

# Proyecto Diagnostico Acueducto El Diamante



**Chequeo Hidráulico del sistema de  
abastecimiento y Optimización de la  
Red de Distribución, Levantamiento  
Topográfico y Censo de Usuarios**



**Informe de Chequeo  
Hidráulico del sistema de  
abastecimiento y  
Optimización de la Red de  
Distribución, Levantamiento  
Topográfico y Censo de  
Usuarios  
ASUAP El Diamante**

**Octubre del 2019**

Fundación Cinara,  
NIT 800.089.677-0  
Cuidad Universitaria Meléndez, Edificio E37, piso 2, Cali, Colombia  
Tel 57.2.3392345

## TABLA DE CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN .....	2
2.	RESULTADOS DEL CHEQUEO HIDRAULICO .....	3
2.1	ASPECTOS TÉCNICOS GENERALES .....	3
2.2	MARCO METODOLÓGICO .....	4
2.3	CHEQUEO HIDRÁULICO.....	6
2.4	Chequeo hidráulico de la red de distribución .....	17
2.5	Optimización de la red de distribución .....	23
2.6	CONSIDERACIONES DE LA REVISIÓN.....	25
3.	CENSO DE SUSCRIPTORES .....	27
3.1	Población que abastece de agua ASUAP .....	27
3.2	Suscriptores de ASUAP por veredas .....	28
3.3	Usos del Agua de los Suscriptores conectados .....	29
3.4	Fuentes de Agua para el Riego de Cultivos de los Agricultores .....	30
3.5	Viviendas con servicio del Acueducto.....	30
3.6	Almacenamiento de Agua de los Suscriptores conectados al Acueducto.....	31
3.7	Daños con fugas en la red domiciliar de los suscriptores .....	31
3.8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	32
4.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	32
5.	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	33
7.	ANEXOS .....	34
7.1	Anexo 1. Consumo de agua por habitante en ASUAP El Diamante .....	34
7.2	Anexo 2. Problemáticas de desabastecimiento y sobrepresión en el acueducto .....	37
7.3	Anexo 3. Levantamiento topográfico de la red.....	37

## 1. INTRODUCCIÓN

La Fundación Cinara actualmente ejecuta un proyecto de diagnóstico del sistema de Acueducto El Diamante (ASUAP), localizado en el corregimiento de Felidia – Santiago de Cali, del cual se abastecen las veredas el Diamante, el Cedral y la Soledad, y se distribuye agua para consumo a cerca de 105 suscriptores. Con este proyecto se pretende evaluar el estado actual del sistema del acueducto y justificar diferentes problemáticas técnicas y socio-administrativas que preocupan a la dirección de la Junta Administrativa, para que se posibilite la retroalimentación de información y la planificación de alternativas de solución para el mejoramiento de la calidad y la continuidad del agua distribuida, así como del servicio público prestado en el sistema de acueducto al año 2019.

En el marco de este diagnóstico es presentado el informe del chequeo hidráulico realizado al sistema de abastecimiento de acueducto de ASUAP El Diamante, dentro del cual se destaca la realización del chequeo hidráulico del tramo aducción – conducción, así como la implementación de un modelo hidráulico para la simulación de condiciones de operación hidráulica en la red de distribución a través del programa computacional de libre dominio EPANET de la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos – US EPA para modelación hidráulica y de calidad agua de redes de abastecimiento. El trabajo fue implementado por el equipo del proyecto que incluye Alberto Benavidez, Juan Felipe Hernández Arredondo, Yanis Estefanía Ordoñez y Jan Teun Visscher

Para desarrollar el diagnostico se tomó como base los siguientes insumos: a) un informe con información general y de chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento sin fecha de la Secretaria de Salud Pública; b) tres archivos con planos en planta y perfil de la red de acueducto en formato *Autocad* con fecha del 2005 de la Secretaria de Salud Pública; c) Información primaria y secundaria levantada durante visitas de campo. De modo que el presente entregó información pertinente que permitió formular criterios de decisión para el mejoramiento técnico del acueducto y, además, justificó problemáticas actuales del sistema de abastecimiento.

Considerando los compromisos del presente proyecto, también se anexa el documento de censo de usuarios realizado en todas las viviendas que se abastecen del acueducto donde se identificaron número total de viviendas del área de influencia del acueducto, número de conexiones legales y funcionando, número de conexiones legales y no conectadas y número de viviendas conectadas de forma no legal pero que cuentan actualmente con el servicio de agua, igualmente aspectos de fugas en las conexiones hidráulicas de las viviendas, de los almacenamientos para riego, viviendas que usan el agua para riego, entre otros aspectos identificados en el censo.

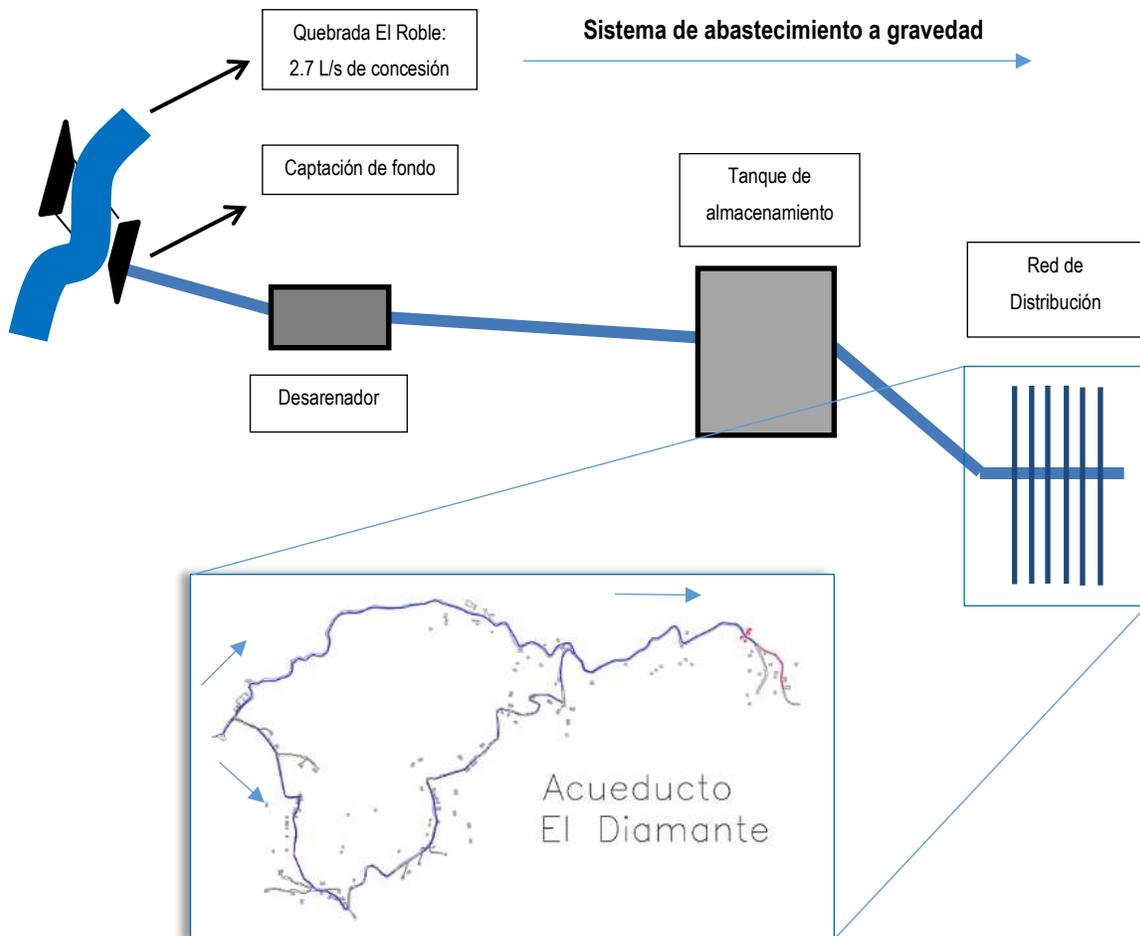
Finalmente se presenta la topografía realizada a un tramo de la red de distribución, la parte alta del acueducto, zona del diamante, la cual se hizo para verificar y validar la topografía existente para la realización del chequeo hidráulico de la red de distribución.

## 2. RESULTADOS DEL CHEQUEO HIDRAULICO

### 2.1 ASPECTOS TÉCNICOS GENERALES

El sistema de acueducto ASUAP El Diamante capta agua desde la quebrada El Roble y la conduce hasta la red de distribución en el punto de convergencia ubicado en la vereda El Diamante. Desde allí surte a gravedad agua para consumo a cerca de 105 suscriptores localizados en las veredas el Diamante, el Cedral y la Soledad. Dicho sistema se compone de una captación de lámina perforada, un desarenador, un tanque de almacenamiento y una red de distribución. En la

**Figura 1** se observa el esquema general del sistema de abastecimiento del acueducto y de su red de distribución.



**Figura 1.** Esquema general del acueducto de la quebrada El Roble – ASUAP El Diamante

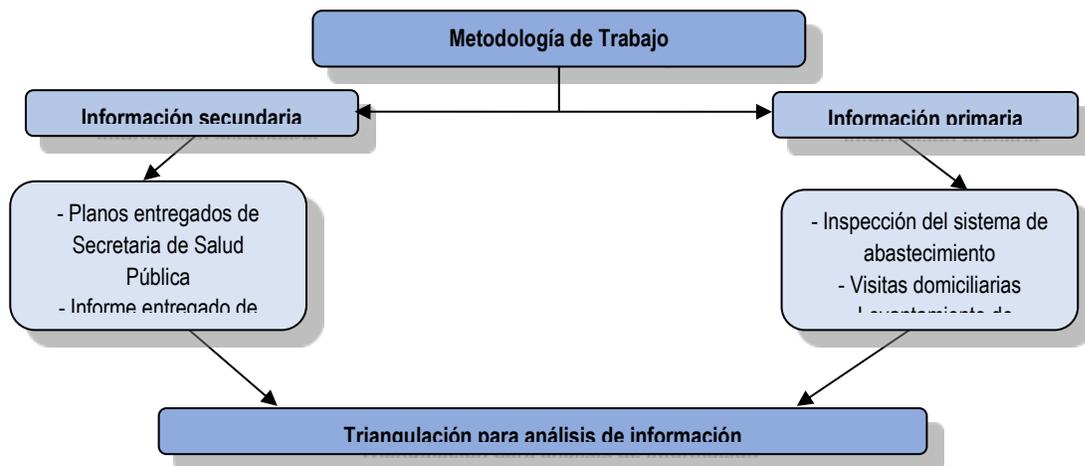
## 2.2 MARCO METODOLÓGICO

En el proceso metodológico propuesto, la inspección del sistema y el cruce de información fueron los agentes ordenadores para el logro del chequeo hidráulico. Fue necesario por ello contar con el conocimiento sobre el territorio que ocupa la comunidad en cuestión, lo que permitió identificar dinámicas técnicas y sociales asociadas con el sistema, así como la capacidad de gestión administrativa ante las problemáticas existentes en el acueducto.

Con miras a alimentar el proyecto, se tuvo previsto varios mecanismos de recolección de información de campo, tanto a nivel institucional como comunitario, que se describen a continuación y se muestran de manera esquemática en la **Figura 2**.

La recolección de información primaria se realizó mediante estrategias de trabajo tipo etnográfico, en la cual se combinan las técnicas tradicionales sociales como la entrevista y observación. Esto sumado a la inspección técnica del sistema, posibilitó el cruce con la información secundaria entregada por ASUAP El Diamante.

La información insumo se obtuvo mediante el diseño de dos formatos técnicos: 1) Formato de inspección hidráulica del sistema; y 2) Formato de entrevista al fontanero y suscriptores. Estos formatos se diligenciaron con la inspección sanitaria en campo. Adicionalmente se revisó información relacionada con diseños hidráulicos de la infraestructura existente y planos hechos por la Secretaría de Salud Pública (ver **“Diagnostico del Sistema de Abastecimiento del Acueducto ASUAP El Diamante”**), lo que permitió realizar una triangulación de la misma y la posterior obtención de la información insumo del chequeo hidráulico.



**Figura 2.** Metodología para la recolección y análisis de información

Para chequear el sistema hidráulico de abastecimiento se aplicaron las fórmulas de chequeo para la verificación de los criterios denotados en la reglamentación del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS, del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010, 2017). Esto fue realizado para el sistema de abastecimiento, más no para la red de distribución, en la cual se aplicaría la modelación hidráulica para la verificación de las condiciones operacionales actuales. En contexto, la verificación se haría del siguiente modo:

- a) Para el tramo comprendido entre captación y tanque de almacenamiento: Aplicación de las fórmulas de chequeo hidráulico para líneas de agua sometidas a presión y componentes del acueducto, por medio de las cuales se encontraron la presión disponible y las velocidades de flujo entre otros criterios, a partir de parámetros de entrada como las dimensiones de las unidades, longitudes de tubería y caudal de aforo.
- b) Para la red de distribución: Aplicación del sistema desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental Estadounidense – US EPA: el programa EPANET, por medio del cual se encontraron las presiones en los nodos del sistema de redes de agua potable y la velocidad con que circula el flujo en las tuberías a partir de parámetros de entrada tales como las longitudes y diámetros de las redes, las cotas de terreno de nodos, tomados del catastro de redes del plano de Secretaria de Salud Pública, y demandas en los nodos, calculadas a partir de la dotación neta por habitante.

A continuación en la

$$Q_{demanda} = Dot_{neta} \times hab_{nodo} \qquad \text{Ecuación para asignación de demanda por nodo}$$

**Figura 3**, se muestran algunas de las ecuaciones utilizadas en el chequeo hidráulico.

$V = \frac{Q}{A}$	<b>Ecuación de continuidad</b>
$H_d = H_e - Hf_{total}$	<b>Ecuación de cabeza dinámica de energía</b>
$V_{stokes} = \frac{1}{18}g \times \left(\frac{\rho_a - 1}{\nu}\right) d^2$	<b>Ecuación de Stokes</b>
$TRH = \frac{V}{Q}$	<b>Ecuación de tiempo de retención hidráulico</b>
$Q_{demanda} = Dot_{neta} \times hab_{nodo}$	<b>Ecuación para asignación de demanda por nodo</b>

**Figura 3.** Algunas ecuaciones utilizadas en el chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento

En conclusión, el chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento serviría a los siguientes propósitos:

- 1) analizar el funcionamiento de los componentes del sistema de abastecimiento;
- 2) determinar las capacidades hidráulicas de los componentes del sistema de abastecimiento para responder a las demandas

actuales; 3) identificar las necesidades prioritarias del sistema de abastecimiento para su mejoramiento y propuesta de optimización.

## 2.3 CHEQUEO HIDRÁULICO

Para realizar el chequeo hidráulico fue necesario partir de los datos producto de la triangulación de información, y evaluarlos frente a los criterios de chequeo definidos por el RAS (2010, 2017). Esto es realizado a través de las ecuaciones hidráulicas impartidas para este fin tales como la ecuación de la continuidad, la ecuación de cabeza dinámica y la ecuación de Stokes, entre otras. En este sentido, los presentes numerales muestran los datos y criterios utilizados para el chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento de ASUAP El Diamante.

### Chequeo hidráulico del sistema de acueducto

#### Criterios para chequeo hidráulico del acueducto

A continuación en la **Tabla 1**, se presentan los parámetros o consideraciones técnicas que de acuerdo con el RAS 2010 y la Resolución 0330 del 2017, son necesarias para el chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento de una comunidad con menos de 2500 habitantes (i.e. nivel de complejidad baja).

**Tabla 1.** Criterios de chequeo hidráulico del acueducto

Componente de abastecimiento	Criterio	Valor	Justificación
Captación	Velocidad máxima en la rejilla (m/s)	<0.15	Debe ser inferior a este valor con el fin de evitar arrastre de materiales flotantes.
	Factor de capacidad hidráulica	≥2QMD	La captación debe tener capacidad para captar al menos dos veces el caudal máximo diario (QMD).
Aducción y conducción	Presión máxima (m.c.a.)	<≈112	Esta presión garantiza libre trabajo sin rotura en tuberías. Depende de la relación radio/diámetro – RDE, de cada tubería. RDE de 26 adoptado por ser crítico para el rango de tubería del acueducto.
	Presión mínima (m.c.a.)	> 5.0	Esta presión garantiza abastecimiento en el punto de llegada. Depende de las pérdidas totales generadas en el tramo.
	Velocidad mínima en la tubería (m/s)	> 0.5	Entre más se acerque a este valor, más se promoverá la obstrucción por sólidos en suspensión y crecimiento de biopelículas.
	Velocidad máxima en la tubería (m/s)	< 6.0	Esta velocidad garantiza ausencia de abrasión en la pared de la tubería por contacto con materiales en suspensión tales como arenas o grava.
Desarenación	Diámetro mínimo de partícula crítica (cm)	< 0.015	El diseño debe asegurar que todas las partículas sedimentables con diámetros superiores o iguales a este valor sean removidas. Esto garantiza la

Componente de abastecimiento	Criterio	Valor	Justificación
			remoción de arenas gruesas y gravas.
	Cociente entre velocidad horizontal y velocidad de sedimentación máximo	< 0.30	Garantiza la no injerencia entre la cantidad de movimiento generada por las fuerzas de corriente horizontales y verticales.
	Velocidad horizontal máxima (m/s)	< 0.25	El diseño debe asegurar una velocidad máxima de flujo tal que no perturbe la trayectoria de caída de la partícula al sedimentar.
	Tiempo de retención hidráulico mínimo (min)	> 20	El tiempo de retención hidráulico necesario para la sedimentación de las partículas muy finas es siempre mayor a este valor.
	Carga hidráulica superficial máxima (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *d)	< 1000	La carga hidráulica superficial debe ser inferior a este valor para que el costo/beneficio de la unidad sea balanceado.
Tanque de almacenamiento	Volumen de regulación (m <sup>3</sup> )	≥1/3 QMH	Corresponde al tercio del volumen necesario para abastecer en un día, la población de servicio en condiciones de máximo consumo usando caudal máximo horario – QMH.
	Tiempo máximo de vaciado (h)	< 8.0	Permite que la tubería de purga no se obstruya durante el vaciado del tanque a raíz de la evacuación del material sedimentado.

**Nota:** No se chequea golpe de ariete pues el criterio no aplica para los diámetros de tubería del caso de estudio.

**Fuente:** (Ministerio de Vivienda, Ambiente y Ciudad, 2010; 2017)

### Datos para chequeo hidráulico del acueducto

Los siguientes datos presentados en la **Tabla 2**, fueron los utilizados para el chequeo hidráulico de cada uno de los componentes del sistema de abastecimiento del acueducto. Cada uno de estos fue extraído a partir del cuadro metodológico seguido por el presente trabajo (ver esquema de la **Figura 2**), del cual se deja constancia en el informe matriz “**Diagnostico del Sistema de Abastecimiento del Acueducto ASUAP El Diamante**”.

**Tabla 2.** Datos para chequeo hidráulico del acueducto

Componente	Dato	Abreviatura	Valor	Fuente
Sistema de acueducto	Nivel de complejidad	N.C.	Baja	Tomado de RAS del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010) de acuerdo con información de campo.
	Caudal máximo diario (L/s)	QMD	2.00	Tomado de informe de Secretaria de Salud Pública (s.f.)
	Aceleración de gravedad (m/s <sup>2</sup> )	G	9.80	Tomado de Sotelo (2002)
Captación	Caudal aforado en captación (L/s)	Q <sub>cap</sub>	5.60	Tomado en campo
	Numero de orificios de la	N	300	Tomado en campo

Componente	Dato	Abreviatura	Valor	Fuente
	captación			
	Diámetro de orificio de la captación (pulgadas)	$\emptyset_{or}$	½	Tomado en campo
Aducción	Caudal asumido en aducción (L/s)	$Q_{tadu}$	$Q_{cap} = 5.60$	Tomado en campo
	Longitud de tubería de aducción (m)	$L_{adu}$	282.92	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Diámetro de tubería de aducción (pulgadas)	$\emptyset_{adu}$	2½	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Coefficiente de Hazen – Williams para PVC	C	140	Tomado de Sotelo (2002)
	Cota de salida captación (m)	$Z_{cap}$	2182.55	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Cota de llegada desarenador (m)	$Z_{des}$	2148.35	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
Desarenación	Caudal aforado en desarenación (L/s)	$Q_{des}$	3.40	Tomado en campo
	Viscosidad cinemática del agua (m <sup>2</sup> /s)	$N$	$1.00472 \times 10^{-6}$	Tomado de CEPIS (2005). Asumido de temperatura de agua de 20°C
	Gravedad relativa de la arena	$\rho_a$	2.65	Tomado de RAS del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010)
	Largo de desarenador (m)	$L_{des}$	2.30	Tomado en campo
	Ancho de desarenador (m)	$B_{des}$	1.18	Tomado en campo
	Profundidad útil (m)	$h_{des}$	1.65	Tomado en campo
Conducción	Caudal asumido en conducción (L/s)	$Q_{tcon}$	$Q_{des} = 3.40$	Tomado en campo
	Longitud de tubería de conducción (m)	$L_{con}$	2364.78	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Diámetro de tubería de conducción (pulgadas)	$\emptyset_{con}$	2½	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Coefficiente de Hazen – Williams para PVC	C	140	Tomado de Sotelo (2002)
	Cota de salida desarenador (m)	$Z_{des}$	2148.35	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
	Cota de llegada tanque de almacenamiento (m)	$Z_{tan}$	2090.73	Tomado de plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
Tanque de almacenamiento	Caudal aforado en tanque (L/s)	$Q_{tan}$	2.7	Tomado en campo
	Factor máximo horario asumido	$k_2$	1.1	Tomado de RAS del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010)
	Largo del tanque (m)	$L_{tan}$	5.1	Tomado en campo
	Ancho del tanque (m)	$B_{tan}$	5.1	Tomado en campo
	Altura útil del tanque (m)	$h_{tan}$	1.74	Tomado en campo
	Coefficiente de contracción	$C_c$	0.5	Tomado de RAS del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010)
	Diámetro del desagüe del tanque (pulgadas)	$\emptyset_{dt}$	3	Tomado en campo.

### Ecuaciones utilizadas para chequeo hidráulico del acueducto

### 2.3.1.1 Captación

Para chequear la captación se requiere calcular el caudal que pasa por la bocatoma a través de la siguiente ecuación y utilizando los coeficientes experimentales mostrados en la **Tabla 3**. Esto se hace con el fin de verificar si el cociente de área útil de la rejilla entre el área total se encuentra bien relacionado.

$$Q_{cap} = (1 - f) \times \varepsilon \times C_d \times b \times \sqrt{2g \times y}$$

Donde:

$Q_{cap}$ : Caudal captado en la rejilla

y: Tirante de la rejilla

b: Ancho total de reja medida en dirección perpendicular del flujo

$C_d$ : Coeficiente de descarga a través de la rejilla

$\varepsilon$ : Relación entre el área útil de rejilla y el área total de la bocatoma

f: Coeficiente de obstrucción tomado de 0.15 a 0.30

g: Aceleración de gravedad

**Tabla 3.** Valores experimentales de algunos coeficientes para el flujo sobre rejillas

Tipo de reja	Inclinación	$C_v$	$y_o/E_o$	$\alpha$	$E_o/E_{cap}$	$C_d$
De barras paralelas	Horizontal	-	0.509	0.850	0.640	0.497
	Pendiente 1:5		0.449	0.615	0.609	0.435
De lámina perforada	Horizontal	1.634	0.594	0.970	0.815	0.800
	Pendiente 1:5	1.528	0.496	0.750	1.130	0.750

Fuente: (Mostkow, 1956)

Sin embargo, esto solo puede ser usado siempre y cuando se garanticen las condiciones de control hidráulico aguas arriba de la rejilla, situación que no fue evidenciada durante la visita de campo en la bocatoma del acueducto de ASUAP. En vista de esta circunstancia, se procedió a realizar el aforo del caudal que pasa por la bocatoma y de este modo, chequear los criterios provistos con base en el caudal experimental así:

$$V = \frac{Q}{A}$$

**Ecuación de continuidad**

Siendo:

$$A = n \frac{\pi}{4} \phi^2$$

**Área transversal de flujo**

De modo que se tiene:

$V_{or} = \left( \frac{Q}{1000} \right) \times \frac{1}{n \times \frac{\pi}{4} (0.0254 \times \phi_{or})^2}$	<b>Ecuación 1</b>
--	-------------------

Donde:

$V_{or}$ : Velocidad en la rejilla de captación (m/s)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

n: Numero de orificios de la captación

$\emptyset_{or}$ : Diámetro de orificio de la captación (pulgadas)

Para el chequeo del caudal de captación si debe rectificarse la siguiente condición:

$2 \times QMD \leq Q_{cap}$	<b>Ecuación 2</b>
-----------------------------	-------------------

Donde:

QMD: Caudal máximo diario (L/s)

$Q_{cap}$ : Caudal de aforado en captación (L/s)

### 2.3.1.2 Aducción y conducción

Las conducciones de tubería de los tramos del sistema se chequean conociendo la pérdida de carga generada en la frontera estudiada. Para esto debe calcularse la pérdida de carga total partiendo de una ecuación de pérdida de carga, que para este caso es la Ecuación de Hazen – Williams, y una ecuación de pérdidas menores. Esto se logra a través de lo siguiente:

$$Hf = 10.67 \times \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852} \times \frac{L}{\emptyset^{4.87}}$$

**Ecuación de pérdidas de Hazen - Williams**

$$Hf_m = k \times \frac{v^2}{2g}$$

**Ecuación de pérdidas menores**

Entonces:

$$Hf_{total} = Hf + Hf_m$$

**Ecuación de pérdida de carga total**

La pérdida de carga total es utilizada para conocer si la energía estática disponible es suficiente para suplir la demanda de energía generada en el tramo. A esto se le conoce como cabeza dinámica de energía, que es una representación física de la presión disponible en el punto, y cuyo valor debe ser mayor a cero para garantizar abastecimiento:

$$H_d = H_e - Hf_{total}$$

**Ecuación de cabeza dinámica de energía**

Siendo:

$$H_e = Z_{salida} - Z_{llegada}$$

### Cabeza dinámica de energía

Por lo tanto, asumiendo una pérdida equivalente al 15% de la pérdida de carga de Hazen – Williams, es posible chequear la condición de presión disponible de la siguiente manera:

$H_d = (Z_{salida} - Z_{llegada}) - \left( \left( 10.67 \times \left( \frac{Q}{1000} \right)^{1.852} \times \frac{L}{(0.0254\phi)^{4.87}} \right) \times 1.15 \right)$	<b>Ecuación 3</b>
--	-------------------

Donde:

H<sub>d</sub>: Presión disponible (mca)

Z<sub>salida</sub>: Cota de salida de chequeo (m)

Z<sub>llegada</sub>: Cota de llegada de chequeo (m)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

C: Coeficiente de Hazen – Williams de chequeo

L: Longitud de tubería de chequeo (m)

Ø: Diámetro de tubería de chequeo (pulgadas)

Por su parte, la velocidad de chequeo es calculada a partir de la ecuación de continuidad así:

$$V = \frac{Q}{A} \qquad \text{Ecuación de continuidad}$$

Siendo:

$$A = \frac{\pi}{4} \phi^2 \qquad \text{Área transversal de flujo}$$

De modo que se tiene la siguiente fórmula para chequear la velocidad en la conducción:

$V = \left( \frac{Q}{1000} \right) \times \frac{1}{\frac{\pi}{4} (0.0254 \times \phi)^2}$	<b>Ecuación 4</b>
---	-------------------

Donde:

V: Velocidad de chequeo (m/s)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

Ø: Diámetro de tubería de chequeo (pulgadas)

### 2.3.1.3 Desarenación

Para verificar si la operación de sedimentación discreta está siendo debidamente realizada, se asume que la velocidad de sedimentación de una partícula es equivalente a la velocidad del flujo vertical de agua. Para esto

se parte de las ecuaciones de continuidad y la ecuación para modelación matemática de velocidad de sedimentación de partículas de peso constante: velocidad de Stokes, así:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

Siendo:

$$A = L \times B \quad \wedge \quad V = V_{stokes}$$

Solucionando se tiene:

$$V_{stokes} = \frac{1}{18} g \times \left( \frac{\rho_a - 1}{\nu} \right) d^2 \quad \text{Ecuación de Stokes}$$

Por lo tanto, es posible conocer el diámetro crítico de partícula para el cual el desarenador está diseñado haciendo despeje de la ecuación anterior, obteniéndose la siguiente expresión:

$d = \sqrt{\frac{18 \times \left( \frac{Q/1000}{L_{des} \times B_{des}} \right) \times \nu}{g \times (\rho_a - 1)}} \times 100$	<b>Ecuación 5</b>
---	-------------------

Donde:

d: Diámetro de partícula crítica (cm)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

L<sub>des</sub>: Longitud del desarenador (m)

B<sub>des</sub>: Ancho del desarenador (m)

g: Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

ρ<sub>a</sub>: Gravedad relativa de la arena

ν: Viscosidad cinemática del agua para temperatura específica

Para el criterio de velocidad, es necesario calcular la velocidad horizontal partiendo de la ecuación de continuidad así:

$$V = \frac{Q}{A} \quad \text{Ecuación de continuidad}$$

Siendo:  $A = B \times h$

Por lo tanto, resulta la siguiente expresión:

$V_h = \frac{(Q/1000)}{B_{des} \times h_{des}}$	<b>Ecuación 6</b>
---	-------------------

Donde:

V<sub>h</sub>: Velocidad horizontal (m/s)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

B<sub>des</sub>: Ancho del desarenador (m)

h<sub>des</sub>: Profundidad útil del desarenador (m)

Considerando el área longitudinal de la unidad y la ecuación de continuidad, se tiene:

$$A = B \times L \quad \wedge \quad V = \frac{Q}{A} \quad \wedge \quad V = V_v$$

Dejando de esta manera, la relación que es hecha a partir del cociente entre velocidad horizontal y velocidad vertical así:

$RV = \frac{V_h}{\left( (Q/1000) \times \frac{1}{B_{des} \times L_{des}} \right)}$	<b>Ecuación 7</b>
--	-------------------

Donde:

RV: Cociente entre velocidad horizontal y velocidad de sedimentación       $V_h$ : Velocidad horizontal (m/s)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

$B_{des}$ : Ancho del desarenador (m)

$L_{des}$ : Largo del desarenador (m)

Para el tiempo de retención hidráulico se parte de la ecuación siguiente:

$$TRH = \frac{V}{Q} \qquad \text{Ecuación de tiempo de retención hidráulico}$$

Obteniéndose la siguiente expresión:

$TRH = \frac{(B_{des} \times L_{des} \times h_{des})}{(Q/1000)} \times \frac{1}{60}$	<b>Ecuación 8</b>
--	-------------------

Donde:

TRH: Tiempo de retención hidráulico (min)

$B_{des}$ : Ancho del desarenador (m)

$h_{des}$ : Profundidad útil del desarenador (m)

$L_{des}$ : Largo del desarenador (m)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

Por último, la carga hidráulica superficial es calculada a partir de la siguiente relación:

$$CHS = \frac{Q}{A} \qquad \text{Ecuación de tiempo de retención hidráulico}$$

Obteniéndose la siguiente ecuación:

$CHS = \frac{(Q/1000)}{(B_{des} \times L_{des})} \times 86400$	<b>Ecuación 9</b>
--	-------------------

Donde:

CHS: Carga hidráulica superficial (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>·dia)

Q: Caudal de chequeo (L/s)

$B_{des}$ : Ancho del desarenador (m)

$L_{des}$ : Largo del desarenador (m)

### 2.3.1.4 Tanque de almacenamiento

El tanque debe poseer una capacidad de regulación que le permita suplir las demandas necesarias para un tiempo de máximo consumo. Esta capacidad de regulación depende en su medida del nivel de complejidad del proyecto, siendo mayor para los niveles más altos. En este orden, el reglamento RAS exige que, para niveles de complejidad bajos, el volumen de regulación cumpla con la relación a continuación mostrada:

$V_{reg} = \frac{QMD}{1000} \times k_2 \times 86400 \times \frac{1}{3}$	<b>Ecuación 10</b>
---	--------------------

Donde:

$V_{reg}$ : Volumen de regulación (m<sup>3</sup>)

QMD: Caudal máximo diario (L/s)

$k_2$ : Factor máximo horario

Donde:

$$QMH = QMD \times k_2$$

Rectificándose que se cumpla la siguiente condición:

$(L_{tan} \times B_{tan} \times h_{tan}) \geq V_{reg}$	<b>Ecuación 11</b>
--	--------------------

Donde:

$V_{reg}$ : Volumen de regulación (m<sup>3</sup>)

$L_{tan}$ : Largo del tanque (m)

$B_{tan}$ : Ancho del tanque (m)

$h_{tan}$ : Altura útil del tanque (m)

Por otro lado, el tiempo de desagüe del tanque debe ser conocido con la finalidad de estimar las condiciones de operación del desagüe al momento de la purga. Esto se hace a través de la siguiente ecuación:

$t_{dt} = \frac{2 \times L_{tan} \times B_{tan} \times \sqrt{h_{tan}}}{Cc \times \pi \frac{(0.0254 \times \phi_{dt})^2}{4} \times \sqrt{2g}} \times \frac{1}{3600}$	<b>Ecuación 12</b>
---	--------------------

Donde:

$t_{dt}$ : Tiempo de desagüe de tanque (h)

$L_{tan}$ : Largo del tanque (m)

$B_{tan}$ : Ancho del tanque (m)

$h_{tan}$ : Altura útil del tanque (m)

$Cc$ : Coeficiente de contracción del desagüe

$\phi_{dt}$ : Diámetro del desagüe del tanque (pulgadas)

$g$ : Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

### **Resultados del chequeo hidráulico del acueducto**

A continuación, la **Tabla 4** presenta el chequeo hidráulico aplicado en los componentes del sistema de abastecimiento pertenecientes al tramo captación – tanque de almacenamiento. Cada chequeo fue realizado considerando dos caudales: el caudal medio diario – QMD de 2.0 L/s, y el caudal aforado en los componentes durante la visita de campo, así como los criterios denotados por el RAS 2010 y la Resolución 0330 del 2017 para proyectos con nivel de complejidad baja.

#### **2.3.1.5 Consideraciones del chequeo hidráulico del acueducto**

**Captación:** A pesar de que se cumplen con los criterios de chequeo hidráulico, se recomienda mejorar la eficiencia de captación de la rejilla. Así mismo, se debe cumplir que del caudal captado, solo sea derivado el flujo correspondiente al caudal de diseño; esta situación no ocurre puesto que el vertedero de excesos de la cámara se encuentra fuera de funcionamiento.

**Aducción-conducción:** En la conducción, el chequeo de la presión es crítica para caudales mayores a 3 L/s, por lo cual se debe controlar caudal a valores cercanos de QMD; collarines en conducción resultan beneficiosas para el abastecimiento del tanque. Por su parte, la velocidad chequeó correctamente, sin embargo, se conducen valores cercanos al umbral más bajo utilizando QMD. Este aspecto, junto con eventuales acumulaciones de aire, podrían perjudicar la eficiencia de transporte del agua en tanto se transporte caudales menores a QMD.

**Desarenación:** Criterio de *relación entre velocidad horizontal y vertical* no chequeó para las condiciones actuales de operación. Esto significa que la unidad está subdimensionada y la velocidad horizontal generada podría perturbar la velocidad de sedimentación de arenas. Se resalta la importancia de poseer dos desarenadores en paralelo en el sistema.

**Tanque de almacenamiento:** Criterio de volumen de regulación no chequeó; el volumen de almacenamiento faltante está por encima del orden de 18 m<sup>3</sup>. Sin embargo, las condiciones actuales de demanda en la red no permiten regulación alguna (estado estacionario), lo que convierte a este aspecto en algo de segundo grado.

**Tabla 4.** Chequeo hidráulico del sistema de abastecimiento del acueducto

Datos de entrada		Ecuación		Resultado	Criterio	
			Función matemática			Caudal de chequeo
Captación	n = 300; Ø <sub>or</sub> = 1/2"	<b>Ecuación 1</b>	$V_{or} = \left(\frac{Q}{1000}\right) \times \frac{1}{300 \times \frac{\pi}{4} \left(0.0254 \times \frac{1}{2}\right)^2}$	2QMD=4.0 L/s Q <sub>cap</sub> =5.6 L/s	V <sub>or</sub> =0.105 m/s V <sub>or</sub> = 0.147 m/s	V <sub>or</sub> < 0.15 m/s
	-	<b>Ecuación 2</b>	$2 \times QMD \leq Q_{cap}$	QMD=2.0L/s; Q <sub>cap</sub> =5.6 L/s	4,0 L/s < 5.6	2QMD≤Q <sub>cap</sub>
Aducción y conducción	L <sub>adu</sub> =282.92 m; L <sub>con</sub> =2364.78 m Ø <sub>adu</sub> =2½"; Ø <sub>con</sub> =2½"; C=140; Z <sub>cap</sub> =2182.55 m; Z <sub>des</sub> =2148.35 m Z <sub>tan</sub> =2090.73 m	<b>Ecuación 3</b>	$H_d = (Z_{salida} - Z_{llegada}) - \left( \left( 10.67 \times \left( \frac{Q/1000}{140} \right)^{1.852} \times \frac{L}{(0.0254(2,5''))^{4.87}} \right) \times 1.15 \right)$	L <sub>adu</sub> → QMD=2.0 L/s L <sub>con</sub> → QMD=2.0 L/s Qt <sub>adu</sub> =5.6 L/s Qt <sub>con</sub> =3.40 L/s	H <sub>d</sub> =31.59 mca H <sub>d</sub> =35.82 mca H <sub>d</sub> =16.64 mca H <sub>d</sub> =1.80mca	5mca <H <sub>d</sub> <112mca
	Ø <sub>tadu</sub> =2½"; Ø <sub>tcon</sub> =2½"	<b>Ecuación 4</b>	$V = \left(\frac{Q}{1000}\right) \times \frac{1}{\frac{\pi}{4} (0.0254 \times 2.5'')^2}$	QMD=2.0 L/s Qt <sub>adu</sub> =5.6 L/s Qt <sub>con</sub> =3.40 L/s	V=0.63 m/s V=1.77 m/s V=1.07 m/s	0.5 m/s <V< 6m/s
	L <sub>des</sub> = 2.30 m; B <sub>des</sub> = 1.18 m; v= 1.00472 x10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s; g= 9.8 m/s <sup>2</sup> ; ρ <sub>a</sub> = 2.65	<b>Ecuación 5</b>	$d = \sqrt{\frac{18 \times \left(\frac{Q/1000}{2.30m \times 1.18m}\right) \times (1.004 \times 10^{-6})}{9.8 \frac{m}{s^2} \times (2.65 - 1)}} \times 100$	QMD=2.0 L/s Q <sub>des</sub> =3.4 L/s	d=0.002 cm d=0.005 cm	d<0.015 cm
	B <sub>des</sub> = 1.18 m; h <sub>des</sub> = 1.65 m	<b>Ecuación 6</b>	$V_h = \frac{(Q/1000)}{1.18m \times 1.65m}$	QMD=2.0 L/s Q <sub>des</sub> =3.4 L/s	V <sub>h</sub> =0.001 m/s V <sub>h</sub> =0.002 m/s	V <sub>h</sub> <0.25 m/s
V <sub>h</sub> ; B <sub>des</sub> = 1.18 m; L <sub>des</sub> = 2.30 m	<b>Ecuación 7</b>	$RV = \frac{V_h}{\left(Q/1000\right) \times \frac{1}{1.18 \times 2.30}}$	QMD=2.0 L/s Q <sub>des</sub> =3.4 L/s	RV=1.39 RV=1.39	RV<0.3	
L <sub>des</sub> = 2.30 m; B <sub>des</sub> = 1.18 m; h <sub>des</sub> = 1.65 m	<b>Ecuación 8</b>	$TRH = \frac{(1.18 \times 2.30 \times 1.65)}{(Q/1000)} \times \frac{1}{60}$	QMD=2.0 L/s Q <sub>des</sub> =3.4 L/s	TRH=37.32 min TRH=21.95 min	TRH>20 min	
L <sub>des</sub> = 2.30 m; B <sub>des</sub> = 1.18 m	<b>Ecuación 9</b>	$CHS = \frac{(Q/1000)}{(1.18 \times 2.30)} \times 86400$	QMD=2.0 L/s Q <sub>des</sub> =3.4 L/s	CHS=63.67 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d CHS=108.24 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d	CHS<1000 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> d	
Tanque de almacenamiento	k <sub>2</sub> =1.1	<b>Ecuación 10</b>	$V_{reg} = \frac{QMD}{1000} \times k_2 \times 86400 \times \frac{1}{3}$	QMD=2.0 L/s	V <sub>reg</sub> =63.36m <sup>3</sup>	-
	L <sub>tan</sub> = 5.10 m; B <sub>tan</sub> = 5.10 m; h <sub>tan</sub> = 1.74 m	<b>Ecuación 11</b>	$(5.10m \times 5.10m \times 1.74m) \geq 63.36m^3$	QMD=2.0 L/s	45.2m <sup>3</sup> <63.36m <sup>3</sup>	V <sub>reg</sub> ≥1/3 QMH
	L <sub>tan</sub> = 5.10 m; B <sub>tan</sub> = 5.10 m; h <sub>tan</sub> = 1.74 m; Cc=0.5; Ø <sub>dt</sub> =3"	<b>Ecuación 12</b>	$t_{dt} = \frac{2 \times 5.10m \times 5.10m \times \sqrt{1.74m}}{0.5 \times \pi \frac{(0.0254 \times 3'')^2}{4} \times \sqrt{2 \times 9.8m/s^2}} \times \frac{1}{3600}$	-	t <sub>dt</sub> =1.89 h	t <sub>dt</sub> <8 h

## 2.4 Chequeo hidráulico de la red de distribución

### Criterios para chequeo hidráulico de la red de distribución

Para realizar el chequeo de la red de distribución se utilizó el programa de modelación hidráulica llamado EPANET de la US EPA, que permite realizar simulaciones en periodos prolongados o permanentes del comportamiento hidráulico y de la evolución de la calidad del agua en redes de suministro a presión. La red de distribución está constituida por tuberías, nodos (uniones de tuberías), válvulas y depósitos de almacenamiento, cuya información es utilizada para que EPANET pueda simular la red de distribución y puedan conocerse las presiones en los nodos, la velocidad de agua en las tuberías, y los niveles en los depósitos, entre otros parámetros de seguimiento. Para el caso de estudio, EPANET profirió la verificación de los siguientes criterios:

**Rango de presión:** En la red de distribución deben garantizarse unas presiones de servicio mínimas y máximas con el fin de proveer el acceso al servicio en todo el día y prevenir daños en las conexiones intradomiciliarias por fallas y rupturas técnicas. De acuerdo a los requerimientos del RAS en la Resolución 0330 del 2017, las presiones para el nivel bajo de complejidad deben oscilar entre 10 y 50 metros de columna de agua.

**Rango de velocidad:** En cuanto a la velocidad en las tuberías, se deben operar con las mismas velocidades demarcadas en el literal anterior, con el propósito de asegurar libre conducción del agua sin causar sedimentos ni incentivar el crecimiento de biopelículas, así como daños por abrasión de material en suspensión. Este rango de tuberías debe oscilar entre 0.5 m/s y 6.0 m/s según el RAS en la Resolución 0330 del 2017.

### Datos para chequeo hidráulico de la red de distribución

La asignación de los datos de entrada utilizados para la simulación fue realizada con base en los datos recolectados durante la fase de cruce de información. Estos datos fueron sistematizados a partir de la revisión de los planos de la Secretaría de Salud Pública (2005), de reuniones con ASUAP y de una verificación de la localización de las válvulas de regulación de presión hecha en un levantamiento topográfico durante la ejecución del Diagnóstico. Los datos de entrada que fueron utilizados para la simulación se muestran en la **Tabla 5**.

**Tabla 5.** Información insumo para asignación de datos para modelación de red de distribución

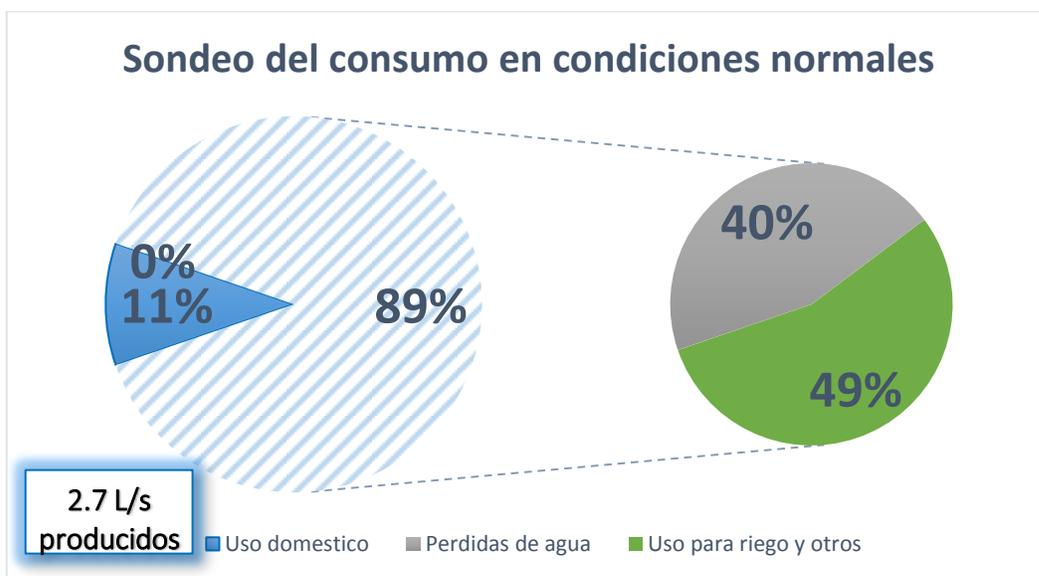
Datos de entrada	Fuente
Diámetro, longitud y material de tubería	Plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
Dimensiones del tanque	Informe de Secretaria de Salud Pública (2005)
Cota de nodos y cota de tanque de almacenamiento	Plano de Secretaria de Salud Pública (2005)
Localización y lectura de válvulas de regulación de presión	Levantamiento topográfico - Diagnostico (2019)
Aferencia de suscriptores a nodos	Reunión de trabajo con ASUAP y censo (2019)
Demanda por nodo considerando dotación de 120 L/hab*d para población permanente, y 80 L/hab*d para población flotante	RAS (2017) y criterio propio

## Resultados del chequeo hidráulico de la red de distribución

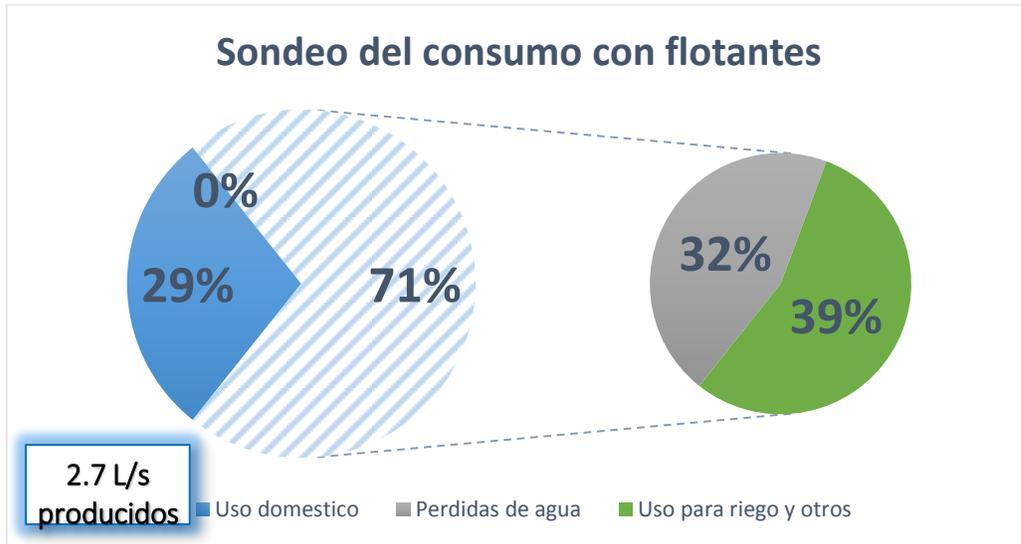
### 2.4.1.1 Demanda base por nodo

La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema, corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto por fugas, daños en las estructuras o conexiones fraudulentas. Según la Resolución 0330 del 2017, los valores máximos para nivel de complejidad bajo y para la altitud del corregimiento de Felidia, en litros/habitantes-día, se encuentran hasta valores de 120. En el acueducto existe cultura de uso desmedido del agua por usos debido a cría de animales, el cuidado de jardines, piscinas y riego de cultivos, por lo tanto, se adoptó la dotación máxima de chequeo de **120 L/hab-día**. Teniendo en cuenta el atractivo turístico de la población, se asignó una dotación de **80 L/hab-día** para la población flotante que visita el corregimiento los fines de semana o en época de vacaciones. Esta información permitió relacionar el consumo teórico de agua atribuido al número de habitantes por suscriptor y al nodo de la red al cual se conectan (ver **Anexo 1**).

Una vez realizado esto, se pudo estimar el consumo global del acueducto partiendo del hecho de que el nivel de agua en el tanque permanece constante en el tiempo, de acuerdo con la información suministrada por el fontanero, lo que permite establecer estado estacionario en esta frontera de análisis. Esto permitió realizar una estadística descriptiva a partir de los consumos teóricos de agua por suscriptores del acueducto y de la adopción de un porcentaje de pérdidas de 45%, que según el IWSA (1991), es el máximo que se presenta en sistemas de abastecimiento de agua en países en vía de desarrollo. A continuación se muestran estas cifras en la **Gráfica 1** y la **Gráfica 2**.



Gráfica 1. Consumo de agua en condiciones típicas de operación – habitantes permanentes

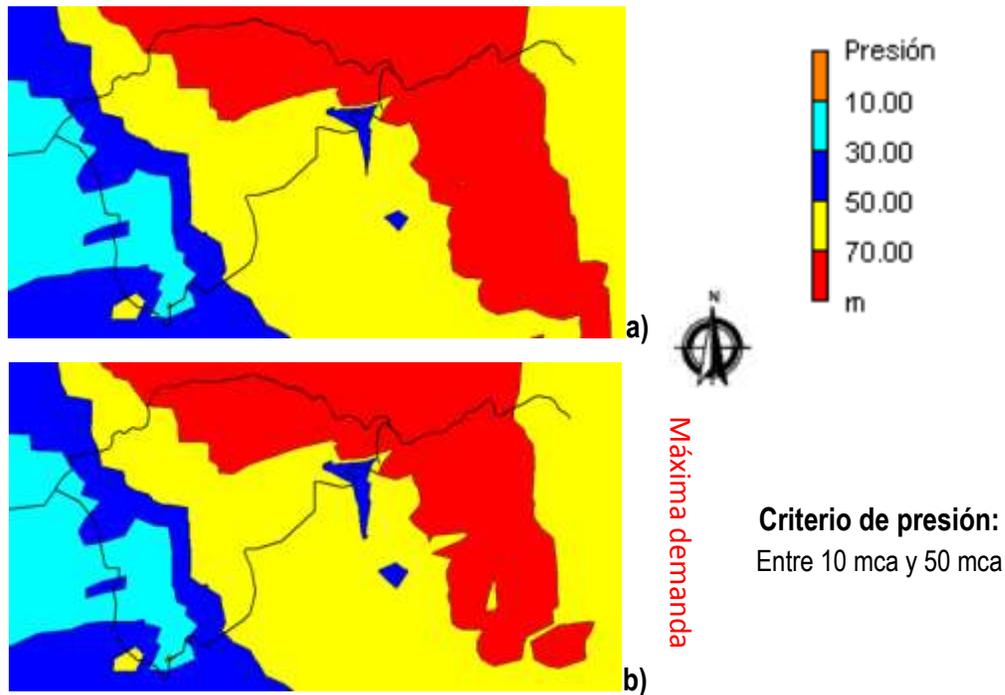


**Gráfica 2.** Consumo de agua en condiciones críticas de operación – habitantes permanentes + flotantes

Esta estadística, que a pesar de ser descriptiva y en calidad de estimativa, da cuenta del uso inapropiado que la comunidad y el acueducto le da al agua. La Junta Administrativa de ASUAP debe centralizar medidas en el ordenamiento del territorio alrededor del uso eficiente y ahorro de agua, haciendo especial énfasis en reparación, detección y prevención de fugas y conexiones ilegales, así como en la elaboración de programas para el manejo eficiente de sistemas de riego puesto que el agua concesionada debe ser utilizada prioritariamente para consumo doméstico. Para dar una idea de la problemática, si la Junta proyectara un porcentaje de pérdidas al 25%, y una disminución del 50% del agua de uso para riego y otros (i.e. del porcentaje estimado para este caso de estudio), se podrían abastecer a más de 659 personas en condiciones de consumo crítico (temporada en el que el número de personas flotantes está al máximo). En conclusión, es importante abordar la gestión eficiente del agua en el acueducto.

#### 2.4.1.2 Simulación de la red de distribución

La simulación fue realizada considerando demanda de todos los habitantes (escenario de permanentes, y escenario de permanentes más flotantes), en el instante de análisis y suponiendo quiebre de carga de 45 mca para cada válvula reguladora de presión de acuerdo con la lectura realizada en campo sobre una de las válvulas (el quiebre de las demás válvulas no pudieron ser leídas puesto que solo poseían un manómetro). Las fugas y pérdidas técnicas no fueron simuladas a pesar de que se conoce que existen en la red. A continuación, la **Figura 4** y la **Gráfica 3** y la **Gráfica 4** presentan los chequeos hidráulicos para los criterios de presión y velocidad admisibles respectivamente.



**Figura 4.** Presión en la red de distribución de ASUAP operando válvulas reguladoras  
De arriba abajo: a) red en condiciones normales; b) red con integro de flotantes

La **Figura 4** evidencia que no se cumplen los criterios de presión para ninguno de los escenarios establecidos, haciéndose énfasis en que la problemática yace por la ocurrencia de sobrepresión en la red. A pesar de que, en condiciones atípicas, los 528 flotantes que se integran a la red demandan un total de 0.49 L/s adicional, no se pudo quebrar la presión a niveles admisibles. Esto significa que las demandas domésticas no influyen significativamente en la caída de la presión puesto que la topografía permite una ganancia exuberante de energía en tramos de distancia cortos.

Las presiones máximas se lograron en el tramo del Diamante – Cedral en contraposición con lo que se comentó en reuniones con la Junta; que La Soledad era quien sufría las complicaciones por sobrepresión, y la zona media-alta del Diamante, por desabastecimiento (ver **Anexo 2**). Esto puede permitir formular dos hipótesis fuertes:

- El tramo de Diamante – Cedral posee infiltraciones y fugas considerables que quiebran presión, en sentido del flujo, antes de la zona media-alta del Diamante, lo que se refleja en el desabastecimiento.
- Las válvulas de La Soledad operan, pero no lo suficientemente bien como para prevenir daños por sobrepresión en la zona baja.

Por lo anterior, se recomienda centralizar esfuerzos en regular presiones de trabajo a rangos entre 10 mca y 50 mca, verificando idoneidad de válvulas reguladoras de presión, así como de detección e inspección de fugas aguas arriba de las zonas enmarcadas en rojo (**Figura 4**).



**Gráfica 3.** Distribución de velocidades en la red para condiciones normales

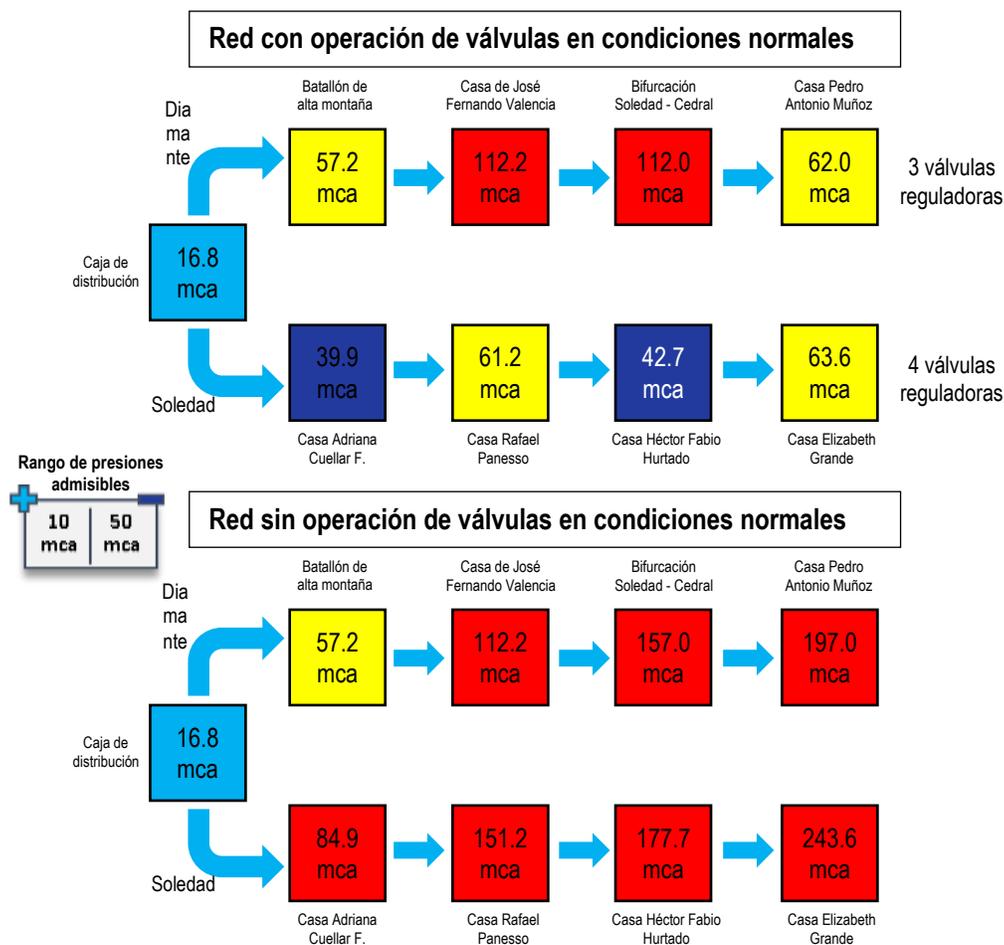


**Gráfica 4.** Distribución de velocidades en la red para condiciones con integración de flotantes (máxima demanda)

En cuanto al criterio de velocidades, el 100% de las tuberías de los dos escenarios se encuentran fuera del intervalo de chequeo de 0.5 m/s y 6 m/s de acuerdo con estos resultados. Sin embargo, esto puede reconocerse parcialmente puesto que la simulación no considera la demanda por otros usos como el de riego, ni considera las fugas e infiltraciones que pudieran existir. Con la consideración de estas otras demandas, lo más probable es que este chequeo de velocidad se vea afectado para bien.

De este modo, la Junta debe proveer de un plan de manejo de válvulas de purga para solventar la situación de velocidad baja en tuberías. Se hace evidente que la localización de válvulas de purga se haga en las zonas más bajas de la red.

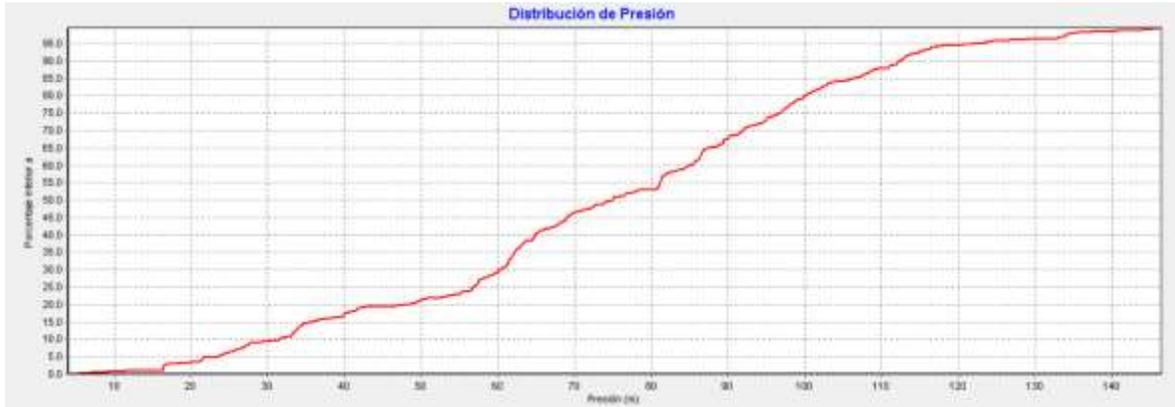
Por otro lado, la **Figura 5** y la **Gráfica 5** y la **Gráfica 6** muestran un análisis de la operación de las válvulas, en el cual se refleja la importancia e impacto que tienen estas sobre el quiebre de presión en la red de distribución.



**Figura 5.** Comparación del uso de las válvulas reguladoras de presión en la red de distribución

Para el catastro de válvulas actual, el valor de presión máximo admisible de 112 adoptado para el chequeo del acueducto (i.e. valor de presión de rotura sostenida para tuberías de RDE de 26 y tuberías entre 2" y 6"), se supera indistintamente de si se operan las válvulas o no. Esto suscita la ruptura de tubería y daños en juntas, uniones y collarines en dicho punto, así como el colapso en abastecimiento por posibles fugas y daños técnicos. Se recomienda nuevamente elaborar plan para detección y revisión de fugas.

Respecto a la operación de las válvulas, claramente se denota una diferencia significativa en comparación con la **Gráfica 5** y la **Gráfica 6**, cuando se operan bajo quiebres de presión establecidos de 45 mca, donde se destaca que el 50% de los nodos de los escenarios: *operando válvulas* y *no operando válvulas* presentaron 75 mca y 145 mca respectivamente. De modo que las válvulas contribuyen positivamente a cumplir con los criterios de presión denotados en el reglamento pese a que solo un 20% de los nodos arrojaron valores de presión por debajo de 50 mca (ver **Gráfica 5**). ASUAP debe propender con especial esfuerzo por la regulación de las presiones presentadas puesto que estas repercuten en la reducción de caudales perdidos proporcionalmente mayores, y en el ahorro de costos por correcciones operativas en daños por sobrepresión.



**Gráfica 5.**Distribución de la presión con operación de válvulas en condiciones normales



**Gráfica 6.**Distribución de la presión sin operación de válvulas en condiciones normales

## 2.5 Optimización de la red de distribución

La renovación del catastro de válvulas debe considerar la calibración de las válvulas existentes, y la ubicación de dos nuevas válvulas de regulación de presión; una justo después del Batallón de Alta Montaña, a aproximadamente 300 m del acceso en sentido del agua; y otra justo después de la segunda bifurcación del ramal de La Soledad, en sentido del agua. Estas nuevas válvulas deben ser instaladas con los requerimientos técnicos para quebrar 45 mca y 50 mca de presión (ver

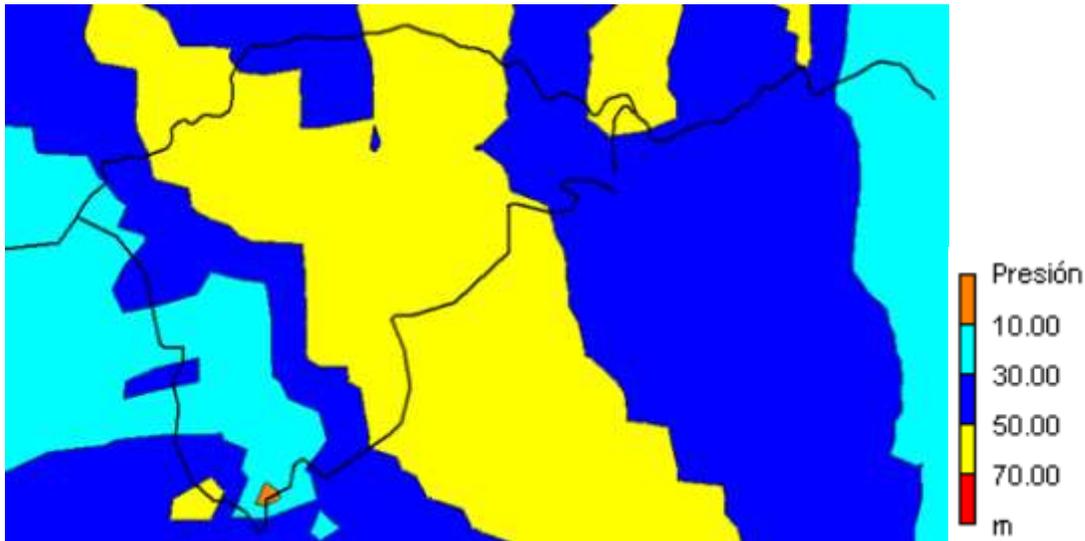


Figura 6).

Es de especial importancia que el ajuste del catastro de válvulas se haga bajo las siguientes directrices de: a) Calibrar todas las válvulas para que quiebren 45 mca. o 64 PSI; b) Renovar o reparar, bien sea el caso, las válvulas que se encuentren en mal estado, considerando la directriz anterior; c) Garantizar la corrección de potenciales fugas que puedan afectar la presión en la tubería puesto que, si esto no se hace, la instalación y el ajuste de válvulas podría perjudicar la red y causar desabastecimiento.

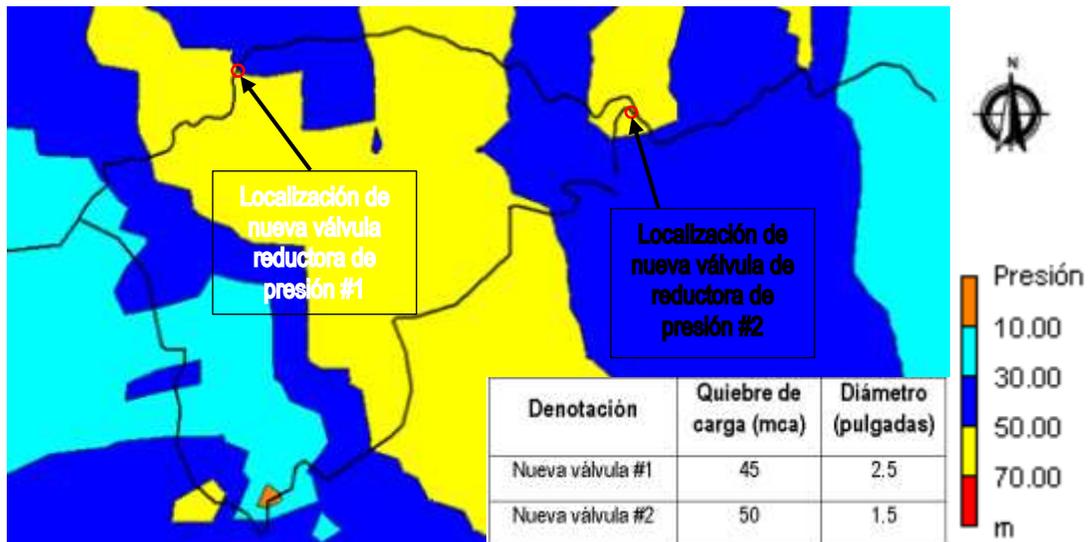


Figura 6. Localización de válvulas propuesta para corrección de presiones en la red de distribución

A pesar de que el anterior esquema presenta zonas aún con presiones que superan el umbral reglamentado de 50 mca para sistemas de complejidad baja, para la optimización, regular estas presiones no representan

un beneficio importante puesto que estas presiones se encuentran muy cercanas al umbral sin mencionar que en un futuro pueden disminuirse con el ingreso de nuevos suscriptores en estas zonas.

## 2.6 CONSIDERACIONES DE LA REVISIÓN

De acuerdo con el chequeo hidráulico, los aspectos más importantes del análisis se destacan a continuación:

- 1) Captación chequeó criterios, sin embargo, se debe cumplir que, del caudal captado, solo sea derivado hacia el desarenador el flujo correspondiente al caudal de diseño de 2 L/s; esta situación no ocurre puesto que el vertedero de excesos de la cámara se encuentra fuera de funcionamiento.
- 2) Conducción no chequeó criterio de presión disponible lo cual significa que la utilización de caudales superiores a 3.4 L/s en este tramo podría causar desabastecimiento en el tanque de almacenamiento. Paradójicamente, las conexiones de collarines aprobadas antes del tanque de almacenamiento, y las posibles fugas o conexiones fraudulentas que tuviera la conducción tendrían un efecto positivo en la reducción de pérdidas de carga en el tramo y en el cumplimiento de presión por encima a 5 mca en este punto, de acuerdo con RAS. Por su parte, la operación de caudales próximos al QMD puede propiciar la sedimentación de sólidos en suspensión y el crecimiento de biopelículas, disminuyendo la capacidad hidráulica de la tubería. Estos aspectos, junto con eventuales acumulaciones de aire, podrían perjudicar la eficiencia de transporte del agua aún más.
- 3) Desarenación no chequeó criterio de *relación entre velocidad horizontal y vertical*. Esto significa que la unidad está subdimensionada y se podría entorpecer la eficiencia de remoción de las partículas. Además, se resalta la importancia de poseer dos desarenadores en paralelo en el sistema.
- 4) Tanque de almacenamiento no chequeó criterio de *volumen de regulación*, y el volumen de almacenamiento faltante está en el orden de 18 m<sup>3</sup>. Sin embargo, las condiciones actuales de demanda en la red no permiten regulación alguna (estado estacionario), lo que convierte a este aspecto en algo de segundo grado.
- 5) Del balance hecho sobre la red de distribución, para los escenarios de permanentes, y permanentes más flotantes, solo el 11% y el 29% es destinado para uso doméstico respectivamente. Se aclara que la concesión otorgada por la CVC de 2.7 L/s tiene por concepto uso de agua exclusivamente doméstico.
- 6) Dado al grave hecho de que no hay una acumulación en el tanque, las pérdidas estimadas son superiores al 50% del caudal aforado en el tanque. Debe realizarse planes de corrección y contingencias para pérdidas y fugas en el sistema, regulándose el agua para consumo utilizada en sistemas de riego, siendo los agentes ordenadores, políticas administrativas alrededor del uso eficiente y ahorro del agua.
- 7) La red de distribución no chequeó en su 100% para los criterios de presión admisible y rango de velocidad. Existen problemas por sobrepresión lo que causaría daños técnicos y pérdidas de agua, y las velocidades se presumen más altas de lo estimado puesto que no se consideraron dentro de la simulación, las pérdidas de agua ni las demandas por usos de riego y otros.

- 8) Debe realizarse un plan prioritario para la detección, inspección y corrección de fugas en la red de distribución, haciendo especial énfasis en la regulación de la presión por debajo de 50 mca. Esto último puede hacerse ajustando, si se puede, o renovando el catastro de válvulas de la red de ASUAP de acuerdo con la recomendación de la

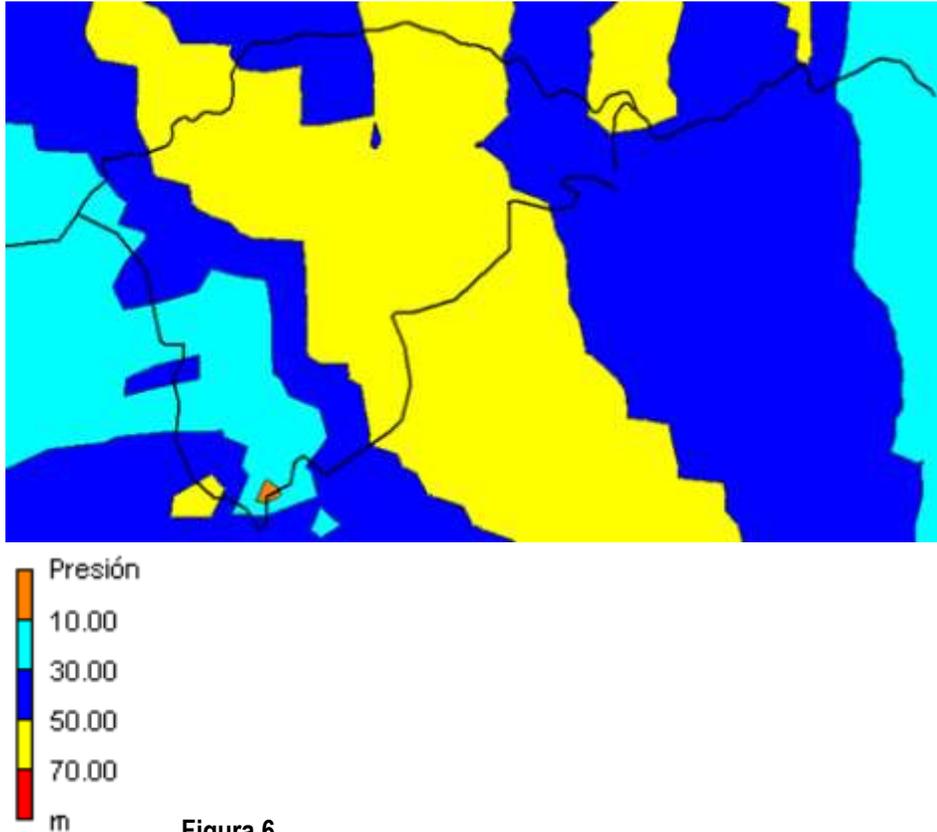


Figura 6.

- 9) La verificación de infiltraciones y fugas puede empezar por la revisión de juntas de tubería y collarines de suscriptores que se encuentren por debajo de la cota 2020 m.s.n.m. Esto debe hacerse bajo la premisa de que la sobrepresión ocasionada después de esta cota, en el sentido del agua, podría ocasionar daños técnicos. También se recomienda usar Geófono para detección de infiltraciones.

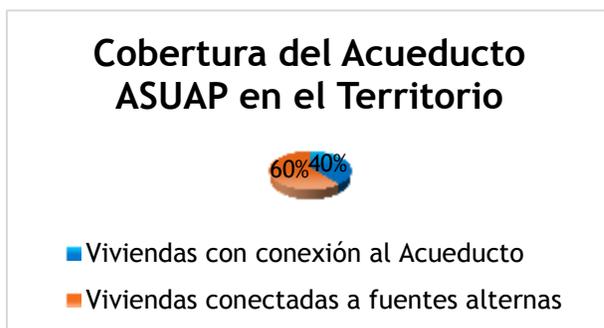
**Recomendación de gestión:** Para poder contrastar con los presentes resultados, ASUAP deberá reservar con estricta atención la compra de al menos tres macromedidores y localizarlos después de la salida del tanque de almacenamiento, y antes de las bifurcaciones urbanísticas más importantes. También se recomienda comprar un medidor de presión portátil que posibilite la lectura de presión en cualquier parte de la red. Contrastando con la toma de datos en campo a través de estos equipos vs los datos obtenidos en la simulación pueden elaborarse criterios de decisión importantes en la toma de decisión.

### 3. CENSO DE SUSCRIPTORES

Mediante, el Censo realizado con los 105 suscriptores de ASUAP, se identificaron diferentes realidades sobre las conexiones existentes al Acueducto, permitiendo la actualización de las viviendas conectadas legalmente, que son 95, pero también se pudieron identificar 21 viviendas conectadas de forma ilegal, y 3 posibles conexiones clandestinas, como se puede observar en la siguiente Tabla, y las características de las conexiones se detallan a continuación.

**Tabla 6.** Conexiones de Agua de ASUAP

Viviendas conectadas al Acueducto Comunitario ASUAP				
Total de Viviendas en el Territorio	Suscriptores del Acueducto	Viviendas conectadas legalmente	Viviendas conectadas ilegalmente	Conexiones Clandestinas
240	105	95	21	3
<b>Total conexiones del Acueducto</b>			119	



ASUAP cuenta con 105 suscriptores, de los cuales 95 cuentan con conexión de Acueducto y 10 tienen el derecho, pero no se han conectado. Contando con una cobertura del 40% de viviendas conectadas, de las 240 identificadas en el territorio, las 145 viviendas restantes que representan 60%, están conectadas a quebradas y nacimientos circundantes en el territorio.

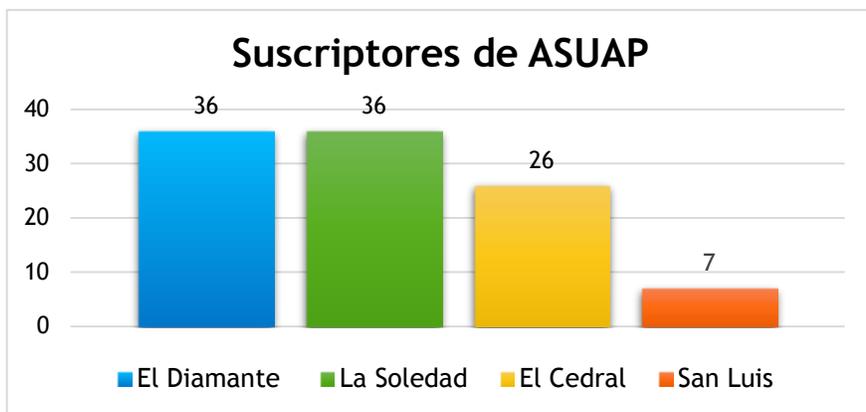
Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

#### 3.1 Población que abastece de agua ASUAP

Dentro de la población que abastece de agua ASUAP, se identifican 157 familias que integran 754 personas, de las cuales 214 viven permanentemente en el territorio representando el 28%, y 540 son habitantes flotantes, siendo la mayoría de la población con el 72%, quienes visitan el territorio los fines de semana o en temporada de vacaciones o fechas de fiestas, dónde se identifican los casos más altos en desabastecimiento

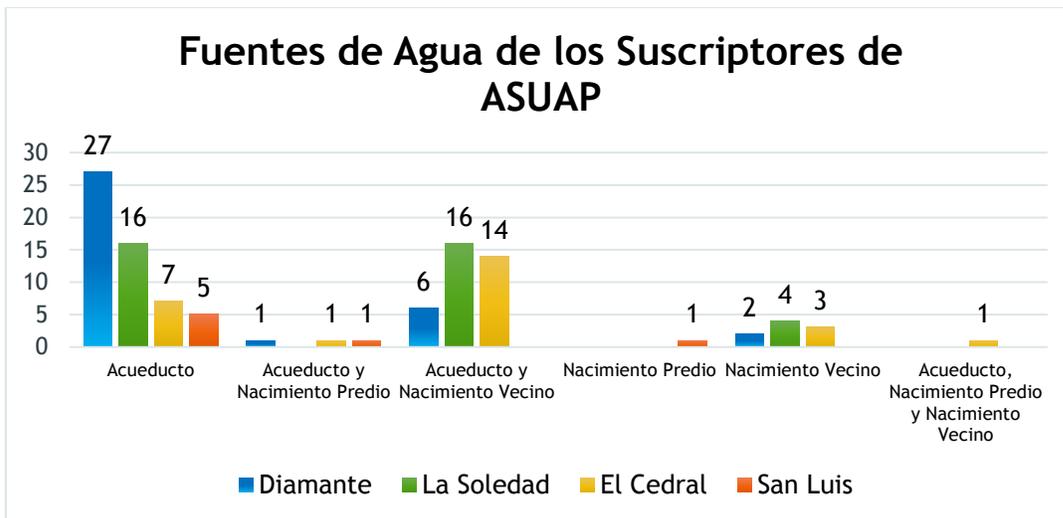
de agua, por ejemplo a inicios del año cuando se celebran las fiestas de Blancos y Negros.

### 3.2 Suscriptores de ASUAP por veredas



Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

La mayoría de los suscriptores de ASUAP son de las veredas La Soledad y El Diamante, ambas tienen igual número de afiliados, representando el 34% en cada vereda, seguido de la vereda El Cedral que cuenta con el 25% y finalmente San Luis tiene el 7% de los suscriptores del Acueducto.



Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

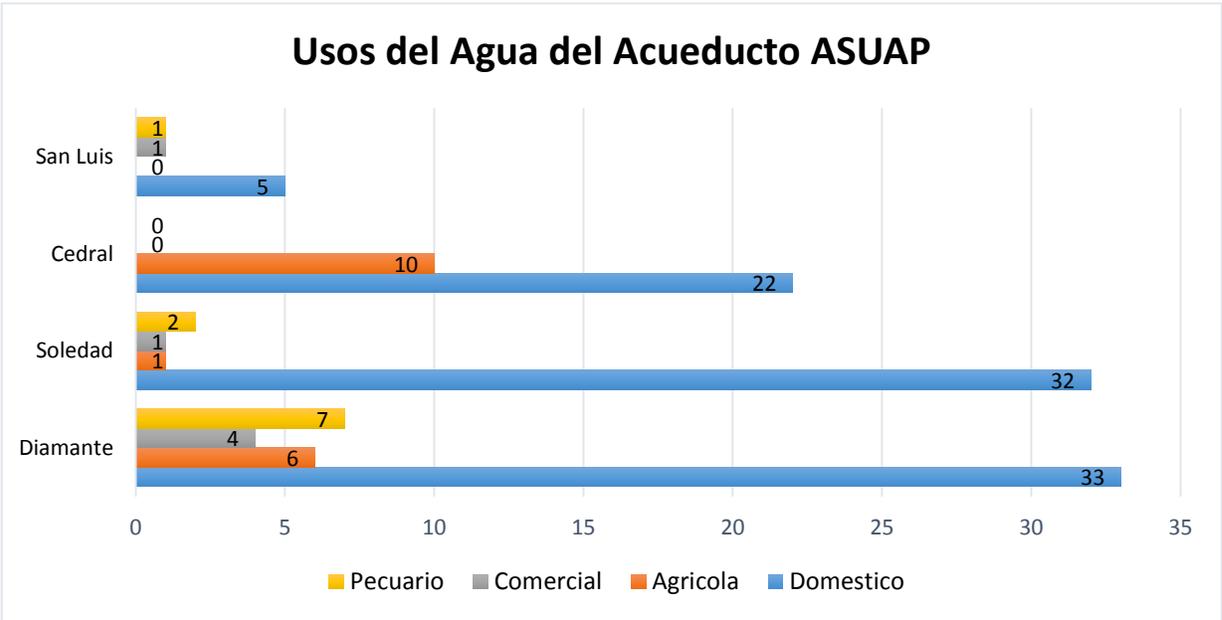
De los suscriptores, el 52% cuenta con conexión al Acueducto como única fuente hídrica, predominando

quienes se encuentran en la vereda El Diamante y dónde perciben mayor desabastecimiento, mientras el 40% cuentan con la posibilidad de acceder a una fuentes hídrica adicional como los nacimientos de agua que se encuentran en su predio o en predios vecinos, principalmente en las veredas La Soledad y El Cedral, el 1% tiene la posibilidad de acceder a dos fuentes hídricas adicionales, y el 10% no tiene conexión al acueducto por lo cual accede a otras fuentes de agua. Evidenciando que el 48% de los suscriptores tiene la posibilidad de acceder a fuentes de agua alternas.

De los suscriptores, el 52% cuenta con conexión al Acueducto como única fuente hídrica, predominando quienes se encuentran en la vereda El Diamante y dónde perciben mayor desabastecimiento, mientras el 48% cuentan con la posibilidad de acceder fuentes de agua.

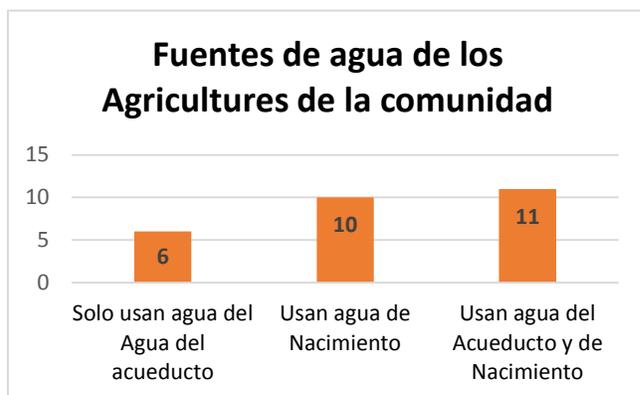
**3.3 Usos del Agua de los Suscriptores conectados**

Los suscriptores conectados, usan el agua del Acueducto, principalmente para fines domésticos representando el 97%, el 17% usa en sus actividades agrícolas, predominando en las veredas el Cedral y El Diamante, en menor proporción se encuentran quienes la dirigen a usos pecuarios a baja escala, con el 10%, y solo el 6% la usan en sus actividades comerciales.



Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

### 3.4 Fuentes de Agua para el Riego de Cultivos de los Agricultores



Dentro de los suscriptores, se identificaron 27 agricultores, de los cuales 17 usan agua del acueducto para el riego de sus cultivos. Reflejando que el 63% de los agricultores usa el agua del Acueducto para el riego y el 22% depende de esta fuente para el sostenimiento de sus cultivos, mientras el 78% puede acceder a otras fuentes de agua para este fin.

Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

### 3.5 Viviendas con servicio del Acueducto

De las 95 viviendas conectadas al Acueducto legalmente, existen 21 viviendas derivadas de estas, no legalizadas, prevaleciendo en las veredas El Diamante y El Cedral, y adicionalmente de reconocieron 6 posibles conexiones clandestinas, y 1 conexión adicional que tiene un mismo suscriptor, para un total de 123 viviendas con servicio del Acueducto.



Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

### 3.6 Almacenamiento de Agua de los Suscriptores conectados al Acueducto

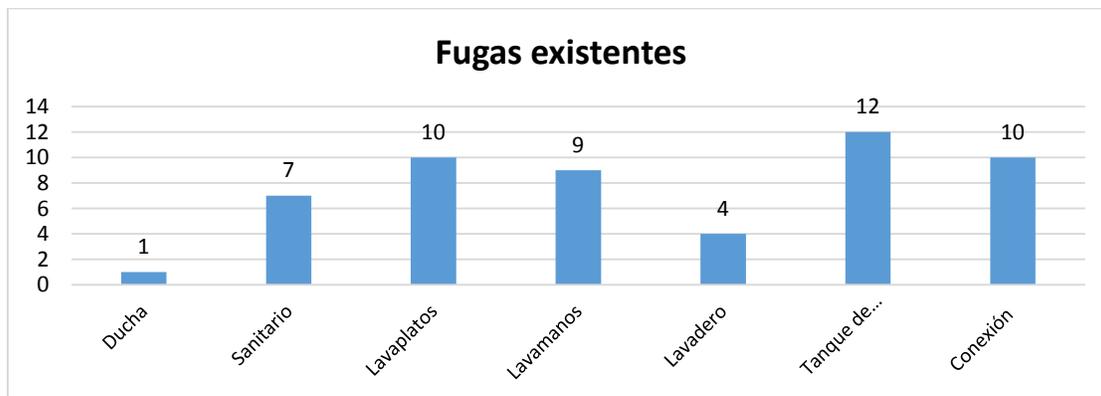


La mayoría de los suscriptores conectados al Acueducto cuentan con almacenamiento de agua, representando el 88%, no obstante, el 12% no cuentan con almacenamiento de agua, siendo la población con mayor riesgo de tener desabastecimiento de agua. Quienes tienen almacenamiento poseen capacidades principalmente entre los 1.000 y los 5.000 lts, representando el 81%, y en menor proporción se encuentran quienes tienen entre 100 y 900 lt, representando el 11%, seguido de quienes tienen entre 6.000 y 10.000 lts, con el 7% y solo el 2% tiene entre 21.000 y 40.000 lt.

Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

### 3.7 Daños con fugas en la red domiciliar de los suscriptores

En el 28% de los suscriptores se identificaron daños con fugas de agua en la red domiciliar, para un total de 53 fugas encontradas, prevaleciendo los daños en los tanques de almacenamiento, por filtraciones en la infraestructura o por daños en sus flotadores, seguido de las conexiones o acometidas y aparatos sanitarios como Lava Platos, Lava manos y Sanitarios, en menor proporción se encuentran en Lavaderos y Duchas. Representando un aporte significativo a las pérdidas de agua que tiene el Acueducto.



Fuente: elaboración propia con información del Censo de Suscriptores de ASUAP (201P). Fundación CINARA (2019).

### 3.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

EL Censo de Suscriptores de ASUAP evidenció prácticas inadecuadas con el uso del Agua, entre ellas, el riego de cultivos, conexiones derivadas a otras viviendas y los daños con fugas en diferentes aparatos de la red domiciliaria, por lo cual se hace necesario implementar campañas educativas de promoción de prácticas de uso eficiente y ahorro del agua.

A su vez, se hace necesario evaluar las derivaciones existentes con cada suscriptor para tomar la decisión de legalización

No hay participación del total de los suscriptores, la responsabilidad del sistema de abastecimiento recae sobre la junta directiva, una líder manifiesta que es una problemática cultural, porque hay desinterés y falta de sentido de pertenencia por el sistema de abastecimiento.

### 4. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2010). Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS: TÍTULO B. Sistemas de acueducto. 2da ed. Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico (Ed.); Universidad de los Andes. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA. -- Bogotá, D.C. 480 p. [Recurso electrónico].
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (2017). Resolución 0330 del 2017.
- Mokstkow, M. A. (1956). Handbuch der Hydraulik. VEB Verlag Technik. Berlin.
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente – CEPIS (2005). Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Organización Panamericana de la Salud – OPS. Lima.
- Sotelo, G. (2002). Hidráulica de Canales. Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F.
- International Water Services Association – IWSA (1991). International report of unaccounted for water and the economics of leak detection. Seminar. London, UK.
- Claudia Ximena Cubillos (2018). *Recopilación de la tradición oral y memoria cultural del Corregimiento de Felidia*. Santiago de Cali: CEDECUR.
- Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (2018) *GeoPortal*. Valle del Cauca: CVC. Recuperado de <https://geo.cvc.gov.co/mapas/aqua/6/>
- Corte Constitucional de Colombia. (2016). Sentencia T-245 del 2016. Revisado en: <http://www.corteconstitucional.gov.co/relatoria/2016/t-245-16.htm>.
- Defensoría Del Pueblo (2016). *Problemática Humanitaria en la Región Pacífica Colombiana*. Bogotá D.C: Opciones Gráficas Editores Ltda
- Instituto de Investigación y Desarrollo en Agua Potable, Saneamiento Básico y Conservación del Recurso Hídrico –CINARA. (2001). Análisis de la Sostenibilidad en Sistemas de Agua y

Saneamiento, 43 proyectos en la zona Rural de Nicaragua. Universidad del Valle. Santiago de Cali, Colombia.

- Falabella, G. (2002). Investigación participativa: nacimiento y relevancia de un nuevo encuentro ciencia – sociedad. En Durston, y Miranda. (Coord.), Experiencias y metodologías de investigación participativa. División del Desarrollo Social. Naciones Unidas. CEPAL. Santiago de Chile.

## **5. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Uno de los aspectos técnicos considerados en la ejecución del proyecto fue la realización del levantamiento topográfico en uno de los componentes del sistema de abastecimiento. Debido a que no se tenía información topográfica sobre la localización de algunas válvulas y tramos de tubería en la red de distribución, además de las dificultades técnicas en la bocatoma que implicarían un posible cambio de estructura y el funcionamiento hidráulico del desarenador y el tanque de almacenamientos, se tomó la decisión de hacer el levantamiento topográfico en uno de los tramos más críticos del acueducto, en la parte alta del sector el diamante, debido. Este levantamiento, además tuvo la intención de verificar los datos de altitud en la topografía existente para poder realizar el chequeo hidráulico en la red con datos confiables. El resultado fue que las dos topografía coincidían en sus datos. Se presenta en el anexo 3 el levantamiento topográfico de un tramo de la red de distribución. Se aclara que por costos disponibles del proyecto no se hizo todo el levantamiento de la red, además no se necesitó debido a que las dos topografías coincidieron en sus datos. Al final se trabajó la modelación con el plano existente y con valores de verificación de algunas válvula en la red.

## 7. ANEXOS

### 7.1 Anexo 1. Consumo de agua por habitante en ASUAP El Diamante

n	Suscriptor	Nodo asignado	Número de habitantes permanentes	Demanda permanente (L/s)	Número de habitantes flotantes	Demanda flotante (L/s)
			Dotación de 120 L/hab*d		Dotación de 80 L/hab*d	
1	CARLOS EFREN GAVIRIA LOPEZ	-	3	-	5	-
2	GUNNAR MORDUS	-	5	-	4	-
3	LIGIA HOYOS BRAVO	-	3	-	6	-
4	FRANCISCO ANTONIO COMETA TRUJILLO	S13	0	0,000	6	0,006
5	ESCUELA CRISTOBAL COLON	D2	16	0,022	0	0,000
6	ROSENDO ESCOBAR	D10	0	0,000	0	0,000
7	JUAN FERNANDO MOLINA	D63	6	0,008	1	0,001
8	HILDEMARO ORTIZ	D63	2	0,003	156	0,144
9	MARTHA LUCIA FERRO ALZATE	D64	2	0,003	3	0,003
10	HECTOR JULIO LOPEZ	D67	2	0,003	10	0,009
11	FRANCIA ELENA MEZA JARAMILLO	D67	2	0,003	5	0,005
12	CARLOS LINARES	D68	0	0,000	4	0,004
13	MARTHA CECILIA ARENAS CASTAÑO	D68	2	0,003	8	0,007
14	YANETHA DRADA SERNA	D68	0	0,000	2	0,002
15	GLADYS ZALAZAR CASTAÑO	D68	3	0,004	1	0,001
16	DAVID SEBASTIAN VALENCIA RESTREPO	D68	2	0,003	5	0,005
17	JOSE MARIA ESCOBAR QUINTERO	D68	4	0,006	2	0,002
18	PADRE AMADEOS	D68	6	0,008	1*	0,001
19	JOSE ANTONIO ABADIA NARVAEZ	D68	0	0,000	10	0,009
20	JOSE FERNANDO VALENCIA	D74	1*	0,001	1*	0,001
21	NANCY BARONA	D80	2	0,003	10	0,009
22	WILSON QUIROGA	D79	0	0,000	6	0,006
23	VICTOR ALONSO AMAYA	D82	1	0,001	10	0,009
24	MARIA ALIRIA MUÑOZ URBANO	D86	2	0,003	0	0,000
25	MARLENE LONDOÑO	D86	4	0,006	2	0,002
26	JUAN CARLOS CAMAYO MOSQUERA	D86	4	0,006	0	0,000
27	VICTOR HUGO PINEDA USMA	D87	0	0,000	4	0,004
28	RUTH LONDOÑO	D88	0	0,000	2	0,002
29	HAROLD GONZALEZ RAMOS	D89	2	0,003	0	0,000

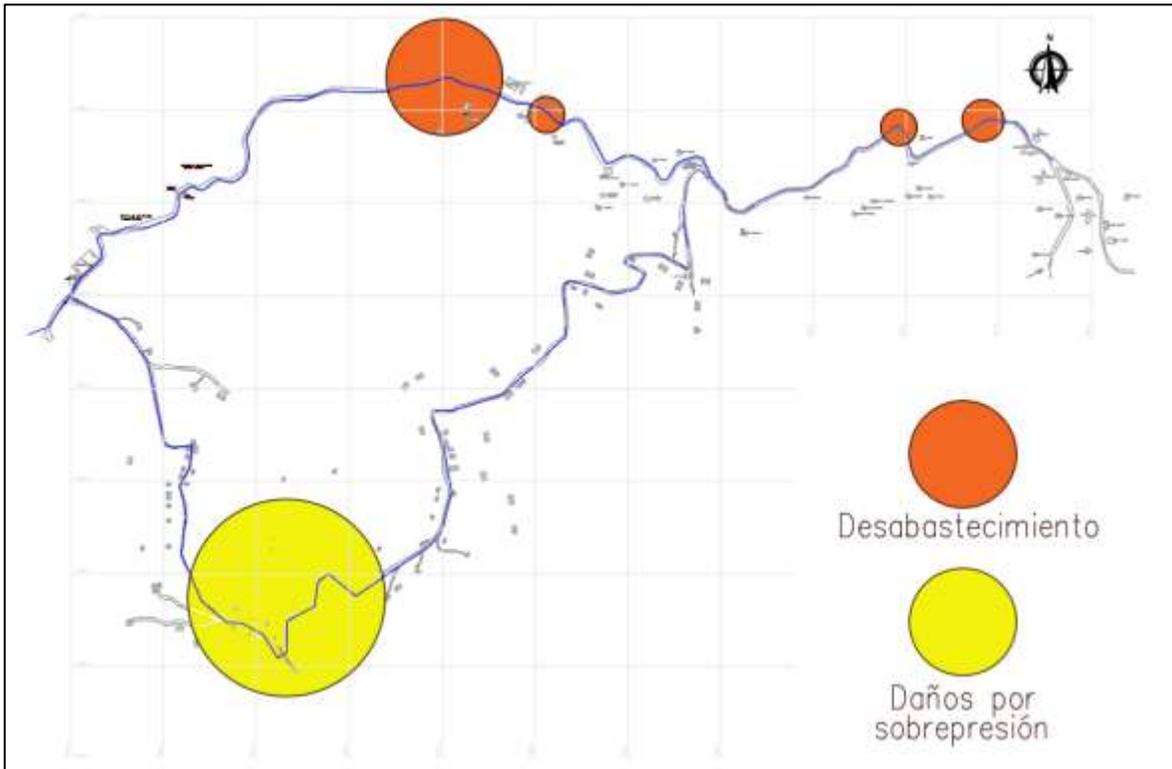
30	LUIS ALVARO GIMENEZ	D90	6	0,008	0	0,000
31	NESTOR LOPEZ	D94	4	0,006	2	0,002
32	ALVARO NINCO LIZCANO	D95	2	0,003	2	0,002
33	HENRY CUARTAS OLIVARES	D96	0	0,000	5	0,005
34	JORGE ENRIQUE CARDENAS MARULANDA	S49	0	0,000	3	0,003
35	JESUS EDMUNDO BOTINA PINCHAO	S49	0	0,000	4	0,004
36	OSCAR HERNANDEZ	S49	3	0,004	0	0,000
37	ROBERTINA HOYOS	S49	6	0,008	0	0,000
38	WILIAM SANCHEZ	S49	7	0,010	0	0,000
39	MIGUEL JESUS ORTEGA MUÑOZ	C8	7	0,010	0	0,000
40	JESUS ALIRIO PARRA	C15	2	0,003	0	0,000
41	PEDRO ANTONIO MUÑOZ PARDO	C40	4	0,006	0	0,000
42	JORGE GONZALEZ	C47	2	0,003	2	0,002
43	GERARDO MARTINEZ	C46	0	0,000	1	0,001
44	BERNARDO CAICEDO GUTIERREZ	C49	3	0,004	0	0,000
45	JAIMEN FERNANDEZ	C51	4	0,006	5	0,005
46	MARIA DEL SOCORRO MANRIQUE	C52	1	0,001	2	0,002
47	MARIO ALFONSO MUÑOZ CEDIEL	C52	1	0,001	0	0,000
48	NAPOLEON RESTREPO CRUZ	C52	1	0,001	2	0,002
49	OSCAR LEMOS	C52	1	0,001	4	0,004
50	ANDERSON RIVAS MARIN	C52	3	0,004	0	0,000
51	JUAN GUILLERMO OCHOA	C52	5	0,007	3	0,003
52	MARITZA PINTA	C52	8	0,011	0	0,000
53	ANA SOFIA MUÑOZ	C52	2	0,003	4	0,004
54	MIGUEL DIEGO MUÑOZ	C52	2	0,003	8	0,007
55	JOSE ARNOBIO DONEYS MUÑOZ	C52	0	0,000	0	0,000
56	JESUS ANTONIO NIETO VALENCIA	C52	1	0,001	5	0,005
57	FRANCY ESTHER ALARCON	C52	4	0,006	0	0,000
58	JUAN BAUTISTA ARANGO	C35	2	0,003	0	0,000
59	NESTOR LOZANO	C39	1	0,001	25	0,023
60	FAMILIA ESCOBAR VELEZ	S11	4	0,006	2	0,002
61	MARIA DEL CARMEN MEJIA	S12	0	0,000	4	0,004
62	YOLANDA GUITIERREZ	S12	3	0,004	1	0,001
63	JOSE NEVAL HERNANDEZ SILVA	S12	1	0,001	8	0,007

0	JAIME CRUZ	S17	2	0,003	0	0,000
65	ADRIANA CUELLAR FLAKER	S17	0	0,000	5	0,005
66	RODRIGO ALBERTO CORREA PEREZ	S18	0	0,000	3	0,003
67	HUMBERTO GALLEG0	S18	0	0,000	4	0,004
68	PATRICIO CERON	S22	2	0,003	0	0,000
69	MIRLEXI MONROY	S19	3	0,004	1*	0,001
70	PEDRO ANTONIO MUÑOZ PARDO	S19	4	0,006	0	0,000
71	RAFAEL PANNES0	S21	0	0,000	6	0,006
72	ALVARO ZAPATA PEREZ	S22	0	0,000	6	0,006
73	MANUEL RIVERA	S22	0	0,000	11	0,010
74	HECTOR FABIO HURTADO MEDINA	S25	3	0,004	10	0,009
75	VICTOR RAUL BELARCAZAR	S24	0	0,000	2	0,002
76	AURA ELISA GALEANO	S26	3	0,004	6	0,006
77	PLINIO ORDOÑEZ	S26	0	0,000	8	0,007
78	ANCIZAR GOMEZ	S26	2	0,003	8	0,007
79	MARTHA LUCIA PALACIOS PEÑARANDA	S31	0	0,000	6	0,006
80	JOSE NEVAL HERNANDEZ SILVA	S31	0	0,000	0	0,000
81	NORA IVANNY OSPINA	S31	0	0,000	6	0,006
82	ISABEL MACA DE GIRALDO	S31	5	0,007	4	0,004
83	OMAR TULIO GIRALDO MACA	S32	5	0,007	0	0,000
84	VICTORIA EUGENIA QUINTERO	S33	5	0,007	8	0,007
85	ERNESTO VELEZ ARANGO	S33	0	0,000	5	0,005
86	CARMEN DIAZ	S33	3	0,004	1	0,001
87	LUIS ALFREDO DELGADO VALDES	S33	0	0,000	1	0,001
88	PEDRO GAMBOA	S34	0	0,000	6	0,006
89	WALTHER RAMIREZ AGUDELO	S34	0	0,000	8	0,007
90	CENTRO DE SALUD	S34	0	0,000	5	0,005
91	HARLEM MURILLO GARCIA	S34	0	0,000	2	0,002
92	OSCAR BETANCOURTH	S34	0	0,000	5	0,005
93	BEATRIZ CECILIA ZAPATA PEREZ	S34	1	0,001	5	0,005
94	MARIBEL MUÑOZ	S38	0	0,000	5	0,005
95	NELLY ESPERANZA GRANDE	S38	1	0,001	0	0,000
96	ELIZABETH GRANDE SANCHEZ	S38	3	0,004	5	0,005
97	CARLOS ALBERTO AMURGUEITIO MANRIQUE	S41	1	0,001	2	0,002
98	JOSE FERNANDO BLANCO	S41	3	0,004	10	0,009

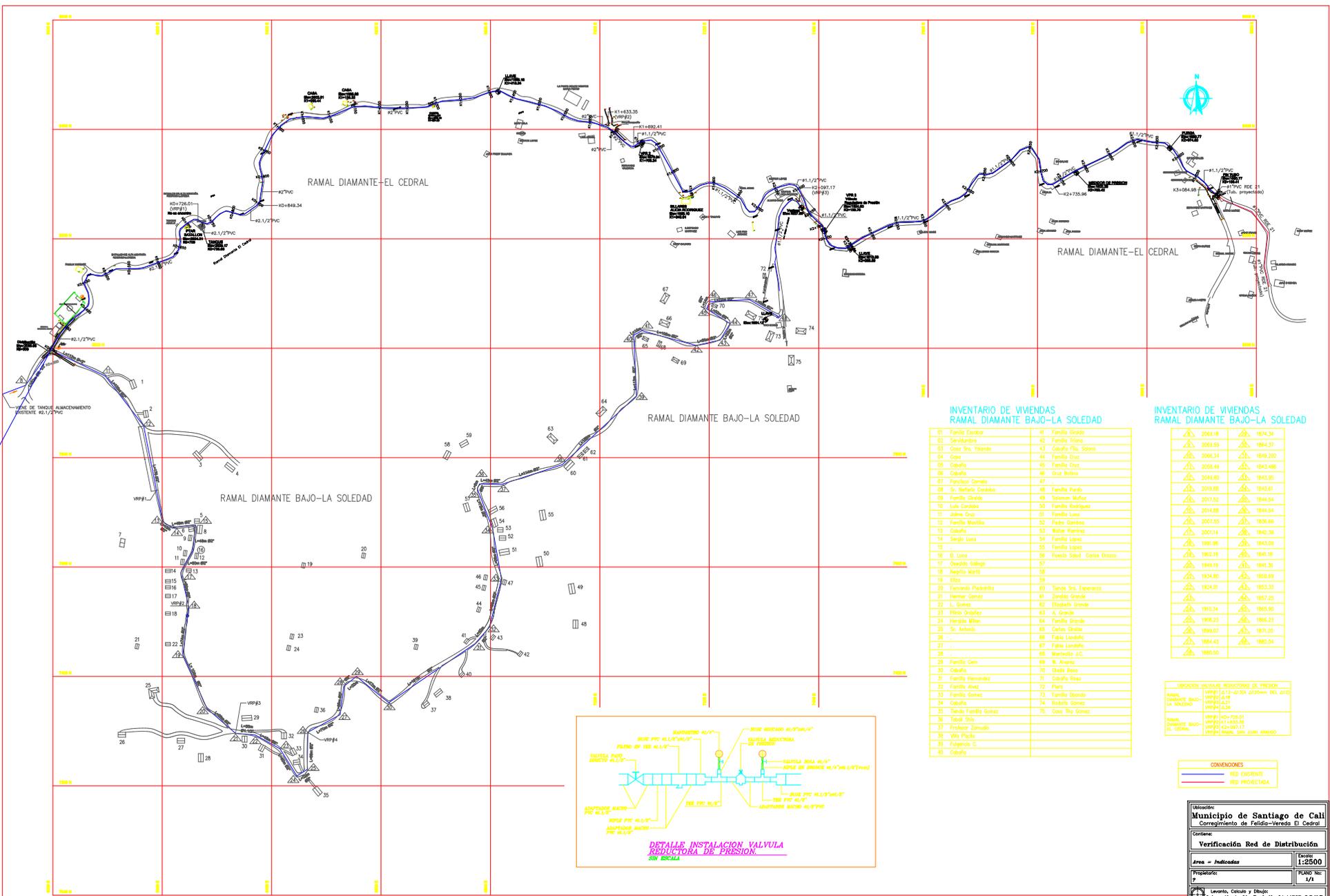
99	FABIO LONDOÑO GUTIERREZ	S41	2	0,003	2	0,002
100	YOLANDA FIGUEROA	S43	0	0,000	2	0,002
101	WILIAN ROJAS ROJAS	S45	0	0,000	10	0,009
102	EDUAR SERNA SANCHEZ	S46	0	0,000	2	0,002
103	FERNANDO VILLAREAL VASQUEZ	S47	3	0,004	10	0,009
104	SONNY OCHOA	S47	0	0,000	2	0,002
105	JUAN DAVID ECHEVERRY	S47	0	0,000	5	0,005
$\Sigma$			204 hab permanentes	0,283 L/s	528 hab flotantes	0,489 L/s

\*No sabe; se asumió un valor de habitante de 1

### 7.2 Anexo 2. Problemáticas de desabastecimiento y sobrepresión en el acueducto



### 7.3 Anexo 3. Levantamiento topográfico de la red.



**INVENTARIO DE VIVIENDAS  
RAMAL DIAMANTE BAJO-LA SOLEDAD**

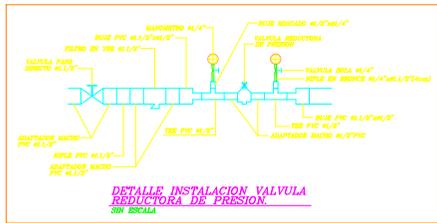
01	Familia Escobar	41	Familia Granda
02	Servidumbre	42	Familia Tronzo
03	Casa Sra. Yolanda	43	Caballo Pta. Salento
04	Casa	44	Familia Cruz
05	Caballo	45	Familia Cruz
06	Caballo	46	Cruz Bolfo
07	Francois Daniela	47	-
08	Sr. Nefario Cordeba	48	Familia Pardo
09	Familia Granda	49	Salomon Muñoz
10	Lula Cordoba	50	Familia Rodriguez
11	Jaime Cruz	51	Familia Luna
12	Familia Manilla	52	Pedro Gamboa
13	Caballo	53	Walter Ramirez
14	Sergio Luna	54	Familia Lopez
15	-	55	Familia Lopez
16	B. Luna	56	Puerto Salud Carlos Orozco
17	Dionicio Salgado	57	-
18	Magno Marín	58	-
19	Educa	59	-
20	Fernando Piedrahíta	60	Tiendo Sra. Esperanza
21	Herman Gomez	61	Zoraida Grande
22	L. Gomez	62	Elizabeth Grande
23	Pilito Ordoñez	63	A. Grande
24	Heraldo Milan	64	Familia Grande
25	Sr. Antonio	65	Carlos Granda
26	-	66	Fabio Londoño
27	-	67	Fabio Londoño
28	-	68	Montecito J.C.
29	Familia Oem	69	El Mundo
30	Caballo	70	Grada Rosa
31	Familia Hernandez	71	Caballo Rosa
32	Familia Avaz	72	Piero
33	Familia Gomez	73	Familia Ocampo
34	Caballo	74	Rodolfo Gomez
35	Tiendo Familia Gomez	75	Dora Tito Gomez
36	Tobal Sin	-	-
37	Profesor Zamudio	-	-
38	Villo Pichia	-	-
39	Fulgencio C.	-	-
40	Caballo	-	-

**INVENTARIO DE VIVIENDAS  
RAMAL DIAMANTE BAJO-LA SOLEDAD**

2009.16	1874.34
2009.59	1864.37
2006.24	1849.202
2008.49	1843.686
2048.80	1843.95
2018.88	1843.61
2017.52	1844.54
2014.88	1844.54
2007.55	1836.66
2001.14	1842.30
1991.98	1843.00
1962.18	1841.18
1949.19	1841.36
1934.80	1850.69
1924.01	1853.33
1910.34	1865.90
1908.23	1866.23
1899.07	1871.20
1884.43	1882.04
1860.50	-

UBICACION VALVULAS REDUCTORAS DE PRESION

RAMAL DIAMANTE BAJO-LA SOLEDAD	VVP#1 01-02-03-04-05-06-07-08-09-10-11-12-13-14-15-16-17-18-19-20
RAMAL DIAMANTE BAJO-EL CEDRAL	VVP#1 K1+633.35 VVP#2 K2+097.17 VVP#3 RAMAL SAN JUAN ABRAZO



Proyecto:  
**Municipio de Santiago de Cali**  
Corregimiento de Feliúa-Vereda El Cedral

Contiene:  
**Verificación Red de Distribución**

Área = Prediadora

Propietario:

Levantó, Calculó y Dibujó:  
**Valme Alzate Llo Prof. No 01.11737 C.P.M.T**

Fecha:  
**14 de Agosto del 2019**

Escala:  
**1:2500**

Planos No:  
**B**

Hoja No:  
**10**

**MUNICIPIO DE SANTIAGO DE CALI**  
SECRETARIA DE SALUD PUBLICA  
CORREGIMIENTO FELIUA  
VEREDAS EL DIAMANTE LA SOLEDAD Y EL CEDRAL

PROYECTO: **DISEÑO PLANTA TRAMIENTO DE AGUA POTABLE**

CONTIENE: **PLANTA RED DE DISTRIBUCION**

DISENO: **A.S.R.** PLANOS No: **B** DE: **10**

REVISO: **O.A.S.** ESCALA: **1:2500**

DIBUJO: **PLACER & PLACER** FECHA: **28/08/2006**