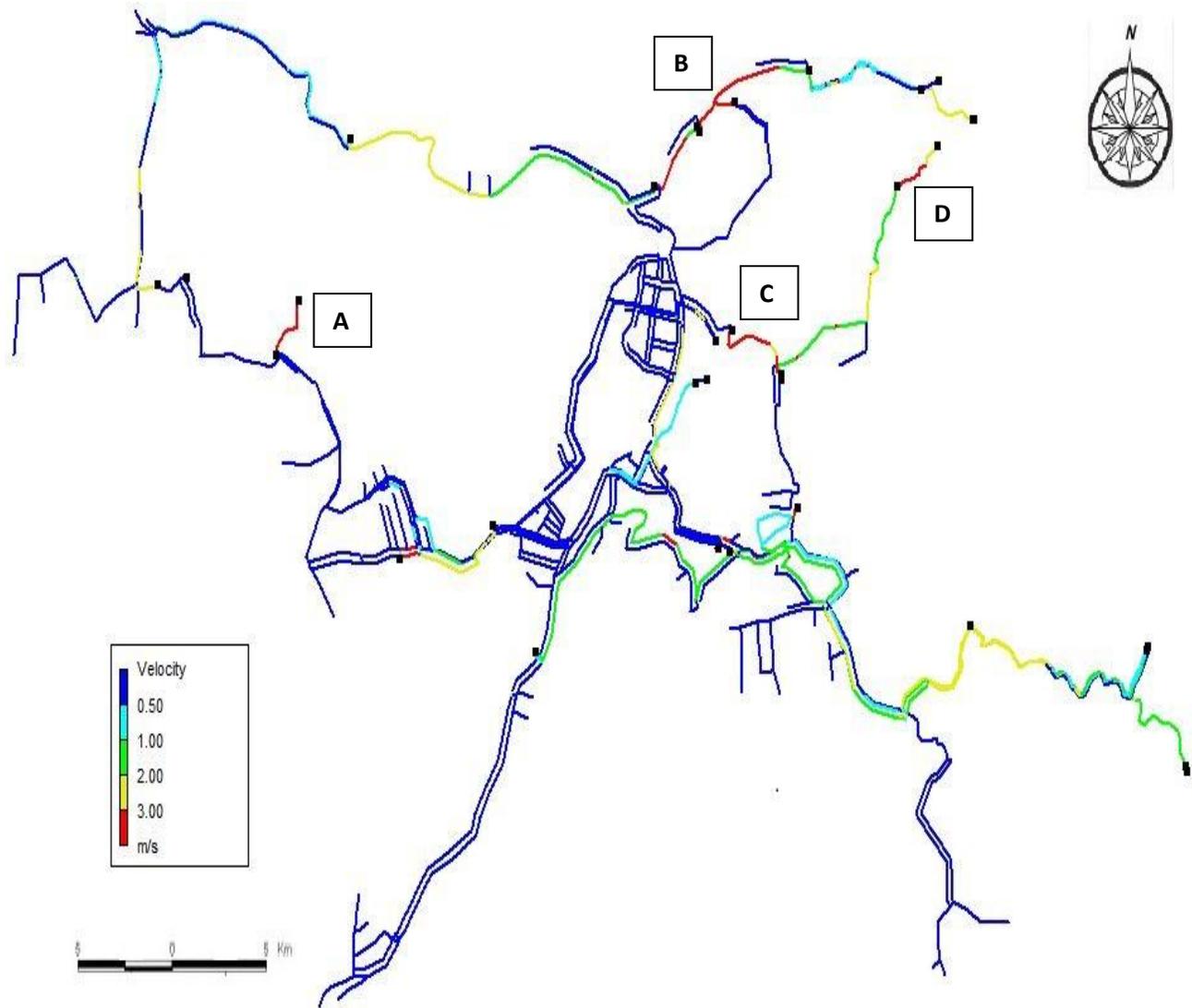
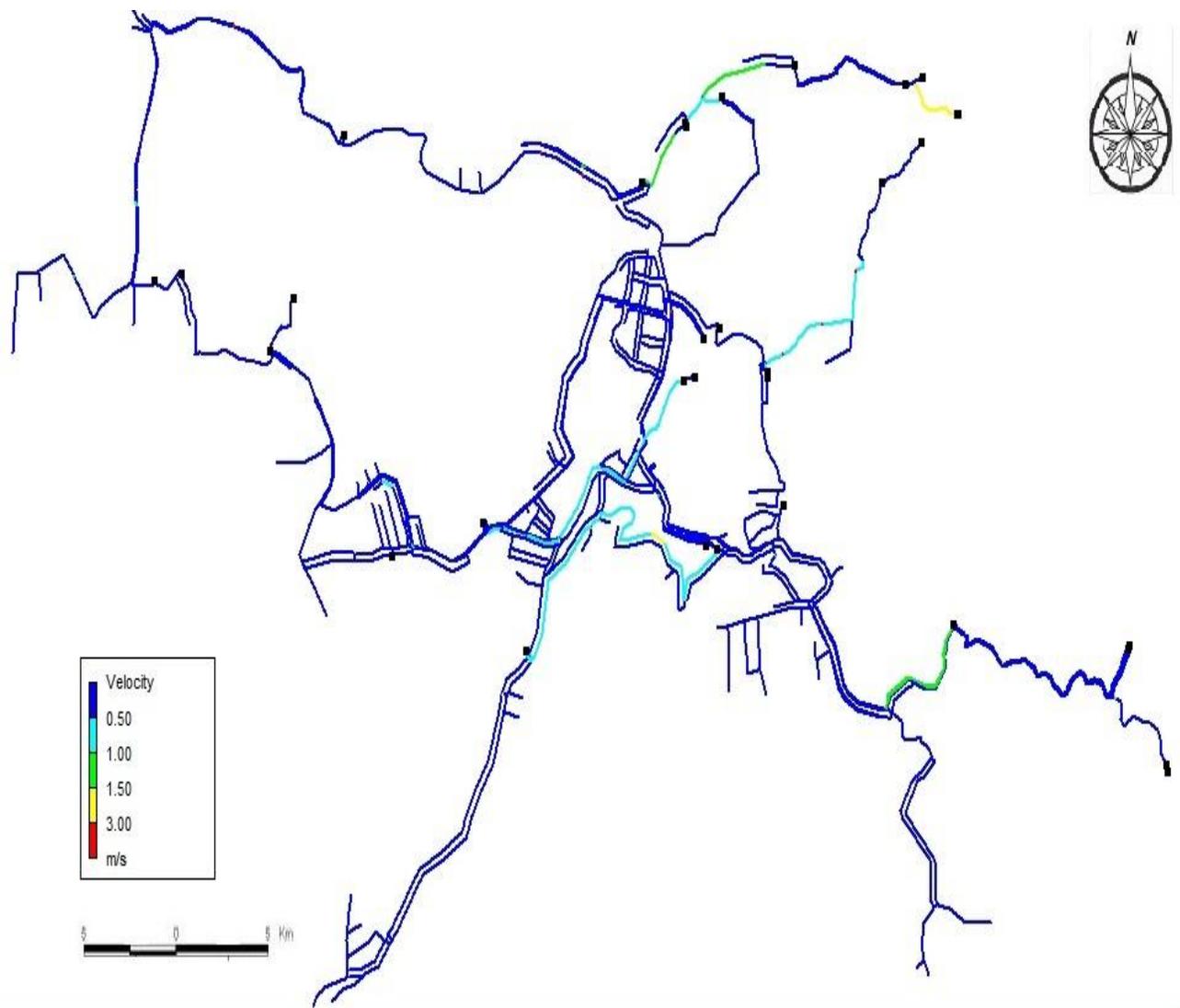


Figura 23. Condición simulada como actual del SDA en torno al control hidráulico velocidad.



**Figura 24.** Escenario 1, simulado con base en el SDA en torno al control hidráulico velocidad.

Resultados obtenidos con base en la simulación realizada.

En las Tablas 20 y 21 se muestra, por sector poblacional y con la presencia de ciertas válvulas, el porcentaje de la red que cumple con el rango permisible en lo que a velocidades y presiones se refiere.

Sector	Situación Actual (%)	FCV	Escenario 1 (%)	Escenario 2 (%)	Escenario 3 (%)
Cerro Plano	11,90	7	31,63	75,00	14,00
Los Llanos	0,00	-	0,00	3,00	6,00
Santa Elena	13,22	17	44,45	20,23	37,00
Sector Cañitas	9,37	1	38,28	19,00	22,00
Monteverde	7,10	9	56,80	18,69	53,00
VA	4,17	4	14,08	6,59	6,00

Sector	Situación Actual (%)	PRV	PSV	Escenario 1 (%)	PRV	Escenario 2 (%)	Escenario 3 (%)
Cerro Plano	71,00	-	-	55,46	7	90,00	55,63
Los Llanos	85,00	1	-	79,00	-	86,36	80,36
Santa Elena	77,00	-	3	66,00	2	79,38	74,00
Sector Cañitas	39,00	1	-	73,00	3	78,00	65,04
Monteverde	54,55	-	-	32,00	-	52,66	50,47
VA	60,00	-	-	74,00	9	74,00	61,00

Además en las Figuras 25 y 26, se muestra de forma gráfica la frecuencia acumulada de las

presiones y velocidades, de la condición actual y los diferentes escenarios establecidos.

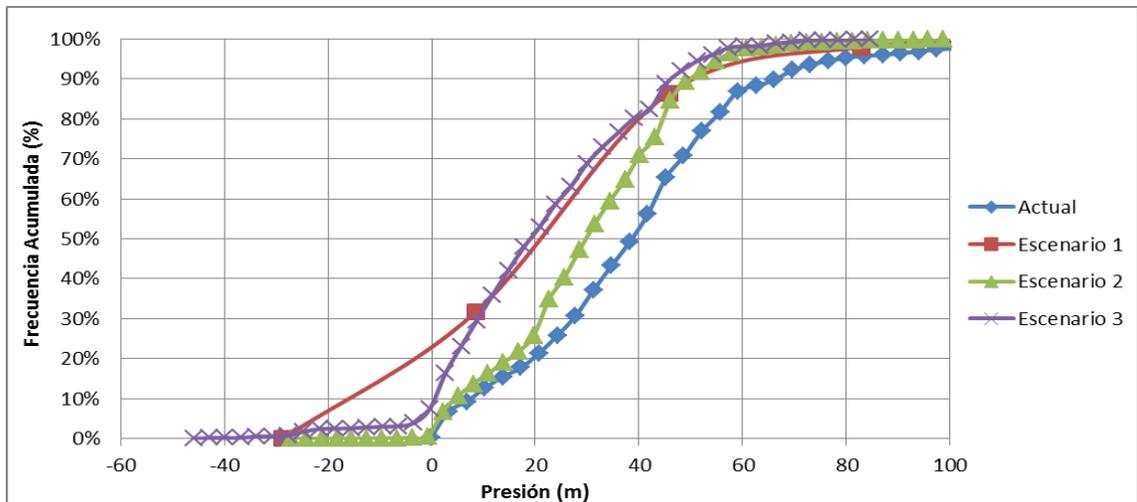


Figura 25. Frecuencia acumulada de las presiones obtenidas en la condición actual y en los diferentes escenarios hidráulicos.

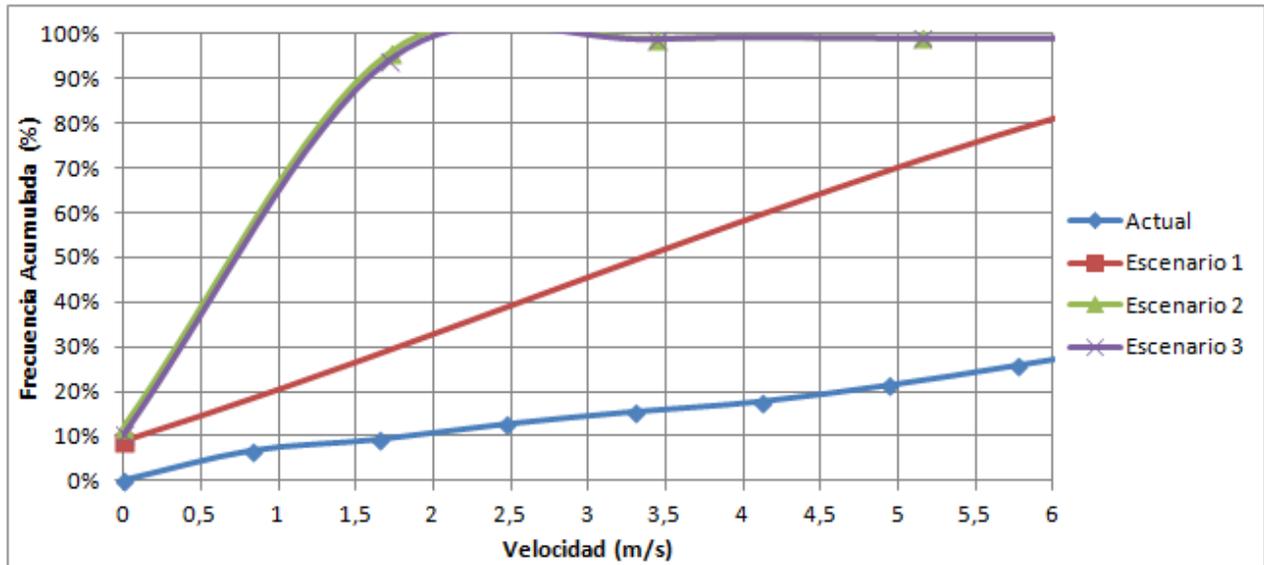


Figura 26. Frecuencia acumulada de las velocidades obtenidas en la condición actual y en los diferentes escenarios hidráulicos.

Con base en los problemas mostrados en la simulación del SDA en la condición actual (Figura 19), en lo referente al gradiente de elevaciones entre los tanques y las fuentes (presiones negativas y velocidades fuera del rango aceptable (0,5-3m/s), se propuso como se muestra en la Tabla 22, instalar válvulas de control de flujo (FCV), ciertas válvulas sostenedoras de presión (PSV) y reductoras de presión (PRV), mostradas con su respectivo valor

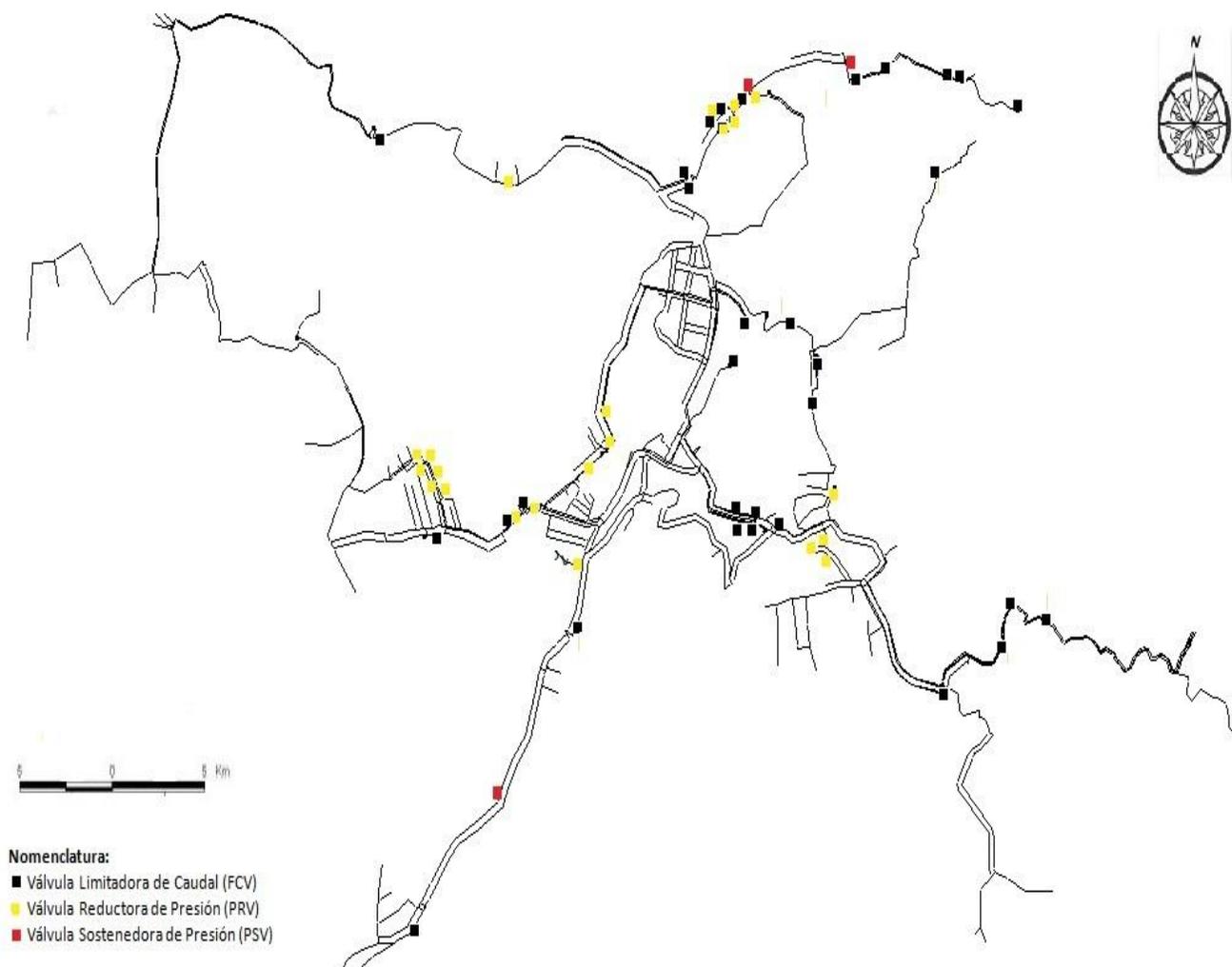
de consigna (parámetro que indica las condiciones de operación de la válvula, dado en m ( PRV,PSV) y l/s (FCV)), ubicarlas en el punto correspondiente como se indica en la Figura 27.

También en la Tabla 22, se recomendó instalar válvulas PRV, debido a los problemas de presiones altas mostrados en la simulación ejecutada para el Escenario 1 del SDA (Figura 20).

# Esquema de control operativo (presiones y velocidades)

Se utilizó estadística descriptiva para presentar los resultados de los controles hidráulicos presiones y velocidades del SDA de manera cuantitativa.

La Figura 27, ilustra la ubicación de los tipos de válvulas de control que componen la propuesta de control operativa (presiones y velocidades) basada en los resultados obtenidos en la simulación realizada y en la Tabla 22, se muestra detalladamente la cantidad de cada tipo y su respectivo valor de consigna.



**Figura 27.** Ubicación de las diferentes válvulas propuestas, con base en la simulación realizada del SDA de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

<b>TABLA 22. PROPUESTA DE CONTROL OPERATIVO (PRESIONES Y VELOCIDADES)</b>			
Sigla	Nombre de la válvula	Cantidad total	Intervalo valores de Consigna
PRV	Reductora de presión	23	20-40 (m)
FCV	Limitadora de caudal	29	1,5-12 (l/s)
PSV	Sostenedora de presión	3	60-72 (m)
<b>TOTAL</b>		<b>55</b>	

A manera de resumen en la Tabla 23, se muestra cuantitativamente el porcentaje de la red que cumple con el rango permisible.<sup>57</sup>

<b>TABLA 23. CONDICIÓN ACTUAL DEL ACUEDUCTOS Y DIVERSOS ESCENARIOS HIDRAULICOS</b>		
Condición	Velocidades	Presiones
	% Valores permisibles: 0,5-3 (m/s)	% Valores permisibles: 10-50 (m)
Actual	9,41	61,00
Escenario 1	31,21	54,00
Escenario 2	86,25	74,50
Escenario 3	84,65	59,22

---

<sup>57</sup> AyA, 2003

# Análisis de resultados

El análisis de resultados se presentó en tres fases establecidas cronológicamente, según se obtuvieron los resultados.

## Balance de masas del sistema

En la Tabla 17, se realizó el análisis sobre la demanda promedio total del sistema que fue 2343,15 m<sup>3</sup>/d, de ahí se obtuvo que la capacidad de almacenamiento combinado total de los tanques cubre un 85,86% de esa demanda. De ahí que se debe analizar si ya puesto en funcionamiento el sistema (incluidos los rebases y la falta de control), se pueda generar algún cambio en estas proporciones.

No se consideró aceptable la capacidad de almacenamiento, ya que según las deducciones obtenidas, la mayoría de los tanques se diseñan con una porción para su oscilación y regulación, la cual ronda en el orden del 30%, emergencias e incendios, tales como cortes de luz, roturas en tuberías de agua de gran tamaño y cierres inesperados de las instalaciones de suministro de agua, que puede causar el fallo del SDA si el agua no está disponible en el reservorio en una pequeña fracción. De ahí que esta capacidad combinada de los tanques no debe sobrepasar el 40%, ya que deben de satisfacer la demanda durante estas situaciones de emergencia y también para prevenir un posible envejecimiento del agua.<sup>58</sup>

Además de simplemente proporcionar un volumen de almacenamiento, se debe proporcionar una forma de lograr presurizar el sistema en caso de una pérdida de la capacidad de bombeo (por ejemplo, corte de energía, rotura de tubería principal). Tal presurización ayuda a

prevenir la contaminación de las conexiones cruzadas si el bombeo se debe perder.<sup>59</sup>

No obstante, se debe aclarar que la selección del volumen óptimo del tanque, implica un equilibrio entre una mayor confiabilidad del sistema contra los costos y problemas que presente. Lo anterior debido a que tanques muy grandes, comparados con la demanda del sistema, aparte de generar un incremento en los costos de construcción, puede provocar problemas, pues algunos poseen equipos de desinfección y puede que no se ejecute uniformemente un contacto del agua con las partículas de cloro, para formar el cloro residual.<sup>60</sup>

Por otra parte, en lo que respecta a la producción de las nacientes que componen el SDA, es importante aclarar que el presente proyecto presenta incertidumbre en torno a los aforos de la mayoría de las fuentes, ya que se realizaron en los periodos desde 1999 hasta el 2009 y no necesariamente reflejan el potencial de producción hidrológico de las mismas, de ahí que con base en dichos aforos, en la Tabla 18 se utilizó estadística descriptiva, con base en ello se apreció que el grado de dispersión del conjunto de los datos ronda entre los (0,90-2,54) l/s, exceptuando la fuente F30, ya que solo se realizó un único aforo en mayo del 2009, sin embargo se pronostica que las nacientes, puedan abastecer a la mayor parte del acueducto durante el verano.

Es importante recalcar que la relación porcentual (coeficiente de variación) entre el valor de la media y la desviación estándar ronda entre los (9,60-25,24)%, esto nos indicó que los aforos son poco variables u homogéneos con relación a la media, exceptuando la naciente F30 (no se registraron otros aforos) y F28 que posee un valor de 51,14% lo que indica que en esta fuente los aforos realizados entre los años 2007-2009,

---

<sup>58</sup> Walski et al, 2001

---

<sup>59</sup> Idem

<sup>60</sup> Idem

son variables o heterogéneos con relación a la media.

Con base en lo anterior en la Tabla 19, se muestra que para el sector Santa Elena y Monteverde, existe un 68% de probabilidades que la producción de las nacientes se encuentre en el rango de (654,91-1944,86) m<sup>3</sup>/d para el primer sector y para el segundo (1888,7-3703,1) m<sup>3</sup>/d. Es importante mencionar que para el sector Cañitas no se obtuvieron estos rangos de probabilidades ya que solo se contó con un único aforo y los restantes sectores no poseen ninguna fuente de producción. Cabe recalcar que analizando todas las nacientes que componen el SDA (punto mínimo, promedio y máximo) contra la demanda media, se muestra numéricamente que se abastece eficientemente la demanda con un superávit de (4619,82; 5923,60; 7724,17) m<sup>3</sup>/d sucesivamente para la producción mínima, promedio y máxima, con base en los periodos 1999-2009.

Por otra parte, en las tablas 17 y 19 se evidenciaron sectores (Figura 11), muy críticos como lo son los Llanos, ya que no posee ninguna fuente, ni capacidad de almacenamiento (tanque) propia. Cerro Plano se encuentra en una condición similar ya que es el sector que posee la mayor demanda con 964 m<sup>3</sup>/d y tampoco tiene fuentes propias, para la producción del recurso hídrico.

Con base en las Tablas 17 y 19, VA es el tercer sector que más consume agua (417,31 m<sup>3</sup>/d) y no posee fuentes propias de agua. Santa Elena tiene mayor capacidad de almacenamiento y Monteverde produce la mayor cantidad de agua (2503,87 m<sup>3</sup>/d). Con base en lo mencionado, se evidenció la dependencia que existe entre los diferentes sectores poblacionales, para abastecer a las diferentes comunidades que no poseen nacientes.

## Evaluación numérica del modelo

Cabe recalcar que el presente análisis es una propuesta operativa (velocidades y presiones) basada en las particularidades encontradas en la simulación del SDA, donde la caracterización del

sistema (longitudes y diámetros de tuberías, niveles topográficos y demanda de los usuarios), presentan diversas fuentes de incertidumbre que se introdujeron al sistema (precisión de la información espacial (+/-) 7m, entre otras), de ahí que no necesariamente refleja la condición actual del SDA y en un futuro se debe de entrar en un proceso exhaustivo de calibración para validar los resultados mostrados en el presente proyecto.

### Condición actual sistema

Se partió del hecho que todo el SDA se encontró abierto, además de que todas las válvulas contenidas son de tipo compuerta (mecánicas), de ahí que se modelaron como válvulas de regulación (TCV), ya que estas son bidimensionales (el flujo se puede dar en dos direcciones) y pueden simular una válvula de corte parcialmente cerrada.<sup>61</sup>

Por otra parte con base en la Figura 15, se puede ejemplificar la situación particular encontrada en la simulación del SDA, ya que donde se tiene un embalse (fuente) y un depósito (tanque) determinado, la razón física del problema planteado anteriormente, se fundamenta en la Ecuación General de la Energía (ampliación de la ecuación de Bernoulli), como se explicó en la memoria de cálculo, el diferencial de altura entre los puntos es elevado y se obtiene una velocidad alta, lo que generó una gran cantidad de flujo circulando por la misma, esto ya que el flujo es función de la energía disponible (como se demostró en la memoria de cálculo), por ese motivo no se podía resolver la red.

En la Figura 19, se observa la particularidad encontrada anteriormente donde en los puntos A (VA), B, C y D (Santa Elena), entre los embalses y los reservorios se muestra en color rojo, donde según la nomenclatura de la figura, muestra que se encuentran altas velocidades (superiores a 3 m/s como máximo permitido).<sup>62</sup>

Por otra parte, en la Figura 25, con base en el diagnóstico del modelo hidráulico del SDA en lo que a presiones respecta, un 30% se encuentra por encima de los 50 m.<sup>63</sup> Por otra parte en la Figura 26 se muestra que el 85% del SDA, presenta velocidades superiores a los 3 m/s

<sup>61</sup> Walski et al, 2001

<sup>62</sup> AyA, 2003

<sup>63</sup> Idem

reglamentarios. De ahí que se propuso un esquema de control operativo para solventar estas particularidades encontradas en el modelo hidráulico (no necesariamente demuestran la condición real del SDA), como se muestra en los siguientes escenarios.

En la Tabla 20, se mostró que los Llanos es el sector más crítico en cuanto a velocidades se refiere, ya que no se mostró flujo alguno al momento de realizar la modelación. Lo anterior es previsible, ya que este sector poblacional no cuenta con fuentes propias de abastecimiento, ni de almacenamiento del agua, de ahí que requiere de la producción de otros sectores y como se realizó el análisis en una condición estática, en ese instante todavía no circuló agua proveniente de alguna fuente cercana.

También en la Tabla 20, se ilustra que los sectores Cerro Plano, Santa Elena, Cañitas, Monteverde y VA, presentan un 11,90%, 13,22%, 9,37%, 7,10% y 4,14%, sucesivamente dentro del rango considerado como aceptable para velocidades (0,5-3 m/s).<sup>64</sup>

En la Tabla 21, retomando el tema de las presiones, el sector Cañitas es el más crítico de los sectores poblacionales que componen el SDA, ya que únicamente el 39% se ubica entre los valores considerados como aceptables (10-50 m). El sector VA, posee un 60% entre ese rango.<sup>65</sup>

Además en la Tabla 21, el sector los Llanos y Santa Elena (Sur Oeste), se registra un 85% y 77% sucesivamente con presiones en el rango aceptable. En el Sector Santa Elena (Norte), en la Figura 17 se observó ciertas partes con color rojo, esto quiere decir que se presentaron presiones negativas inaceptables, en los puntos B (Santa Elena), C (Cerro Plano), D (Monteverde) y también presiones muy altas por encima de los 60 m como se muestra en el punto A (Cañitas).

Con base en los resultados obtenidos de la simulación realizada del SDA, la topología de la red y el análisis realizado en los párrafos anteriores, se pronosticó que la Asociación Administrativa del Sistema de Distribución de Agua Potable (ASADA), de las regiones en estudio podrían poseer deficiencias en lo referente a la gestión técnica del acueducto, con solo observar la complejidad de la red aunado a

la gran cantidad de tuberías conectadas (nuevas y antiguas) (Tabla 12), tanques (Tabla 13) y válvulas, operadas sin ningún tipo de control hidráulico.

## Escenarios hidráulicos

Se recomendó con base en las particularidades mostradas en la simulación de la condición actual del SDA (Tablas 20 y 21), la colocación de válvulas de control, estas son utilizadas para regular ya sea flujo o presión, con base en el valor de consigna empleado (condición de operación de la válvula).<sup>66</sup> De ahí que se propusieron tres escenarios hidráulicos, analizados a continuación:

### Escenario 1

Se recomendó como parte de la propuesta de mejoras operativas (velocidades y presiones) como se muestra en la Figura 15, la colocación de válvulas limitadoras de caudal, ya que la única forma de controlar ese gasto es colocando un dispositivo de control, de ahí que se sugirió obturar la entrada aguas arriba del depósito (tanque), fundamentado en que el flujo que se encuentra, es función de la energía máxima disponible (ver memoria de cálculo).

En la Figura 24, se muestra a simple vista que se logró disminuir las velocidades tan elevadas entre los embalses y reservorios (Figura 15), de ahí que en la Figura 26, se muestra que el 48% del SDA se encuentra con velocidades inferiores a los 3 m/s, producto de la propuesta de mejoras operativas mencionadas anteriormente.

Por otra parte, en la Figura 20, en lo que respecta al control hidráulico presión, se muestran regiones que presentan presiones altas por encima de los 60 m, en los puntos nombrados como A (Cañitas), B (Santa Elena), C (VA) y D (Monteverde), producto de esto en el Escenario 2, se resolvió esta particularidad encontrada.

Para solucionar otros problemas en la red, se propuso como se muestra en la Figura 27 y la Tabla 22, instalar válvulas de control de flujo

<sup>64</sup> AyA, 2003

<sup>65</sup> Idem

<sup>66</sup> Walski et al, 2001

(FCV) y ciertas válvulas sostenedoras de presión (PSV), para mantener la presión aguas arriba de la válvula para que esta no caiga por debajo de un valor de consigna, asignado mediante una aproximación con base en la demanda del sector en el cual fue propuesta la válvula, con la finalidad que cuando se presente la sobrepresión, la válvula se abra liberando el exceso de presión a manera de caudal. De manera tal que se pueda estabilizar el sistema.<sup>67</sup>

Por otra parte, analizando el sentido físico, del logaritmo de cálculo empleado por EPANET, este se fundamenta en el método del gradiente. Se debe aclarar que para una válvula limitadora de caudal (FCV) activa que vaya del nudo *i* al *j*, con cierto valor de consigna, este es añadido al caudal que sale del nudo *i* y al caudal que entra al nudo *j*. Si la altura en el nudo *i* es menor que la del nudo *j*, entonces la válvula no puede proporcionar el caudal y es tratada como una tubería abierta.<sup>68</sup>

Además el caudal que atraviesa una PRV activa es forzado a entrar por el nudo aguas abajo, con ello se fuerza a la altura en el nudo aguas abajo a tomar el valor de consigna, mientras que el que atraviesa una PSV es obligado a salir del nudo aguas arriba y se procede de manera análoga, excepto que el utilizado es el nudo aguas arriba *i*. Cuando las PRVs o PSVs están totalmente abiertas o cerradas, sus coeficientes son tratados del mismo modo que para las tuberías.<sup>69</sup>

## Escenario 2

Para controlar las altas presiones mostradas en el Escenario 1, se propuso como se muestra en la Figura 27 y Tabla 22, instalar válvulas reductoras de presión (PRV) con su respectivo valor de consigna (parámetro que indica las condiciones de operación de las válvulas, dado en m) y ubicarlas en el punto correspondiente como se indica.

Con base en la Figura 21, se observa que después de incluir las válvulas mostradas en la Figura 27, existen sectores que poseen presiones superiores a los 50 m, como se muestra en los puntos A (Los Llanos) y B (Monteverde). No obstante, esto está permitido para ramificaciones

marginales (extremos de la red), de ahí que según la Figura 25, un 90% del SDA posee presiones inferiores a los 50 m. Y en lo que respecta al control hidráulico velocidad en la Figura 26, se muestra que el 100% del SDA presenta velocidades inferiores a los 3 m/s reglamentarios, de ahí que con base en la simulación realizada del SDA, se resolvió la particularidad encontrada en el modelo, es importante mencionar que no necesariamente puede darse esta situación en la realidad, de ahí que se recomienda ejecutar un proceso exhaustivo de calibración del modelo, para validar los resultados descritos en el presente proyecto.<sup>70</sup>

## Escenario 3

Como se mostró en la metodología, este escenario a diferencia de los 2 primeros, que se basaron en la demanda promedio más un 20% de agua no contabilizada (ANC), se fundamentó en la demanda máxima (2,25 veces la demanda promedio) que puede existir en el SDA (similar al pico máximo) con todas las mejoras propuestas de los anteriores escenarios.

Con respecto a las presiones en los sectores poblacionales que más demanda poseen, es donde más notoria se hace la diferencia en relación con el Escenario 2 (demanda media); por ejemplo, con base en la Tabla 21, Cerro Plano pasó de tener un 90% de su red en el rango aceptable de presiones a un 55,63%, mientras que Monteverde (el de menor demanda con 120,10 m<sup>3</sup>/d) es el sector que menos afectación tuvo, ya que pasó de un 52,66% a un 50,47%.

También en la Figura 26, se muestra el comportamiento en cuanto a velocidades, con base en ello, se observó que un 100% del acueducto presenta velocidades inferiores a los 3 m/s y un 40% inferiores a los 0,5 m/s, de ahí que aproximadamente un 60% del SDA cumple con el rango considerado como aceptable (0,5-3 m/s).<sup>71</sup>

Con respecto a la Tabla 20, sucedieron cambios importantes en ciertos sectores poblacionales, ya que se produjo un aumento en las velocidades, para situarse por encima de los 0,5 m/s, de ahí que el rango considerado como aceptable (0,5-3 m/s) aumentó en Santa Elena

<sup>67</sup> Méndez, 2008

<sup>68</sup> Rossman, 2000

<sup>69</sup> Idem

<sup>70</sup> AyA, 2003

<sup>71</sup> Idem

(20,23% a 37%), Cañitas (19% a 22%) y Monteverde (18,69% a 53%).<sup>72</sup>

## **Esquema de control operativo (presiones y velocidades)**

En la Figura 25, se mostró la ubicación de las válvulas propuestas como esquema de control operativo, en lo que a presiones y velocidades se refiere con base en la simulación realizada. Con base en la Tabla 22, en total se propuso la colocación de 55 válvulas de control. Además en el apéndice 5 (Esquema de control operativo) se desglosa que 23 de ellas, son reductoras de presión, donde un 65,22% de ellas poseen un valor de consigna de 20m; 29 limitadoras de caudal, en las que un 24,32% de ellas poseen un valor de consigna de 12 l/s y 3 sostenedoras de presión, con valores de consigna de 60, 62 y 72 m. Para mayores detalles en lo respecta con el respectivo valor de consigna y localización de las válvulas refiérase al Apéndice 5.

Como se muestra en la Tabla 23, el acueducto disminuyó el rango inaceptable, ya que pasó de un 90,59% a un 13,75% para velocidades y de un 39% a un 25,50% para presiones. Cabe recalcar que los datos obtenidos anteriormente, son una representación física con base en la simulación realizada del SDA y puede que no necesariamente refleje con exactitud la situación actual del acueducto, de ahí que se recomienda entrar en un proceso exhaustivo de observación de campo y de calibración del modelo hidráulico, para validar la simulación de la condición actual del SDA.

---

<sup>72</sup> AyA, 2003

# Conclusiones

La topología de la red, no es la más adecuada debido a la cantidad de tuberías conectadas (nuevas y antiguas), tanques y válvulas. Además, de que se desconocía cómo estaban operando dichas válvulas.

El SDA de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, según la simulación realizada, se presagia pueda presentar particularidades en torno a la operatividad, relacionado con presiones (39%) y velocidades (90,59%), fuera del rango permisible.

Con base en la simulación realizada, en lo que respecta a la capacidad teórica de almacenamiento del SDA (85,86%), no se considera aceptable ya que se pronostica pueda sobrepasar excesivamente en un 35% aproximadamente el almacenamiento de la demanda media y cierta porción para la oscilación, regulación, emergencias (cortes de luz, roturas en tuberías de agua de gran tamaño y cierres inesperados de las instalaciones de suministro de agua) e incendios.

Los sectores poblacionales Cerro Plano, los Llanos y VA no poseen fuentes propias de abastecimiento, de ahí que dependen directamente de otros sectores para suplir sus respectivas demandas.

Se analizaron numéricamente tres escenarios, en el primero, se evaluó el gradiente de elevaciones que existe entre las fuentes y los tanques, en el segundo, el problema de las presiones altas y en el último escenario se introdujo la demanda máxima para observar el comportamiento hidráulico en lo que respecta a presiones y velocidades en el SDA.

Con base en el modelo hidráulico realizado, se especula que con la colocación de 55 válvulas de control (23 reductoras de presión, 29 limitadoras de caudal y 3 sostenedoras de presión) en ciertas partes del SDA, este se pueda estabilizar en cuanto a velocidades (86,25%) y presiones (74,50%) consideradas como permisibles.

Si se llegaran a implementar las mejoras propuestas en el modelo hidráulico y evaluando la demanda máxima del SDA, se presume que un 59,22% y 84,65% de las presiones y velocidades se encuentren en los rangos establecidos en la legislación nacional.

# Recomendaciones

A la hora de elaborar los planos del SDA, se deben de crear con ciertos metadatos o formateados de cierta manera, para que sea fácil de traducirlos a INP de EPANET. De ahí que se debe desarrollar la costumbre de elaborar los planos pensando en que estos en algún momento se van a traducir.

En lo referente al tema del gradiente topográfico elevado que existe entre ciertas fuentes y embalses, se recomendó obturar la entrada aguas arriba del depósito (tanque), colocando válvulas reguladoras de caudal (FCV) en ciertos puntos donde fuera necesario.

Si se desean modelar los sistemas en forma independiente, se debe ejecutar de manera separada, es decir realizar un modelo individual por cada sistema y así obtener las recomendaciones del caso.

Los valores de presiones y velocidades del SDA son una respuesta numérica del modelo a una situación potencialmente real, de ahí que los resultados del presente proyecto son una propuesta simulada del comportamiento y para sacarle mayor provecho a la simulación, se debe de entrar en un proceso exhaustivo de observación de campo, calibración y validación.

Realizar mediciones de aforos totales de las nacientes, por el máximo tiempo posible.

Capacitar al encargado por parte de la ASADA para dar mantenimiento al SDA en general con las mejoras propuestas (válvulas).

Realizar una mejora administrativa en lo referente a facturación, recaudación y manejo de los datos de consumo.

Si se llegaran a implementar las mejoras propuestas en el modelo hidráulico y evaluando la demanda máxima del SDA, se recomienda realizar un estudio más a fondo en ciertos puntos que no cumplen con el intervalo considerado como permisible, para proponer la colocación de otras válvulas en estos sectores.

# **Apéndice**

## **1. Figura y mapa de flujos de la situación actual y de los diferentes escenarios hidráulicos del sistema de distribución de agua potable**

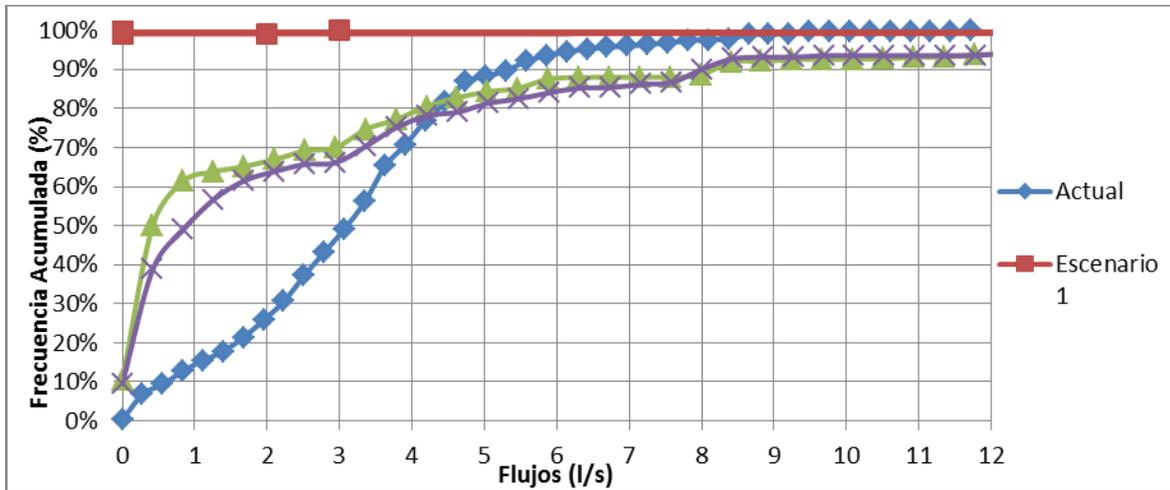


Figura 1. Flujos de la situación actual y diferentes escenarios hidráulicos.

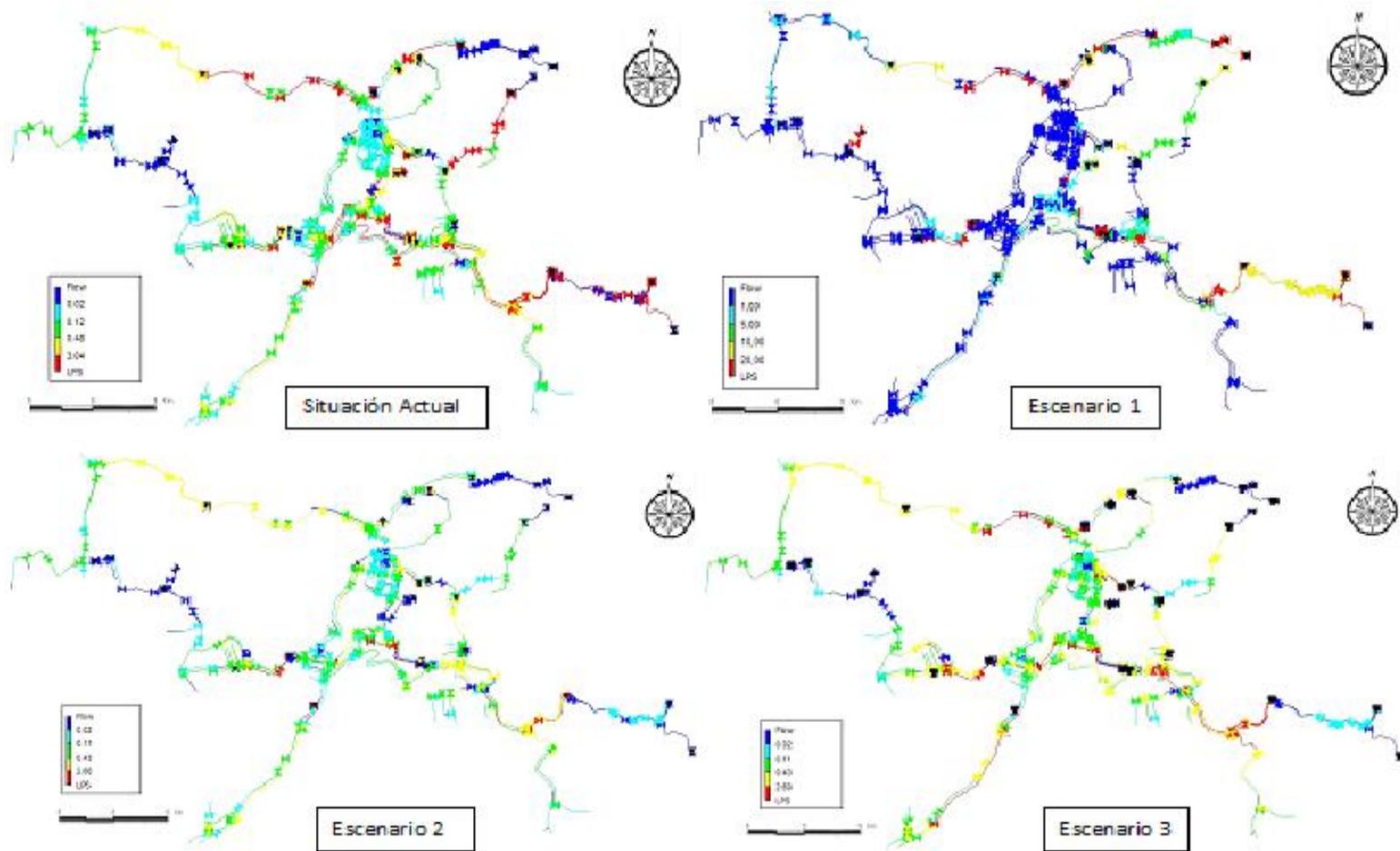


Figura 2. Mapa de flujos de la situación actual y de los diferentes escenarios hidráulicos del sistema de distribución de agua potable.

## **2. Descripción tanques que componen el sistema**

La Tabla 1 muestra la estadística de distribución de los diversos tanques de almacenamiento dentro del sistema integrado de distribución de agua potable.

Cabe recalcar que esta tabla se desglosa con base en cada sistema, sector, tipo de tanque y su volumen de almacenamiento, para luego a partir de esto concluir la capacidad de almacenamiento del sistema integrado de distribución de agua potable comparado con la producción de las fuentes.

**TABLA 1. DIVERSOS TIPOS DE TANQUES CON SU CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO, SEGÚN CADA SISTEMA**

Sistemas	Tipo de Tanque	Punto de referencia Topográfico	Sector	Volumen de Almacenamiento (m <sup>3</sup> )
1	Reunión	42	Santa Elena	45
	Reunión	53		45
	Almacenamiento	26A		16
	Almacenamiento	26B		42
	Almacenamiento	32		77
	Almacenamiento	7		50
	Quebra Gradientes	23		1,5
	Almacenamiento	32		77
	Quebra Gradientes	241	Cañitas	1,5
	Quebra Gradientes	531		1,5
	Cisterna	710		50
	Almacenamiento	194A		75
2	Almacenamiento	495-496	Santa Elena	34
	Almacenamiento	811		50
	Almacenamiento	382B		400
	Almacenamiento	496		34
	Cisterna	2500A	VA	100
	Almacenamiento	2501A		200
	Quebra Gradientes	381	Santa Elena	1,7
3	Reunión	567-568	Monteverde	10
	Almacenamiento	484	Santa Elena	83
	Almacenamiento	373 (1)		13
		373 (2)		13
	Almacenamiento	338		29
	Almacenamiento	484(1)	Monteverde	84
	Almacenamiento	484(2)		400
	Reunión	5B	VA	2,8
	Quebra Gradientes	266		1,5
	Almacenamiento	287	Cerro Plano	150
	Almacenamiento	338		29
	Cisterna	367		9
Almacenamiento	342A	200		

### **3. Descripción de las fuentes que componen el sistema**

El acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde, posee tres sectores de nacientes, de las cuales actualmente utiliza 20 fuentes para abastecer a las 4 comunidades. Además, se pretende captar 13 nacientes más para suplir el caudal faltante actualmente en el verano y contar con el caudal necesario para abastecer el crecimiento futuro de estas comunidades.

En la Tabla 2, se describen los aspectos más importantes de cada uno de los 3 sectores de nacientes, en conjunto con las nacientes a proponer para su utilización, junto con el sector de nacientes de la Fundación del Pájaro Campana, el cual no se va a utilizar para dicho sistema integrado, pero que resulta importante conocer que se dispone de esta naciente para futuras mejoras al sistema integrado, en caso que se requieran.

**TABLA 2. DESCRIPCIÓN DE LOS SECTORES DE NACIENTES DEL SISTEMA, CON BASE EN LOS AFOROS REALIZADOS ENTRE LOS AÑOS 1999-2009**

Sistema	Sector de Nacientes	Caudal en el año (L/s)		Descripción
1	Ira Rosa	Mayor	10.68	Son las nacientes que se encuentran a mayor altura, con una elevación aproximada entre los 1655 – 1680 m.s.n.m. y posee 8 captaciones de fuentes. El agua de cada una de las nacientes se conduce por medio de un tubo independiente hasta el tanque de reunión, excepto las nacientes F1A y la F5.( <i>Tabla 4</i> )
		Promedio	6.94	
		Menor	4.03	
2	Leonel Quesada	Mayor	6.10	Son las nacientes que se encuentran a menor altura, con una elevación aproximada entre los 1330 – 1340 m.s.n.m. y actualmente existen 2 captaciones de Fuentes. El agua de cada una de las nacientes se conduce por medio de un tubo independiente hasta el tanque de almacenamiento. ( <i>Tabla 5</i> )
		Promedio	4.06	
		Menor	2.31	
3	Belmar	Mayor	16.17	Se encuentran a una elevación aproximada entre los 1410 – 1430 m.s.n.m. y posee 5 captaciones de fuentes. El agua de 4 de estas nacientes captadas se conduce por diferentes tubos hasta el tanque de reunión de 10 m <sup>3</sup> y de ahí se traslada al tanque de almacenamiento Belmar, por medio de 2 tubos. Hay 2 Fuentes que se inyectan directamente en otra captación. ( <i>Tabla 6</i> )
		Promedio	12.67	
		Menor	10.18	
Nuevo	Belmar	Mayor	13.21	Se encuentra una fuente que estaba mal captada y en uso por la Cooperativa de Productores de Monteverde, quienes no utilizaban todo el caudal que produce la naciente, por lo que la ASADA, denunció ante el Departamento de Aguas del MINAE un caudal de 4.75 L/s. Para aprovechar este importante recurso hídrico en el abastecimiento actual de las 4 comunidades, la ASADA construyó una nueva estructura de captación y por medio de una Tubería de Conducción de PVC 150 mm., transportó el caudal que le corresponde hasta el tanque de reunión de 10 m <sup>3</sup> . ( <i>Tabla 7</i> )
		Promedio	9.33	
		Menor	6.40	
No se utiliza	Fundación del Pájaro Campana	Mayor	36.48	En otro sector del acueducto, existe una nueva naciente sin captar, la cual es de mucho caudal y se ubica a menor elevación que las 4 comunidades que abastecen este acueducto, por lo que su utilización sería por bombeo. Este recurso hídrico podrá reforzar el
		Promedio	25.16	







En las siguientes tablas, se muestra la distribución de las diversas nacientes en conjunto con las nacientes a proponer de cada sistema y la producción promedio de cada una de ellas.

<b>TABLA 7. DATOS DE LA PRODUCCIÓN PROMEDIO DE CADA NACIENTE, PARA EL SISTEMA 1.</b>	
<b>Naciente</b>	<b>Producción promedio de la naciente (l/s)</b>
F1	0,06
F1A	0,06
F2	0,06
F3	0,06
F4	0,06
F5	0,06
F6	0,06
F7	0,06
F30	51,15
<b>TOTAL</b>	<b>51,63</b>

<b>TABLA 8. DATOS DE LA PRODUCCIÓN PROMEDIO DE CADA FUENTE, PARA EL SISTEMA 2.</b>	
<b>Naciente</b>	<b>Producción promedio de la naciente (l/s)</b>
F8	0,06
F9	0,06
<b>TOTAL</b>	<b>0,12</b>

<b>TABLA 9. DATOS DE LA PRODUCCIÓN PROMEDIO DE CADA FUENTE, PARA EL SISTEMA 3.</b>	
<b>Naciente</b>	<b>Producción promedio de la naciente (l/s)</b>
F10	12,67
F11	
F12	
F13	
F14	
F15	9,33
F28	3,41
F22	3,19
F23	4,09
F24	1,12
F25	0,58
<b>TOTAL</b>	<b>34,39</b>

## 4. Descripción de la demanda del sistema

Una vez que se conoce la producción de los sistemas, la Tabla 12 muestra la demanda de cada uno de ellos con base en el informe de

estudio integral del acueducto de Santa Elena y Cerro Plano de Monteverde.

Luego de haber definido la demanda promedio para los diferentes tipos de acometidas, es importante definir el número de estas acometidas en cada uno de los sistemas, como lo muestran las Tablas 10, 11 y 12, para determinar la demanda promedio total del sistema y compararla con la producción de las fuentes.

<b>TABLA 10. NÚMERO TOTAL DE ACOMETIDAS, SEGÚN SU FINALIDAD PARA EL SISTEMA 1.</b>		
<b>Finalidad de acometida</b>	<b>Sectores</b>	
	<b>Canitas</b>	<b>Santa Elena</b>
Casas	167	49
Escuela	1	---
Hoteles o cabinas	2	2
Iglesia	1	---
Lotes	5	20
P. Salud	1	---
Restaurantes	---	2
Salón Comunal	1	---
Talleres o Fabricas	4	---
Tiendas	2	---
<b>TOTAL</b>	<b>184</b>	<b>73</b>

<b>TABLA 11. NÚMERO TOTAL DE ACOMETIDAS, SEGÚN SU FINALIDAD PARA EL SISTEMA 2.</b>	
<b>Finalidad de acometida</b>	<b>Sector</b>
	<b>Santa Elena</b>
Casas	155
Escuela	12
Hoteles o cabinas	4
Iglesia	2
Lotes	5
Oficinas	3
P. Salud	1
Restaurantes	8
Talleres o Fabricas	2
<b>TOTAL</b>	<b>192</b>

<b>TABLA 12. NUMERO TOTAL DE ACOMETIDAS, SEGUN SU FINALIDAD PARA EL SISTEMA 3.</b>					
<b>Finalidad de acometida</b>	<b>Sectores</b>				
	<b>Monteverde</b>	<b>Cerro Plano</b>	<b>Los Llanos</b>	<b>Santa Elena</b>	<b>C.V.</b>
Albergues	1	---	---	---	---
Casas	50	475	112	4	168
Centro Comercial Grande	---	1	---	---	---
Centro Recreativo Natural	---	2	---	---	1
Escuela	2	3	1	1	1
Hoteles o cabinas	2	26	---	1	1
Iglesia	---	1	---	1	---
Lotes	---	41	6	---	166
Oficinas	1	---	---	---	---
P. Salud	---	1	---	---	---
Restaurantes	4	32	---	---	---
Talleres o Fabricas	4	1	1	---	---
Tiendas	3	---	---	---	---
<b>TOTAL ACOMETIDAS</b>	<b>67</b>	<b>583</b>	<b>120</b>	<b>7</b>	<b>337</b>

## 5. Esquema de control operativa

Con base en los problemas mostrados a nivel de simulación de la condición actual del SDA, se propuso como se muestra en la Tabla 13, instalar las válvulas de control de flujo (FCV), reductoras de presión (PRV) y ciertas sostenedoras de presión (PSV) mostradas con su respectivo valor de consigna (parámetro que indica las condiciones de operación de la válvula, dado en m para PSV y en l/s para FCV) y ubicarlas en el punto correspondiente como se indica, con su diámetro respectivo. De manera tal que se pueda estabilizar el sistema en cuanto a velocidades y presiones negativas. Cabe recalcar que las Tablas 14 y 15, son una propuesta de operación bastante realista, ya que la caracterización del sistema (niveles topográficos, longitudes y diámetros de tuberías, demanda de los usuarios) fue bastante precisa.

<b>TABLA 13. PROPUESTA DE CONTROL OPERATIVO (PRESIONES Y VELOCIDADES)</b>					
Sigla	Nombre de la válvula	Cantidad total	Consigna m	Cantidad	Fracción del total (%)
PRV	Reductora de presión	23	20 m	15	65,22
			30 m	4	17,39
			35 m	2	8,70
			40 m	1	8,69
FCV	Limitadora de caudal	29	1,5 l/s	2	5,40
			2 l/s	5	13,51
			3 l/s	6	16,21
			4 l/s	6	16,21
			8 l/s	9	24,32
			10 l/s	1	2,70
			12 l/s	8	21,65
PSV	Sostenedora de presión	3	60 m	1	33,33
			62 m	1	33,33
			72 m	1	33,33
<b>TOTAL</b>		<b>55</b>			

<b>TABLA 14. VÁLVULAS IMPLEMENTADAS EN EL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CONTROL DE PRESIONES Y FLUJOS, DEL ESCENARIO 1.</b>								
Sector	Localización		Nombre	Nodo Inicial	Nodo Final	Diámetro	Tipo	Consigna
	X	Y						
SE	446662,15	256739,02	V16	N108	N107	75	FCV	12
	446661,36	256742,13	V17	N109	N110	150	FCV	12
	446256,67	256639,85	V21	N134	N20SE	100	PSV	60
	446334,92	256641,25	V22	N137	N138	50	PSV	72
	446186,74	256568,24	V25	N8	N7	75	FCV	3
	446195,34	256556,20	V26	N10	N9	75	FCV	3
	446182,91	256549,93	V27	N11	N12	50	FCV	1,5
	446176,67	256558,52	V28	N13	N14	50	FCV	1,5
	445998,01	256387,65	V29	N24	N23	75	FCV	8
	445994,02	256379,93	V31	N27	N28	150	FCV	8
	447047,99	256382,53	V36	N811SE	N74	75	FCV	8
	446542,81	255806,81	V46	N150	N149	100	FCV	3
	446538,44	255806,08	V47	N151	N152	75	FCV	2
	446261,95	255906,99	V51	N55	N56	150	FCV	4
	446331,46	255934,81	V81	N29	N228	75	FCV	2
	446179,06	255778,07	V84	N236	N235	50	FCV	8
	447214,85	256704,01	V_F7_SE	N_15	N_14	600	FCV	12
	447147,51	256679,41	VI1	NP1	NP2	100	FCV	12
	447371,87	256590,16	V_F4_SE	N_13	N_12	600	FCV	12
446259,17	256644,80	VPI9	N_35	N129	150	PSV	62	

TABLA 14. VÁLVULAS IMPLEMENTADAS EN EL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CONTROL DE PRESIONES Y FLUJOS, DEL ESCENARIO 1.								
Sector	Localización		Nombre	Nodo Inicial	Nodo Final	Diámetro	Tipo	Consigna
	X	Y						
MT	447067,29	254743,12	V126	N309	N310	200	FCV	10
	447369,39	255022,11	V138	N365	N371	100	FCV	12
	447355,92	255020,31	V140	N540	N372	100	FCV	8
	447353,01	255020,69	V141	N541	N373	200	FCV	12
	448289,09	254584,26	VPI1	N_17	N_INTER_0 1	600	FCV	8
	448119,44	254953,72	VPI4	N_33	N_34	100	FCV	12
	448119,41	254951,99	VPI6	N_27	N_28	100	FCV	4
	448118,3	254952,62	VPI7	N_30	N_29	100	FCV	4
	448118,26	254953,55	VPI8	N_31	N_32	100	FCV	4
CP	445490,62	254943,45	V238	N434	N634	75	FCV	4
	446319,75	255253,64	V255	N521	N647	100	FCV	8
	446333,47	255258,08	V260	N531	N530	100	FCV	3
	446267,68	255266,35	V298	N658	N597	150	FCV	8
	446273,36	255270,44	V18	N595	N656	150	FCV	2
	446276,82	255268,98	V294	N594	N652	150	FCV	2
SC	444695,99	256526,03	V195	N417	N565	75	FCV	4
	444685,67	256497,99	VPI12	N418	N_2	150	PRV	20
VA	445305,75	255336,04	VPI2	N462	N573	150	FCV	3
	445298,2	255335,62	VPI3	N581	N464	150	FCV	8
	445304,17	255335,06	VPI11	N461	N574	150	FCV	3
	444903,78	255234,69	V220	N505	N567	75	FCV	2
LL	444700,31	253942,44	V160	N308LL	Ni10	50	PRV	30

**TABLA 15. VÁLVULAS IMPLEMENTADAS EN LA PROPUESTA DE OPERACIÓN DEL SISTEMA INTEGRADO DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE PARA EL CONTROL DE PRESIONES, DEL ESCENARIO 2.**

Sector	Localización		Nombre	Nodo Inicial	Nodo Final	Diámetro	Consigna
	X	Y					
SE	446263,13	256640,35	V20	N132	N133	50	40
	446,166,43	256591,18	V14	N5	N6	50	20
CP	445653,63	255505,33	NUEVAV11	N632	N633	150	20
	445631,86	255520,03	NUEVAV12	N637	N638	150	20
	445529,62	255417,30	NUEVAV13	NUEVON1	N105CP	150	20
	446,375,01	255262,07	NUEVAV14	Ni339CP	N526	150	20
	446373,4	255259,50	NUEVAV15	N339CP	NUEVON2	150	30
	446364,07	255250,16	NUEVAV16	N528	N529	150	30
	444819,91	255220,72	V290	N365CP	N584	50	20
SC	445195,43	256362,19	NUEVAV1	N181SC	N413	150	20
	443911,71	256853,78	NUEVAV2	N211SC	N212SC	150	35
	443910,64	256849,92	NUEVAV3	N211_SC	N212_SC	150	35
VA	444866,24	255262,12	V219	N421	N502	50	30
	444933,37	255265,34	V229	Ni263VA	N291	50	20
	445319	255313,38	NUEVAV4	Nii630VA	N455	150	20
	445323,51	255326,04	NUEVAV5	N453	Niii630VA	150	20
	444990,38	255268,43	NUEVAV6	N427	N426	150	30
	444985,14	255356,24	NUEVAV7	N384	N383	150	20
	444973,99	255354,31	NUEVAV8	N387	Ni258VA	150	20
	444993,56	255273,53	NUEVAV9	N422	N420	150	20
	444778,01	255430,76	NUEVAV10	N340	N331	150	20

# 6. Algoritmo de cálculo utilizado por el simulador EPANET

El método que emplea EPANET para resolver simultáneamente las ecuaciones de continuidad en los nudos y las ecuaciones de comportamiento hidráulico de las tuberías para un instante dado, se llama "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 nudos de caudal y NF nudos de altura dada (embalses y depósitos). La relación entre la pérdida de carga para una tubería que va del nudo i al j, y el caudal de paso puede escribirse como:

$$H_i + H_j = h = rQ_{ij}^n + mQ_{ij}^2 \quad \text{Ecuación 1}$$

Dónde:

H = altura piezométrica en el nudo.

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 (ver más adelante).

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 nudos resolviendo el sistema de ecuaciones:

$$AH = F \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

A = matriz Jacobiana (NxN)

H = vector de incógnitas nodales (Nx1)

F = vector de términos independientes (Nx1)

Una vez calculadas las nuevas alturas resolviendo las ecuaciones (Ecuación 1), los nuevos caudales se obtienen mediante:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - \left( y_{ij} - p_{ij} (H_i - H_j) \right) \quad \text{Ecuación 3}$$

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 1 y 2 se resuelven de nuevo. Obsérvese que la fórmula de actualización (Ecuación 3) conduce al equilibrio de caudales en los nudos, tras la primera iteración. EPANET implementa este método realizando los siguientes pasos:

El sistema de ecuaciones lineales de la Ecuación 3 se resuelve utilizando un método de matrices vacías. Una vez los nudos reordenados al objeto de 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, p. ej.  $h = 108 Q$ , con lo que  $p = 10^{-8}$  e  $y = Q$ . Para las líneas en las cuales  $(r+m)Q < 10^{-7}$ , se tiene  $p = 10^7$  e  $y = Q/n$ .

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 la diferencia 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.

La simple comprobación del signo de la pérdida ( $h < 0$ ) para determinar si una Válvula de Retención (VR) debe estar cerrada o abierta, daba lugar en algunas redes a un comportamiento cíclico de la válvula entre estos dos estados, debido a los límites de precisión numérica.

Los coeficientes de la matriz jacobiana correspondientes a las Válvulas Reductororas (PRV), Sostenedoras (PSV) y Limitadoras de Caudal (VLQ) se calculan una vez todas las demás líneas han sido analizadas. Estas válvulas pueden estar completamente abiertas, completamente cerradas, o bien activas imponiendo las consignas de presión o caudal establecidas.

El caudal que atraviesa una PRV activa es forzado a entrar por el nudo aguas abajo, mientras que el que atraviesa una PSV es obligado a salir del nudo aguas arriba. Para imponer la presión de salida de una PRV activa que vaya del nudo  $i$  al  $j$ , se hace:

$$p_{ij} = 0 \quad \text{Ecuación 4}$$

$$F_j = F_j + 108 H_{set} \quad \text{Ecuación 5}$$

$$A_{jj} = A_{jj} + 108 \quad \text{Ecuación 6}$$

Con ello, se fuerza a la altura, en el nudo aguas abajo, a tomar el valor de la altura de consigna  $H_{set}$ . Para las PSV, se procede de manera análoga, excepto que los subíndices de  $F$  y  $A$  son los correspondientes al nudo aguas arriba  $i$ . Cuando las PRVs o PSVs están totalmente abiertas o cerradas, sus coeficientes en la matriz son tratados del mismo modo que para las tuberías.

Para una Válvula Limitadora de Caudal (VLQ) activa que vaya del nudo  $i$  al  $j$ , cuyo caudal de consigna es  $Q_{set}$ , este es añadido al caudal que sale del nudo  $i$  y al caudal que entra al nudo  $j$ , para lo cual se resta de  $F_i$  y se añade a  $F_j$ . Si la altura en el nudo  $i$  es menor que la del nudo  $j$ , entonces la válvula no puede proporcionar el caudal y es tratada como una tubería abierta.

# Referencias

American Water Works Association. 1999. **WATER QUALITY AND TREATMENT. HANDBOOK OF COMMUNITY WATER SUPPLIES.** New York: McGraw-Hill.

ASESORES TECNICOS DE ACUEDUCTOS. 2009. **ESTUDIO INTEGRAL DEL ACUEDUCTO SANTA ELENA Y CERRO PLANO DE MONTEVERDE.** PREPARADO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS.

Cabrera E.; Almandoz J.; Arregui F y Garcia J. 1999. *Auditoria de redes de distribución de agua.* **UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA.** Instituto Tecnológico del agua.

Cabrera, E., Espert V.; García J.; Martínez F.; Andrés M.; y García M. 1996. *Ingeniería Hidráulica aplicada a los sistemas de distribución de agua.* **UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA.** España.

Deutsche Gesellschaft für. 2009. *Modelación Hidráulica.* **COOPERACION TECNICA ALEMANA.** Technische Zusammenarbeit (GTZ) GmbH.

Giles, R. 1995. **MECANICA DE LOS FLUIDOS E HIDRAULICA. SHUAM TEORIA Y PROBLEMAS RESUELTOS.** McGraw-Hill Interamericana.

ILWIS. **MANUAL DEL USUARIO 3.0.** <http://www.itc.nl/ilwis/default.asp>. ITC

Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. 2003. **NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION, PARA URBANIZACIONES Y FRACCIONAMIENTOS.**

López, R. 2007. **ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS.** Segunda edición. Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.

Machel J. 2009. *Online modelling of wáter distribution systems: a UK case study.* **DRINKING WATER ENGINEERING AND SCIENCE.** UNIVERSITY OF SHEFFIELD. United kingdom.

Mays, L.W. 2000. **WATER DISTRIBUTION SYSTEMS HANDBOOK.** New York: McGraw-Hill.

Méndez, M. 2008. *Modelacion asistida de distribucion de agua (MASDA).* **INSTITUTO TECNOLOGICO DE COSTA RICA.** Ediciones, Centro de Desarrollo Bibliográfico. ISBN 978-9968-514-08-8.

Ministerio de Salud. **TALLER SOBRE CONTROL DE CALIDAD DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO. LIMPIEZA Y DESINFECCIÓN DE CISTERNAS Y TANQUES DE RESERVA PARA AGUA POTABLE.** Programa Fiscalización e Infraestructura Hospitalaria.

REDHISP. 2004. *Manual de usuario: Extension GISRED para ArcView 3.1.* **UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA.**

Rocha, A. 2007. **HIDRAULICA DE TUBERIAS Y CANALES.** Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

Rossman, L. A. 2000 **EPANET 2 USERS MANUAL. NATIONAL RISK MANAGEMENT RESEARCH LABORATORY, OFFICE OF RESEARCH AND DEVELOPMENT. U.S.** Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, USA.

TRABAJO-FINAL-MARCO-TEORICO.HTML  
<http://Ricardocahconvega.blogspot.com/2011/07/trabajo-final-marco-teorico.html>

US EPA 2005. **WATER DISTRIBUTION SYSTEM ANALYSIS: FIELD STUDIES, MODELING AND MANAGEMENT: A REFERENCE GUIDE FOR UTILITIES.** OFFICE OF RESEARCH AND DEVELOPMENT.

National Risk Management Research Laboratory, Water Supply and Water Resources Division, Cincinnati, Ohio.

Vargas, F. 2007. **ESTADISTICA DESCRIPTIVA PARA INGENIERIA AMBIENTAL CON SPSS**. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Ven Te Chow; Maidment, D; Mays, L. 1988. **APPLIED HIDRAULICS**. Estados Unidos de Norte América: McGraw Hill Interamericana.

Walski, T.M.; Chase, D.V.; y Savic, D.A. 2001. *WATER DISTRIBUTION MODELING*. Haestad Press, Waterbury. Estados Unidos de Norte America.

White, F. 1998. **FLUIDS MECHANICS**. Cuarta edición. Estados Unidos de Norte América: McGraw-Hill, University of Rhode Island.