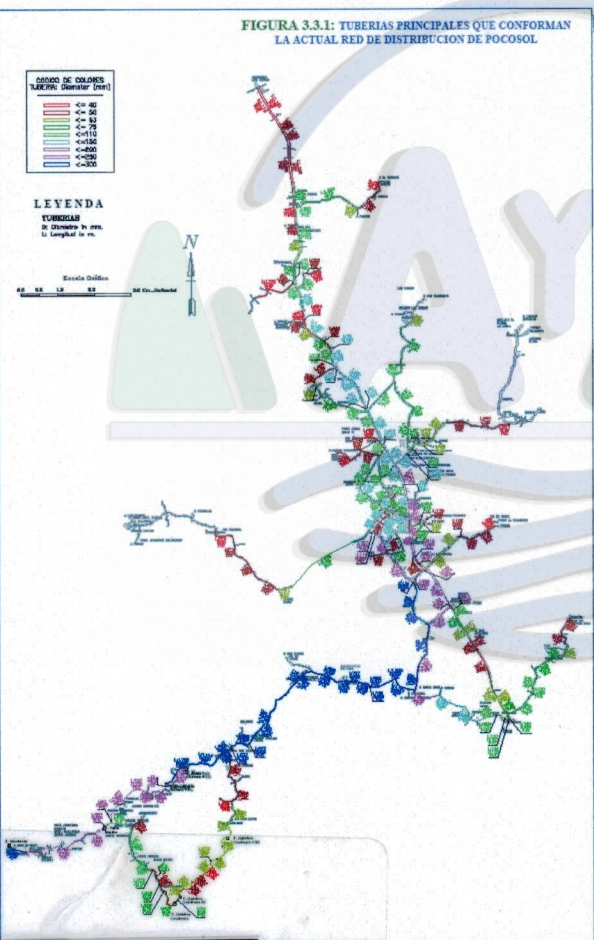


Potable de Poccosol



CEDO AyA
5368

Informe Final

Agosto 2006
Santa Rosa, Pocosol



**Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados
Centro de Documentación e Información
UEN Investigación y Desarrollo**



**AUTORIZACIÓN INSTITUCIONAL PARA PUBLICAR TESIS, ESTUDIOS,
ARTÍCULOS Y/O INFORMES PROPIEDAD INTELECTUAL DE AyA EN EL
REPOSITORIO DIGITAL DEL CEDI**

Yo, Jorge Luis Zapata Arroyo

N° Cédula: 2-0564-875

Dependencia: Gerencia General

Autorizo como Gerente General y representante legal del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) cédula jurídica 4-000-042138 al Centro de Documentación e Información (CEDI) de la UEN Investigación y Desarrollo la inclusión, publicación y difusión en su Repositorio Digital y Catálogo en línea (OPAC) la documentación incluida en la lista adjunta.

Se trata de estudios y documentos cuyos derechos intelectuales y de uso son exclusivos de nuestra institución.

E-mail: gerenciageneral@aya.go.cr **N° Teléfono:** 2242-5090

**JORGE LUIS ZAPATA
ARROYO (FIRMA)**

Firmado digitalmente por JORGE
LUIS ZAPATA ARROYO (FIRMA)
Fecha: 2022.08.29 19:48:12 -06'00'

Firma: _____

Informe Final del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de Pocosol	2
1. Introducción.....	3
2. Objetivo y alcances del estudio.....	3
2.1 Objetivo	3
2.2 Alcances	4
3. Situación actual	4
3.1 Fuentes de agua	4
3.2 Sistema de suministro después tanque Monterrey.....	5
3.3 Sistema de distribución.....	6
4. Balance de agua.....	7
4.1 Consumo actual	7
4.2 Producción actual.....	8
4.3 Agua No contabilizada.....	10
4.4 Dotación de agua.....	10
5. Evaluación de las mediciones de caudal y de presión	11
5.1 Generalidades.....	11
5.2 Mediciones de caudal.....	12
5.3 Mediciones de presión.....	16
6. Modelación del sistema	19
6.1 Datos básicos de los modelos.....	20
6.2 Demanda nudales básicas.	20
6.3 Resultados y calibración del modelo en la situación actual.....	21
7. Análisis del almacenamiento.....	26
7.1 Almacenamiento.....	26
7.2 Conclusiones del almacenamiento	28
8. Proyección de la demanda de agua hasta el año 2025.....	28
8.1 Proyección de la población y demanda de agua.....	28
8.2 Balance de agua.....	30
8.3 Incorporación de nuevos desarrollos urbanísticos	32
9. Propuestas de mejoras	34
9.1 Instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, sistemas principales.....	34
9.2 Interconexión de los sistemas principales.....	36
9.3 Interconexión de los tanques principales en serie	36
9.4 Instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, sistema Santa Marta	37
9.5 Ampliación del volumen del tanque quiebragradiante.....	37
9.6 Perforación de un pozo de producción.....	37
9.7 Instalación de un Sistema de Control Operacional (SCO)	38
9.8 Resumen de las mejoras	38
10. Conclusiones y recomendaciones de este primer informe	40
10.1 Conclusiones	40
10.2 Recomendaciones.....	40



Informe Final del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de Pocosal

1. Introducción

Este Informe Final contiene las conclusiones y recomendaciones del estudio al sistema de Abastecimiento de Agua Potable de Santa Rosa de Pocosol. En el se presenta el balance de agua realizado a dicho sistema, el cual se basa en las mediciones de campo efectuadas al efecto y a la evaluación de la facturación actual del sistema, de los primeros seis meses de este año. Posteriormente se realiza una modelación hidráulica del sistema y se vierten las recomendaciones de operación del sistema, así como una propuesta de mejoras integrales del acueducto, especialmente en disminuir las presiones de servicio que en la actualidad son excesivas.

El propósito principal de la consultoría fue establecer el modelo hidráulico del sistema, para simular la situación actual de operación y poder estudiar las posibles ampliaciones que se requieren en el futuro, así como proponer las mejoras para disminuir los porcentajes de Agua No Contabilizada¹. El modelo será un instrumento muy útil a futuro para el operador del sistema, puesto que tendrá el comportamiento hidráulico de su sistema con lo cual podrán tomar una serie de decisiones, especialmente a cuanto a la disponibilidad del servicio en los diferentes sectores del acueducto.

La modelación y posterior evaluación se realizó por medio del programa de computadora del WaterCAD, de cuya calibración se propondrán las conclusiones y las recomendaciones a nivel general.

Para lograr lo anterior, se recopiló la información suministrada por la ASADA de Pocosol y del AyA, en cuanto a la conformación de las tuberías del acueducto, para lo cual se procedió a la digitalización de la información contenida en los planos en papel a autocad. De igual forma se contó con las mediciones de caudales y presiones realizadas en el campo, para determinar los parámetros de caudal y presión de este sistema. Además, se analizó la información Comercial de la ASADA en cuanto a la facturación de todos los usuarios, para los primeros seis meses de este año 2006, a fin de establecer la demanda de las comunidades que se explican adelante, como las demandas de las áreas nudales de la red de distribución, según las áreas de facturación a utilizar posteriormente en el modelo hidráulico.

2. Objetivo y alcances del estudio

2.1 Objetivo

En síntesis, el objetivo del estudio es elaborar un modelo hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable de Santa Rosa de Pocosol, que ayude a determinar la problemática actual en la operación, desde el tanque de distribución de Monterrey hasta la

¹ Agua que ingresa al sistema pero que no se factura.

red de distribución en partes más alejadas, tales como la comunidad de San Humberto. Con base en los resultados de esta modelación, se propondrá las mejoras de la operación del sistema, las mejoras al sistema físico, especialmente para disminuir las pérdidas de agua y visualizar la operación futura en cuanto al crecimiento de la demanda en los diversos sectores.

En conclusión, con base en esta modelación calibrada, se podrá determinar los efectos inmediatos dentro de la operación del acueducto debidos a los aumentos en la demanda, en cualquier parte de la red de distribución y la vez, establecer las mejoras requeridas para que este aumento de la demanda, no afecte el servicio en su totalidad.

2.2 Alcances

De acuerdo con el objetivo anterior, los alcances que se han definido son los siguientes:

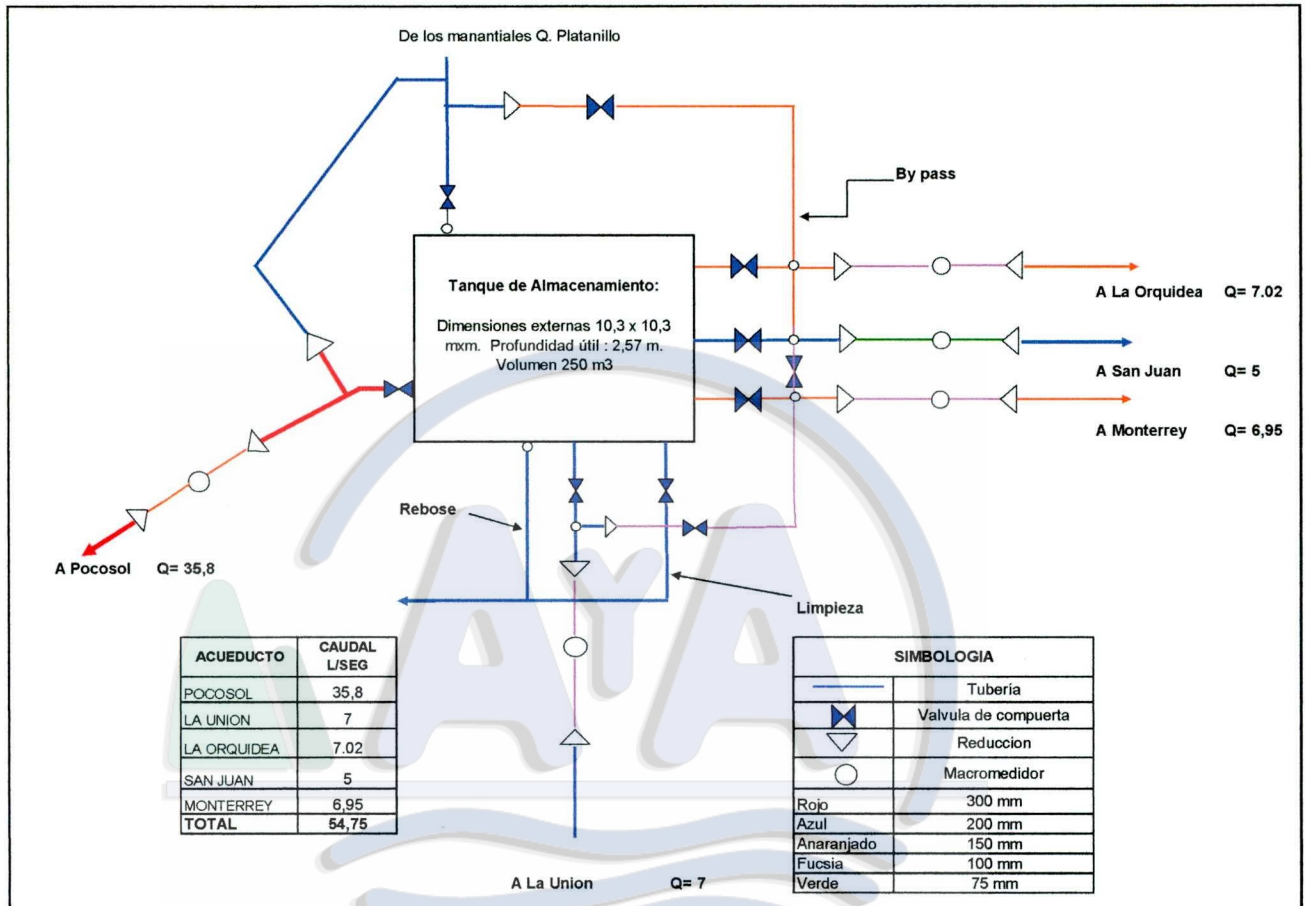
- Determinar el balance de agua del sistema (oferta y demanda).
- Establecer la demanda de agua por medio de la facturación y de las mediciones de producción del sistema.
- Establecer las demandas nudales con base al balance de agua.
- Construir el modelo con base en los planos suministrados por el AyA.
- Calibrar el modelo con base en las mediciones de caudal y presión.
- Establecer conclusiones y recomendaciones sobre la operación del sistema, pérdidas de agua y simulación de operación futura con el aumento de la demanda.

3. Situación actual

3.1 Fuentes de agua

En la actualidad el sistema se abastece de varias captaciones de manantiales, denominadas Quebrada Platanillo, ubicadas al sur-oeste de la ciudad de Santa Rosa de Pocosol, en las estribaciones del volcán Arenal cerca de la Fortuna de San Carlos. La distancia entre las captaciones y el tanque de Monterrey es de unos 11,7 kms, tanque que distribuye el agua para cinco sistemas de abastecimiento, tal como se muestra en la figura 3.1.1. El sistema es completamente por gravedad desde las nacientes hasta el tanque de Monterrey y desde este hasta la red de distribución de Pocosol. El agua se conduce en ambos tramos por medio de tuberías de PVC que oscilan desde los 200 a los 300 mm de diámetro.

Figura 3.1.1: Esquema del Tanque Monterrey



3.2 Sistema de suministro después tanque Monterrey

El sistema de suministro desde el tanque de Monterrey hasta los tanques de almacenamiento de Pocosal, está compuesto de las siguientes partes:

- Tuberías de conducción del tanque de Monterrey hasta los tanques de distribución del sistema de Pocosal. Son tuberías de PVC SDR-32.5 y 41, con diámetros que van desde los 150 mm hasta los 300 mm, para una longitud total de 6,1 kms. En el Cuadro 3.2.1, se muestra un resumen de estas tuberías de conducción.
- Existen dos tanques en el sistema de conducción, uno que sirve de almacenamiento para el sistema de Santa Marta, según se explica adelante y un quebragradiente, ubicados a las elevaciones de 288 y 249 m.s.n.m respectivamente.

Cuadro 3.2.1: Sistema de conducción Tanque Monterrey-Tanques de Almacenamiento de Los Araya y Punto Rojo

Diámetro (mm)	Longitud m
300	540
250	3.564
200	2.028
Total	6.132

3.3 Sistema de distribución.

Este sistema comprende la distribución del agua a nivel domiciliario, estando compuesto por los tanques de almacenamiento y las redes propiamente dichas. En la Figura 3.3.1, se muestra un esquema la totalidad del sistema, desde los tanques de almacenamiento hasta la red de distribución.

3.3.1 Almacenamiento.

Actualmente el sistema cuenta con dos tanques de almacenamiento con un volumen total de 1500 m³, asentados y de concreto. Los dos tanques se denominan Los Araya y Punto Rojo, distantes entre sí, como en 800 metros y con diferentes elevaciones, que abastecen a dos sistemas de distribución de forma independiente.

El tanque Los Araya se ubica a una elevación del terreno de 190 m.s.n.m², con una altura de 5 metros y una capacidad de almacenamiento de 1000 m³. El tanque Punto Rojo se ubica a una elevación del terreno de 175 m.s.n.m, con una altura de 5 metros y una capacidad de almacenamiento de 500 m³. Además, existe el tanque de 50 m³, que funciona como almacenamiento llamado Santa Marta, que abastece a los poblados de Santa Marta, Monte Limar y parte de San Andrés, a través de una línea de distribución independiente.

3.3.2 Red de distribución

La red principal, de acuerdo con la información suministrada por los planos del AyA, está compuesta de tuberías cuyos diámetros varían desde los 25 mm hasta los 300 mm de diámetro, en material de PVC SDR-32.5 y 41, con una longitud instalada de unos 126 km. Es de señalar, que esta longitud comprende los dos Sistemas de Distribución, denominados 1 y 2, tal como se observa en la Figura 3.3.1. En el Cuadro 3.3.1 se presenta un resumen de las tuberías existentes principales, de las cuales se construyó el modelo hidráulico.

² m.s.n.m. = metros sobre el nivel del mar

FIGURA 3.3.1: TUBERIAS PRINCIPALES QUE CONFORMAN LA ACTUAL RED DE DISTRIBUCION DE POCOSAL

CODIGO DE COLORES
TUBERIA: Diametro (mm)

—	<= 40
—	<= 50
—	<= 63
—	<= 75
—	<= 110
—	<= 150
—	<= 200
—	<= 250
—	<= 300

LEYENDA

TUBERIAS
D: Diametro in mm.
L: Longitud in m.

Escala Gráfica
0.0 0.5 1.0 2.0 3.0 Km. Horizontal

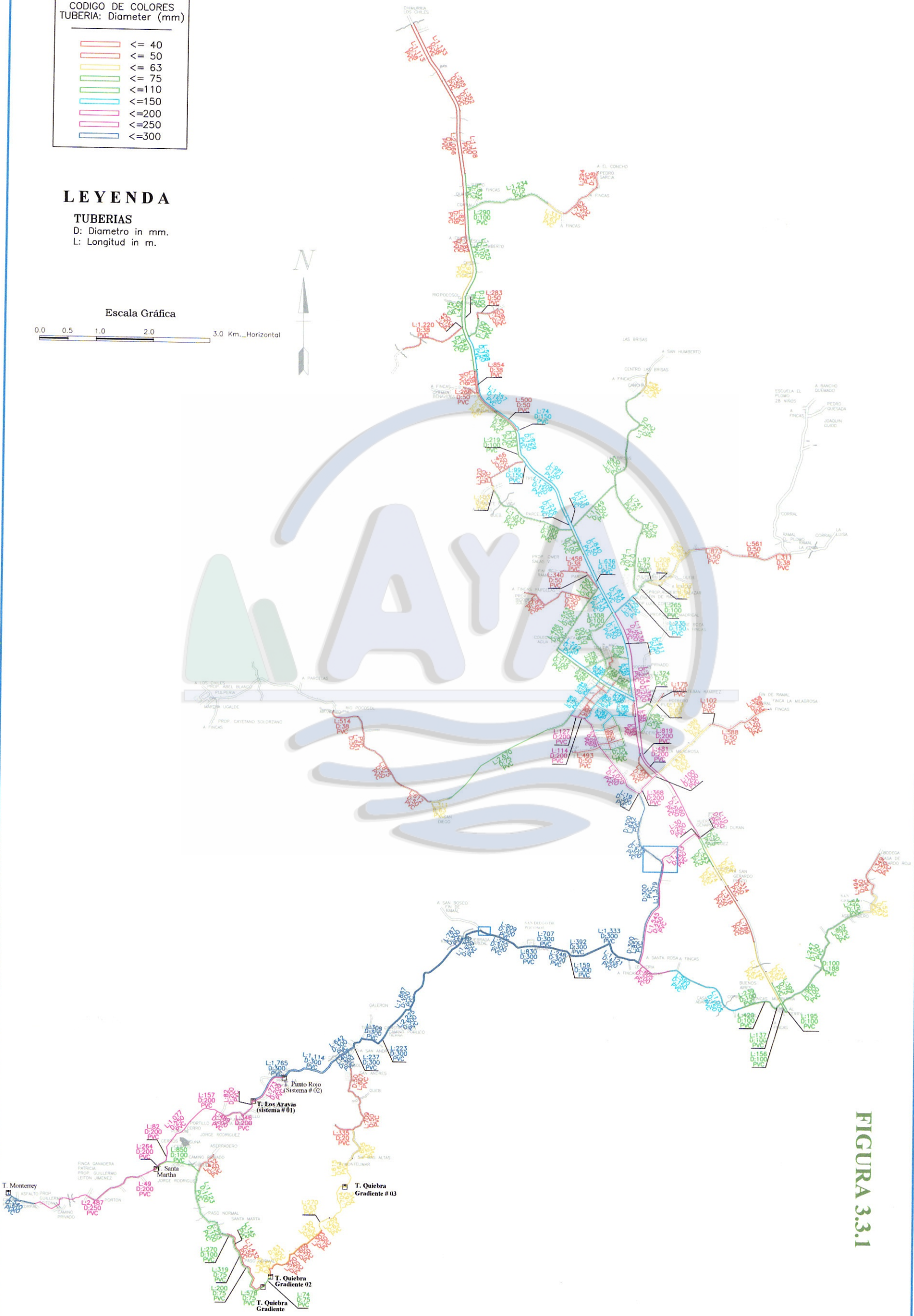


FIGURA 3.3.1

Cuadro 3.3.1: Resumen de tuberías principales

Diámetro (mm)	Longitud m
300	20.171
250	5.870
200	6.013
150	17.215
100	17.230
75	16.326
65	12.082
50	22.491
38	8.480
25	638
Total	126.513

El sistema de la red de distribución, está dividido en tres sistemas que se definen a partir de los tanques de distribución y el tanque de Santa Marta. Así los sistemas se definen como sigue:

Sistema 1: Se abastece del tanque de Los Araya

Sistema 2: Se abastece del tanque Punto Rojo

Sistema de Santa Marta: Se abastece del tanque de Santa Marta (SM)

4. Balance de agua

4.1 Consumo actual

El consumo actual o la demanda del sistema, se determinó a partir de los datos básicos de la facturación comercial, los datos de medición de las líneas de conducción y distribución realizadas para los propósitos del estudio, así como los datos de los macromedidores existentes en el tanque de Monterrey y del acueducto Los Lirios.

De acuerdo con los datos de facturación de los primeros seis meses del año 2006 y según el promedio de las conexiones del mes de junio de este año, el volumen promedio facturado y medido fue de 58.524 m³ por mes, de 2053 conexiones domiciliarias, para un promedio por conexión de 29 m³/mes, un poco mayor que la media de San José que oscila en los 25 m³. Se puntualiza que todas las conexiones domiciliarias, tienen hidrómetros en un 100%. En el Cuadro 4.1.1 se observan los datos para cada una de las comunidades y sectores que se abastecen del sistema, con el número de usuarios como su consumo promedio. Es de señalar que la facturación que nos fue suministrada, no discrimina entre conexiones domésticas o reproductivas, incluyendo estas últimas las comerciales e industriales, lo cual se refleja en el Cuadro 4.1.1, especialmente en las comunidades donde los promedios son bastante altos, dado que existen pequeñas industrias del tipo de aserraderos, empacadoras, porquerizas y lecherías.

Cuadro 4.1.1: Resumen de la facturación mensual de los primeros seis meses del año 2006

Comunidad o sector	Conexiones	Consumo m3/Mes	Promedio por conexión m3/Mes
COMUNIDAD DE ACAPULCO	74	2,143	32
COMUNIDAD BUENOS AIRES	122	4,216	34
COMUNIDAD LA MILAGROSA	20	432	24
COMUNIDAD LAS NIEVES	54	1,493	29
COMUNIDAD LOS ANGELES	68	1,661	27
COMUNIDAD MONTE LIMAR	17	525	30
COMUNIDAD SAN ANDRES	23	519	25
COMUNIDAD SAN DIEGO	60	1,746	29
COMUNIDAD SAN GERARDO	58	1,956	33
COMUNIDAD SAN HUMBERTO	49	1,871	37
COMUNIDAD SANTA LUCIA	28	603	22
COMUNIDAD SAN MARIA	140	3,558	27
COMUNIDAD DE SANTA MARTA	13	787	77
COMUNIDAD DE SANTA ROSA (SECTOR CENTRAL)	159	4,592	29
COMUNIDAD TRES Y TRES	102	3,399	36
COMUNIDAD PARAJELES	41	1,432	33
COMUNIDAD ASENTAMIENTO STA ROSA	28	907	35
COMUNIDAD SECTOR IDA	167	3,951	26
COMUNIDAD REFUGIO	278	7,049	24
COMUNIDAD EL JASMIN	107	2,632	23
COMUNIDAD SECTOR PARAISO	103	2,496	25
COMUNIDAD SECTOR COLEGIO	76	2,987	39
COMUNIDAD SECTOR SUR	86	1,896	23
COMUNIDAD SECTOR CRUZ ROJA	134	3,556	28
COMUNIDAD SECTOR MATADERO	33	1,278	40
COMUNIDAD TRES PERLAS	13	841	62
Promedios	2,053	58,524	29

4.2 Producción actual

De acuerdo con los datos obtenidos en las mediciones de caudal del sistema así como de los datos de la macromedición a la salida del tanque de Monterrey, el caudal actual de la concesión de agua es de 35 l/seg como promedio, pero considerando en este valor, el consumo de la población de Los Lirios -conectada en las partes finales del sistema-, cuyo consumo es aproximadamente 2 l/seg. En conclusión, la producción para el sistema de

Pocosol es de 33 l/seg, repartida en las diferentes comunidades con base a los promedios de facturación del cuadro anterior y según la división de los sistemas, tal como se muestra en el cuadro 4.2.1

Cuadro 4.2.1: Reparto de la producción mensual por Sistema según las conexiones o la facturación

Comunidad o sector	Conexiones			Consumo facturado m3/mes		
	Sistema 1	Sistema 2	Sistema SM	Sistema 1	Sistema 2	Sistema SM
COMUNIDAD DE ACAPULCO		74			2143	
COMUNIDAD BUENOS AIRES		122			4216	
COMUNIDAD LA MILAGROSA		20			432	
COMUNIDAD LAS NIEVES		54			1493	
COMUNIDAD LOS ANGELES	24	44		595	1066	
COMUNIDAD MONTE LIMAR			17			525
COMUNIDAD SAN ANDRES			23			519
COMUNIDAD SAN DIEGO		60			1746	
COMUNIDAD SAN GERARDO		58			1956	
COMUNIDAD SAN HUMBERTO		49			1871	
COMUNIDAD SANTA LUCIA	14	14		301	301	
COMUNIDAD SAN MARIA		140			3558	
COMUNIDAD DE SANTA MARTA			13			787
COMUNIDAD DE SANTA ROSA (SECTOR CENTRAL)	159			4592		
COMUNIDAD TRES Y TRES	35	67		1168	2230	
COMUNIDAD PARAJELES		41			1432	
COMUNIDAD ASENTAMIENTO STA ROSA	28			907		
COMUNIDAD SECTOR IDA	167			3951		
COMUNIDAD REFUGIO	278			7049		
COMUNIDAD EL JASMIN		107			2632	
COMUNIDAD SECTOR PARAISO		103			2496	
COMUNIDAD SECTOR COLEGIO	76			2987		
COMUNIDAD SECTOR SUR	86			1896		
COMUNIDAD SECTOR CRUZ ROJA	134			3556		
COMUNIDAD SECTOR MATADERO	33			1278		
COMUNIDAD TRES PERLAS	6	7		388	453	
TOTALES	1040	960	53	28667	28025	1832

De este Cuadro 4.2.1 y distribuyendo porcentualmente la producción se concluye que el consumo total, incluyendo las pérdidas de agua por sistema, es aproximadamente como sigue:

Sistema 1: Consumo promedio de 16.1 l/seg

Sistema 2: Consumo promedio de 15.7 l/seg

Sistema de Santa Marta: Consumo promedio de 1 l/seg .

4.3 Agua No contabilizada

Se entiende por Agua No Contabilizada (ANC) las pérdidas de agua que existen entre la producción del agua y la facturación de la misma. Sin embargo, existen pérdidas físicas y pérdidas en el papel, que se han definido como sigue:

- Aparentes, que se deben principalmente a las fallas comerciales, tales como: errores de medición, errores de lectura, inadecuada facturación, conexiones fraudulentas, entre otros factores. Estas pérdidas, no obstante que el sistema posee un 100% de micromedición domiciliar, existe una porcentaje de sub-facturación que se atribuye a los desperfectos de los medidores y todas las factores indicados, que hace que la medición real sea del orden del 90 al 95% de total de las conexiones, que se refleja en el porcentaje del ANC.
- Pérdidas reales, debidas básicamente a las fugas en las redes principales, en las conexiones de las acometidas domiciliarias y reboses de tanques.

Como se observa en el Cuadro 4.3.1, el porcentaje de Agua No Contabilizada (ANC) para este sistema de Pocosol, oscila alrededor del 33 %, alto para sistemas tan pequeños como este y relativamente nuevo.

Como se observa en el Cuadro 4.3.1, si se considera los datos de producción a la salida del tanque de Monterrey de 35 l/seg menos lo consume el sistema de Los Lirios, la producción sería de unos 33 l/seg. Por tanto, para efectos de este análisis, se ha considerado este último valor como la producción promedio.

Cuadro 4.3.1: Porcentaje de Agua No Contabilizada

Caudal facturado l/seg	22.21
Producción l/seg (1)	33.03
Agua No Contabilizada	33%

(1) Según datos de mediciones durante el estudio y el macromedidor del tanque Monterrey

4.4 Dotación de agua

De acuerdo con los datos de facturación y con la estimación del agua no facturada hecha con anterioridad del 33 %, el consumo promedio por persona día da como resultado una

dotación bruta de 331 lppd³, tal como se muestra en el Cuadro 4.4.1 asumiendo una densidad por conexión de 4.2 personas por casa.

Cuadro 4.4.1: Dotación de agua por habitante

Producción m3/mes	86962
No servicios	2,053
Habitantes/servicio	4.2
Habitantes	8623
Dotación lppd	331

Con base en estos datos de ANC y dotación por habitante, se concluye lo siguiente:

- Los órdenes del ANC no son en extremo altos, pero para ser un sistema de abastecimiento de agua potable, relativamente nuevo, el porcentaje podría considerarse alto. Es posible, dadas las presiones que se han determinado en la red de distribución y la cédula de la tubería empleada, que existan fugas principalmente en las acometidas domiciliarias. Se estima que mayoritariamente las fugas en los sistemas con acometidas de PVC, se producen en las acometidas domiciliarias en la unión con la tubería principal y la tubería de conexión domiciliar.
- Las dotaciones de agua están dentro de lo normal para un sistema como este en Costa Rica, pero podrían ser menores, aumentando la eficiencia en el control de pérdidas comerciales, por ejemplo, control de los medidores domiciliarios, con pruebas de laboratorio, control en la facturación y medición, entre otras acciones.

También se debe revisar la política tarifaria del sistema, con una adecuada tarifa se incentiva el ahorro.

- En las conclusiones se indican algunas recomendaciones a nivel general, que deberán implementarse para disminuir estos porcentajes de ANC y estas dotaciones.

5. Evaluación de las mediciones de caudal y de presión

5.1 Generalidades

Antes de construir el modelo hidráulico se procedió a la medición de caudales y presiones del sistema, de tal forma que sirvan de datos básicos y a la vez, se pueda vislumbrar como esta trabajando el acueducto en su totalidad. Para esto se realizaron varias mediciones que se explican a continuación.

³ Litros por persona por día

5.2 Mediciones de caudal

Las mediciones se realizaron en dos-tres días, pero se tuvo problemas de operación por parte del suministro de agua desde el tanque de Monterrey, donde se manipularon las válvulas de compuerta de este tanque.

5.2.1 Mediciones puntuales

Las mediciones que se realizaron se muestran en el Cuadro 5.2.1, y que se explican como sigue:

Cuadro 5.2.1: Mediciones de caudal realizadas (puntuales)

Día	Hora	Caudal (l/s)	Tubería	Observaciones
14/06/2006	11:00	71-72	Tubo 200 mm PVC	Tubo de conducción de la naciente antes del tanque Monterrey.
12/06/2006	10:45	27-28	Tubo 300 mm PVC (caja)	Tubería proviene del tanque Los Araya (1000 m3) abastece Santa Rosa, Pocosol. Tanque vacío
12/06/2006	12:00	0	Tubo 300 mm PVC (caja)	Dejan sin agua este tubo para abastecer la otra red que abastece el sector de los Ángeles.
12/06/2006	15:15	28	Tubo 200 mm PVC	Tubo de llenado del tanque Los Araya, el cual esta vacío.
12/06/2006	15:45	35-36	Tubo 200 mm PVC	Tubo de llenado tanque Santa Marta (quebragradiente)
12/06/2006	16:45	35	Tubo 150 mm PVC	Tubo de salida del tanque Monterrey hacia el Tanque Santa Marta
13/06/2006	10:45	32-35	Tubo 200 mm PVC	Tubo de llenado tanque Santa Marta (quebragradiente)
13/06/2006	11:25	32	Tubo 200 mm PVC	Tubo de llenado del Tanque Los Araya, proveniente del Tanque Santa Marta. El tanque los Araya tiene aproximadamente un metro de carga
13/06/2006	12:00	17-19	Tubo 300 mm PVC	Tubo de distribución del Sector Los Ángeles, proveniente del Tanque Los Araya.
14/06/2006	09:15	29	Tubo 300 mm PVC	Tubo de distribución del Sector Los Ángeles, proveniente del Tanque Los Araya. El tanque Araya tenía aproximadamente 700 m3 de agua.

Del cuadro anterior, se puede observar lo siguiente:

- La capacidad de conducción de los manantiales hasta el Tanque Monterrey, es de 71 l/seg, aproximadamente. Sin embargo, el caudal de entrada/salida de tanque para los cinco acueductos es de 55-58 l/seg., es decir, existe una diferencia de al menos 12 a 14 l/seg, que podría ser fugas o conexiones no registradas, situación que se debe investigar lo más pronto posible.
- Las mediciones realizadas el día 12/06/06 a las 15.45 y 16.45 en el tubo de 200 mm del tanque Monterrey hasta el tanque Santa Marta, corrobora la medición de macromedidor instalado para Pocosol, que registro el día 20/06/06 el mismo valor, información levantada por nuestro personal técnico.

- La medición de tubo de 200 mm el día 13/06/06 del tanque Santa Marta al tanque Los Araya de 32 l/seg, corrobora el caudal de consumo del sistema Santa Marta de 1 a 3 l/seg, según sea la hora del día, tal como se observa en el Cuadro 4.2.1, caudales asignados.
- Las mediciones de caudal de los dos últimos datos, corrobora los caudales asignados para el Sistema 1 del Cuadro 4.2.1, cuyo promedio oscila alrededor de los 18 l/seg. A las 9.15 se produce el máximo horario tal como se explica a continuación.

5.2.2 Mediciones continuas

Para determinar la curva horaria de los sistemas se realizó una medición continua de 24 horas, o por lo menos hasta donde las circunstancias lo permitiesen, dado que en los días que se procedió a las mediciones, hubo problemas con el caudal de salida para Pocosol desde el tanque Monterrey. Sin embargo, los datos obtenidos permiten construir la curva horaria tal como se explica a continuación:

5.2.2.1 Mediciones continuas en el Sistema 1

Desde el día 13 a las 12:41 hasta el día 14 a las 9 de la mañana, se tomaron datos de caudal de la tubería de 300 mm del Sistema 1, cuyos resultados se muestran en el Cuadro 5.2.2.

Cuadro 5.2.2: Medición continua del Sistema 1

Día	Hora	Caudal (l/s)
13/06/2006	12:41	22.12
13/06/2006	13:41	19.68
13/06/2006	14:45	18.00
13/06/2006	16:00	18.30
13/06/2006	16:30	19.50
13/06/2006	17:20	19.40
13/06/2006	22:00	11.50
13/06/2006	00:00	10.30
14/06/2006	05:00	18.30
14/06/2006	05:30	19.27
14/06/2006	06:10	26.80
14/06/2006	06:30	24.50
14/06/2006	07:00	26.00
14/06/2006	09:00	29.50

Del Cuadro se deduce que el los valores máximos y mínimos son:

- Caudal mínimo nocturno: 10.3 l/seg
- Caudal máximo horario: 29.5 l/seg
- Caudal promedio de los datos recolectados: 20.2 l/seg

Luego entonces los factores de caudal serían los siguientes:

- Factor mínimo nocturno: $10.31/20.2 = 0.51$
- Factor máximo horario: $29.5/20.2 = 1.5$

Analizando los factores se puede concluir lo siguiente:

- Existe un alto consumo nocturno de agua, que posiblemente se deba a las fugas o pérdidas reales que se están dando en la red de distribución en las horas de la noche. Un sistema normal debería poseer un mínimo nocturno no mayor a 0.3, es decir, un 30% del caudal suministrado al sistema y más aun en este caso que es un sistema relativamente nuevo.
- Los factores máximos horarios, cuando la curva es normal para los sistemas de Costa Rica y algunas de las regiones de América Latina, debería alcanzar valores de por lo menos 1,5 a 1,8. En este caso se considera dentro del rango normal, dado que el promedio aumenta por las pérdidas de agua.
- Sin embargo, los datos anteriores deberían corroborarse a partir de mediciones de por lo menos una semana completa de mediciones en ambos sistemas, pero debido a las limitaciones del estudio y de los problemas de suministro de agua, tan solo se pudo completar para las horas antes indicadas en el Cuadro 5.2.2.

5.2.2.2 Construcción de la curva horaria.

Considerando los datos del Cuadro anterior se procedió a elaborar una curva horaria, correlacionando también los datos de las presiones, cuya curva horaria es inversa a la de los caudales. Por tanto, la curva de demanda horaria se construyó tal como se aprecia en el Cuadro 5.2.3 y en la Figura 5.2.1:

Cuadro 5.2.3: Curva horaria compuesta del Sistema 1

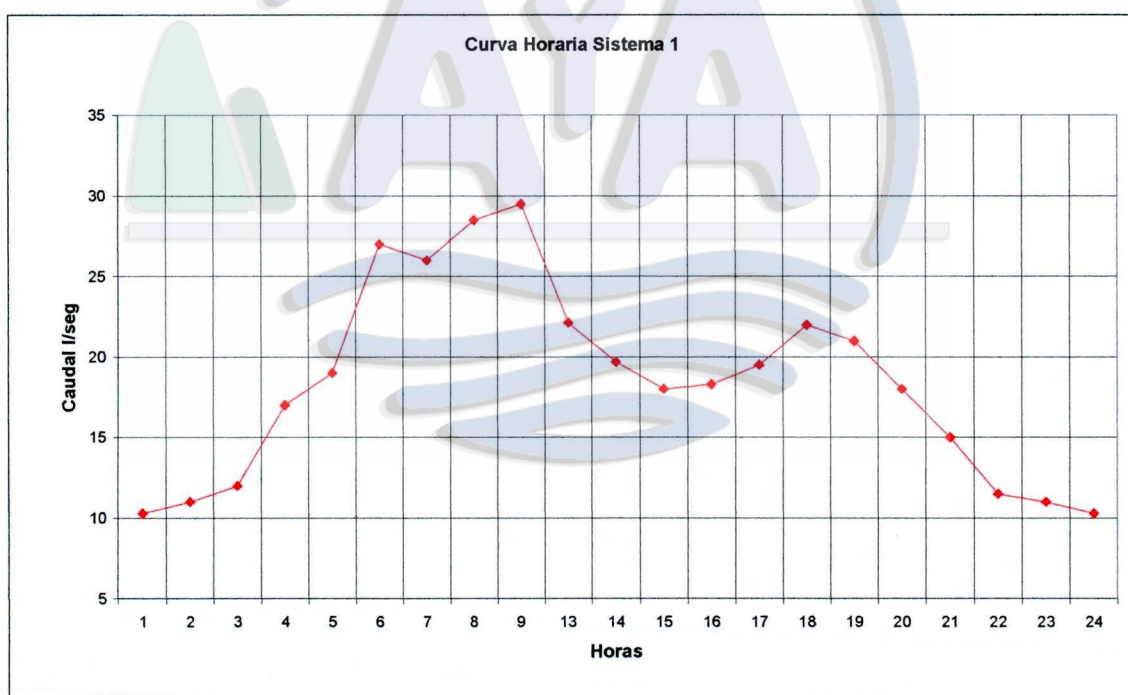
Hora	Caudal l/seg
1	10,3(1)
2	11
3	12
4	17
5	19
6	27
7	26
8	28.5
9	29.5
13	22.12
14	19.68
15	18
16	18.3

Hora	Caudal l/seg
17	19.5
18	22
19	21
20	18
21	15
22	11.5
23	11
24	10.3
Promedio	18.41

(1) Datos con negrita asumidos de los anteriores

Como se aprecia el caudal promedio de este sistema es de 18.41 l/seg, muy similar con el caudal asignado por consumo del Cuadro 4.2.1, es decir, que el Sistema 1, que consume un promedio de unos 16 l/seg, valor con el cual se realizaron las corridas de computadora.

Figura 5.2.1: Curva horaria compuesta del Sistema 1



De acuerdo con la figura 5.2.1, la demanda de agua del Sistema 1, es una curva típica de consumo de agua, donde las horas de máximo consumo son las horas de la mañana, entre las 7 a las 9 horas, produciéndose otro pico a la hora de la cena en Costa Rica, que oscila de la 5 pm a las 7 pm, con un máximo a las 6 pm.

5.3 Mediciones de presión

Las mediciones de presión se realizaron en los mismos días de las mediciones de caudal en dos distintos puntos, uno para cada sistema, 1 y 2.

5.3.1 Punto 1 del Sistema 1

Este punto se ubica dentro del Sector de La Cruz Roja, sobre la carretera principal, del cual se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro 5.3.1 y gráficamente en la Figura 5.3.1:

Cuadro 5.3.1: Datos de presión del punto 1 en Santa Rosa (casa de Albin Rodríguez)

Día	Hora	Presión (psi)
13/06/2006	08:00	72
13/06/2006	09:00	68
13/06/2006	10:00	66
13/06/2006	11:00	68
13/06/2006	12:00	72
13/06/2006	13:00	56
13/06/2006	14:00	36
13/06/2006	15:00	40
14/06/2006	16:00	44
14/06/2006	17:00	42
14/06/2006	18:00	42
14/06/2006	19:00	46
14/06/2006	20:00	56
14/06/2006	21:00	68
14/06/2006	22:00	72
14/06/2006	23:00	74
14/06/2006	00:00	78
14/06/2006	01:00	80
14/06/2006	02:00	80
14/06/2006	03:00	80
14/06/2006	04:00	80
14/06/2006	05:00	80
14/06/2006	06:00	80
14/06/2006	07:00	80
14/06/2006	08:00	60

Figura 5.3.1: Registro de presiones en PSI del punto 1



Del cuadro y la figura anterior, se concluye lo siguiente:

- Las presiones en este punto son bastante altas (de las 10 pm a las 8 am) lo que está provocando fugas excesivas que deberán ser disminuidas hasta valores normales de presiones de servicio en domicilios. Se estima que las presiones máximas en los sistemas de abastecimiento de agua, según los parámetros que se están adoptando en América Latina, son del orden de los 50 a 60 psi. En este caso de este punto de medición estas presiones son sobrepasadas en casi el mayor tiempo del día.
- Es importante resaltar que el caudal de una fuga guarda una relación directa con la presión existente. A mayor presión mayor será el caudal de la fuga, por lo cual el efecto sobre el agua no contabilizada es importante.
- La curva horaria de las presiones como se puede observar, es inversa a la de la demanda, excepto por los picos de las horas máximas ya que ambas no se realizaron simultáneamente, además de los problemas de suministro que se suscitaron en esos días de recolección de información.

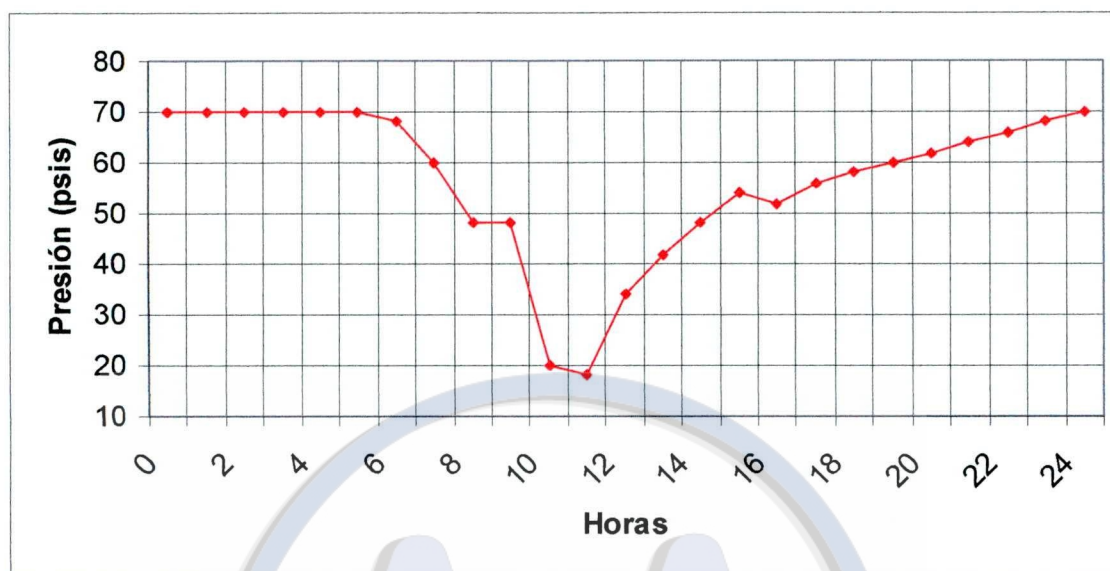
5.3.2 Punto 2 del Sistema 2

El punto 2 se ubica en el sistema 2 y las mediciones se realizaron también en la carretera principal en el Taller Don Arnoldo en el sector de El Jazmín. Es de señalar, que esta medición de presión en este punto 2, se realizó dos semanas después de la medición del primer punto y un fin de semana. Los resultados se muestran en el Cuadro 5.3.2 y se grafican en la figura 5.3.2.

Cuadro 5.3.1: Datos de presión del punto 2 en Santa Rosa Taller Don Arnoldo

Día	Hora	Presión (psi)
08/07/2006	10	20
08/07/2006	11	18
08/07/2006	12	34
08/07/2006	13	42
08/07/2006	14	48
08/07/2006	15	54
08/07/2006	16	52
08/07/2006	17	56
08/07/2006	18	58
08/07/2006	19	60
08/07/2006	20	62
08/07/2006	21	64
08/07/2006	22	66
08/07/2006	23	68
09/07/2006	0	70
09/07/2006	1	70
09/07/2006	2	70
09/07/2006	3	70
09/07/2006	4	70
09/07/2006	5	70
09/07/2006	6	68
09/07/2006	7	60
09/07/2006	8	48
09/07/2006	9	48
09/07/2006	10	50

Figura 5.3.2: Registro de presiones en PSI del punto 2 Taller Don Arnoldo.



Del cuadro y la figura anterior, se concluye lo siguiente:

- Las presiones en este punto son más bajas que el sistema 1, cuyo tanque está a una mayor elevación, pero a pesar de esto, las presiones son altas en las horas nocturnas. Al igual que el punto anterior, se recomienda que las presiones máximas no excedan los 65 psi.
- La curva horaria de estas presiones del punto 2, es un poco diferente a la curva horaria determinada anteriormente, ya que esta medición se realizó en un fin de semana con el suministro normal y el comportamiento del uso del agua es diferente que durante la semana, tal como se puede observar en la figura.

6. Modelación del sistema

Para el análisis del comportamiento de la red, se utilizó el programa de simulación, WaterCAD. Para utilizar este programa, se emplearon los datos del levantamiento de las redes y tuberías que contiene el AyA, desde el tanque de Monterrey hasta la red de distribución de San Humberto, comunidad final del sistema. Es de señalar, que el ramal de Santa Marta no se ha podido simular, dado que existen errores de elevaciones en los planos del AyA, que deberán ser verificados con topografía.

El programa WaterCAD además de la simulación instantánea realiza una simulación dinámica de la red durante 24 horas, por lo cual se puede determinar, la variación de los caudales y presión los niveles de los tanques y el estado de algunos accesorios especiales que se proponen más adelante. Para esto se utilizó la curva horaria del Sistema 1 antes explicada.

6.1 Datos básicos de los modelos

Para la elaboración del modelo se recurre a una serie de factores los cuales funcionan como parámetros para la interpretación matemática de la red. Se introdujo información correspondiente a las siguientes características por componente del sistema:

- En las líneas de conducción.
 - Diámetro de tubería, según los planos del AyA.
 - Longitud de tubería.
 - Coeficiente de rugosidad estimado para el PVC de 130.
 - Elevación en puntos según los planos del AyA.
- En los tanques.
 - Nivel máximo (rebalse).
 - Nivel mínimo (fondo).
 - Volumen total (neto).
 - Forma geométrica.
- En las demandas.
 - Caudales promedio.
 - Patrones de consumo (variación horaria medida en campo del Sistema 1).
- En válvulas hidráulicas y casos especiales, como válvulas estranguladas con diámetros pequeños.

6.2 Demanda nudales básicas.

El cálculo de la demanda nidal partió del análisis de la facturación para cada una de las comunidades definidas por comercial y corroborada por los operadores del sistema, para luego distribuirla espacialmente, según el número de nudos establecidos en cada sector o comunidad. El nudo se fijó para áreas homogéneas y similares en cada uno de los sectores o comunidades.

Luego de la distribución del consumo según cada comunidad, se asumió que el porcentaje de ANC es uniforme en toda la red de distribución, por lo que la distribución nidal se determinó a partir de la totalidad de la producción, es decir, el consumo real medido a la salida del tanque de almacenamiento de Monterrey, menos lo que se deriva a Santa Marta, más el caudal fijo a Los Lirios, tal como se muestra en el Cuadro 6.2.1.

Cuadro 6.2.1: Consumo real por comunidad según facturación y medición de caudal entrando al sistema

Comunidad o sector	Litros/segundo		
	Sistema 1	Sistema 2	Sistema SM
COMUNIDAD DE ACAPULCO		1.2	
COMUNIDAD BUENOS AIRES		2.4	
COMUNIDAD LA MILAGROSA		0.2	
COMUNIDAD LAS NIEVES		0.8	
COMUNIDAD LOS ANGELES	0.3	0.6	
COMUNIDAD MONTE LIMAR			0.3
COMUNIDAD SAN ANDRES			0.3
COMUNIDAD SAN DIEGO		1.0	
COMUNIDAD SAN GERARDO		1.1	
COMUNIDAD SAN HUMBERTO		1.1	
COMUNIDAD SANTA LUCIA	0.2	0.2	
COMUNIDAD SAN MARIA		2.0	
COMUNIDAD DE SANTA MARTA			0.4
COMUNIDAD DE SANTA ROSA (SECTOR CENTRAL)	2.6		
COMUNIDAD TRES Y TRES	0.6	1.1	
COMUNIDAD PARAJELES		0.8	
COMUNIDAD ASENTAMIENTO STA ROSA	0.5		
COMUNIDAD SECTOR IDA	2.2		
COMUNIDAD REFUGIO	4.0		
COMUNIDAD EL JASMIN		1.5	
COMUNIDAD SECTOR PARAISO		1.4	
COMUNIDAD SECTOR COLEGIO	1.7		
COMUNIDAD SECTOR SUR	1.1		
COMUNIDAD SECTOR CRUZ ROJA	2.0		
COMUNIDAD SECTOR MATADERO	0.7		
COMUNIDAD TRES PERLAS	0.2	0.3	
Totales	16.1	15.7	1.0

Luego entonces, la demanda nudal se realizó a partir de los caudales reales para cada una de las 26 comunidades de facturación, considerando el consumo total de los 35 l/seg, incluyendo Los Lirios como demanda fija de 2 l/seg.

6.3 Resultados y calibración del modelo en la situación actual

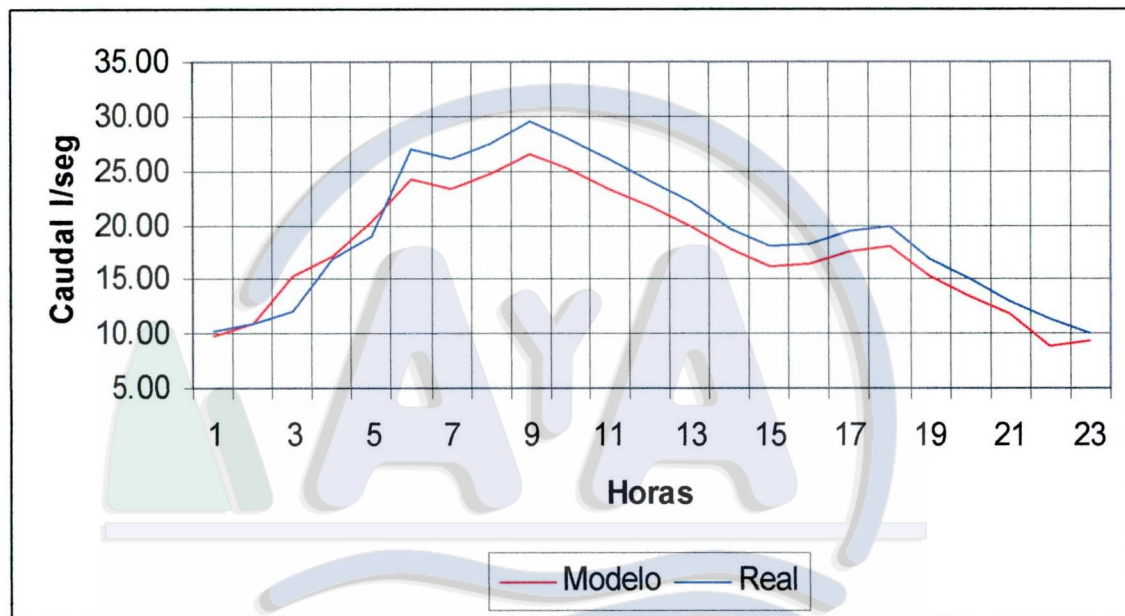
Luego de introducir los datos de consumo para cada área nudal en el sistema, en este caso en las intersecciones de las tuberías definidas por los planos del AyA, se procedió a correr

el programa y verificar los datos de salida de los tanques principales de los dos sistemas. Los resultados obtenidos se explican como sigue:

6.3.1 Caudales de salida del tanque Los Araya (Sistema 2)

El modelo se simuló con los datos de consumo, basados en la facturación tal como se explicó anteriormente. En la figura 6.3.1 se muestran los resultados de los caudales de salida del Tanque Los Araya del Sistema 1, con los resultados del modelo.

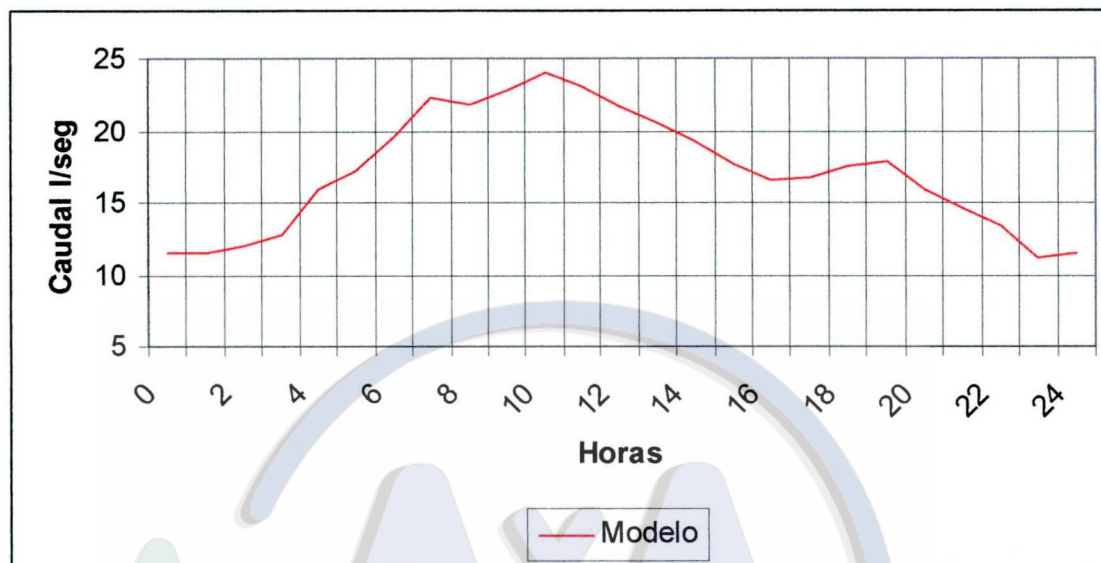
Figura 6.3.1: Resultados del modelo y mediciones reales de los caudales del tanque Los Araya Sistema 2



Como se observa en esta figura, las dos curvas son similares siendo la curva del modelo un poco menor de la real, dado que las mediciones fueron realizadas, tal como se explicó con anterioridad, en una situación en que la población demandaba más agua por los problemas de suministro explicados. Sin embargo, como se puede apreciar ambas curvas son muy similares y corrobora la capacidad del Sistema 1 para satisfacer plenamente a todas las comunidades que le corresponden.

La curva del Sistema 2 del modelo se muestra de manera ilustrativa (ver figura 6.3.2), dado que no se pudo medir los caudales de salida del Tanque Punto Rojo. Sin embargo el caudal promedio de esta línea es similar a lo establecido en el Cuadro 6.2.1 de unos 14 l/seg

Figura 6.3.2: Resultados del modelo de la tubería de salida del tanque Punto Rojo Sistema 2



6.3.2 Comparación de las presiones de los dos sistemas, 1 y 2

Para calibrar el modelo se utilizaron las mediciones de presión en dos los puntos antes señalados, levantadas para los propósitos del presente estudio, a fin de comparar los datos reales con los simulados en las corridas de computadora.

Tal como se aprecia en las figuras 6.3.3 y 6.3.4, para ambos puntos la similitud de las presiones reales con los resultados del modelo, verifica que la modelación está dentro del rango de confiabilidad, (de obtenerse un resultado diferente no se podría emplear el modelo ya que arrojaría datos que se apartan de la realidad), para simular situaciones de mejoras y/o ampliaciones, tal como se explica adelante.

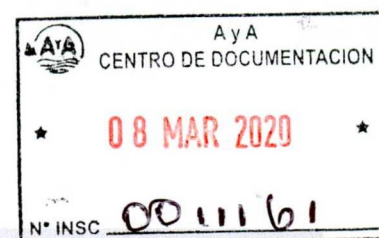
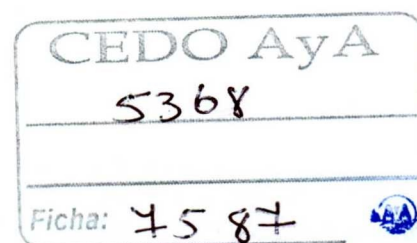


Figura 6.3.3: Resultados del modelo y mediciones reales de presión Punto 1 del Sistema 1

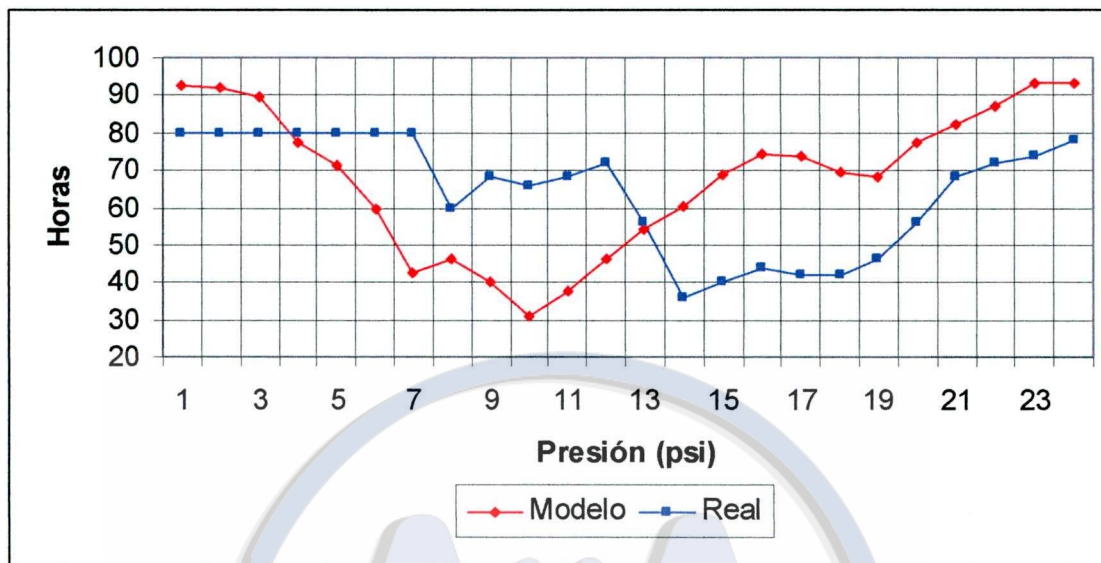
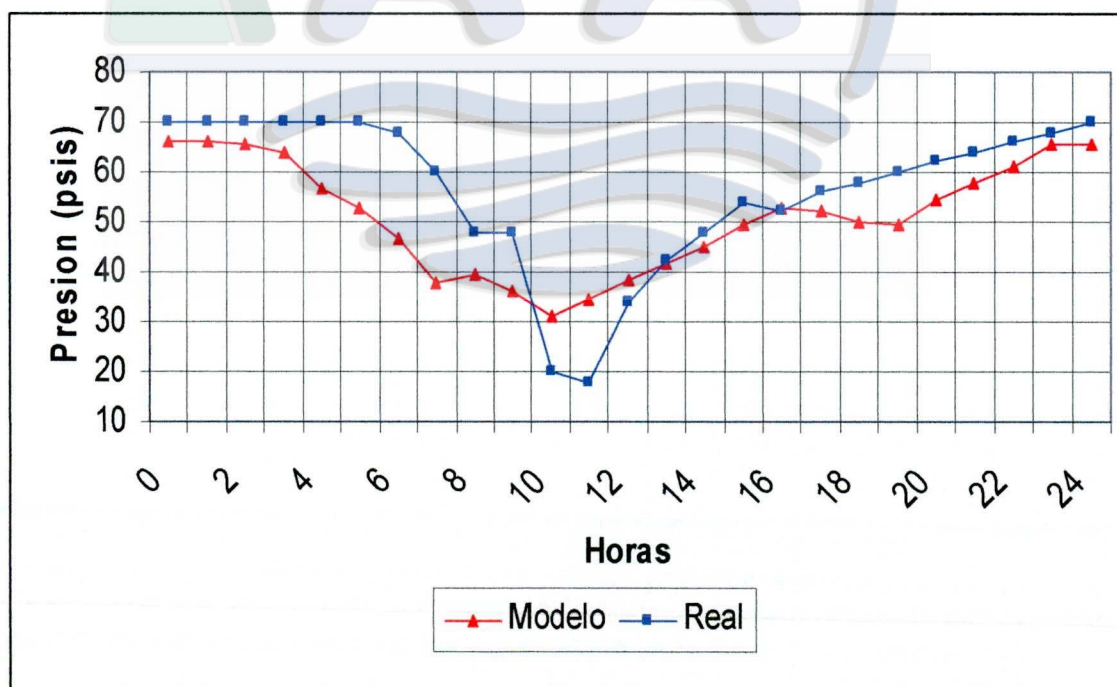


Figura 6.3.4: Resultados del modelo y mediciones reales de presión Punto 2 del Sistema 2



De acuerdo con estas figuras se puede concluir lo siguiente:

- Para el Punto 1 del sector de la Cruz Roja, la variación de las presiones del modelo corresponden a un día normal de consumo, donde las horas de la mañana son las de mayor demanda, no así en la real ya que el suministro había sido suspendido. Empero las presiones máximas en el modelo son mayores ya que es posible que se haya asumido una demanda menor. En las presiones mínimas, ambas son similares, pero en la curva real por la circunstancia que hubo de la falta de suministro, la curva horaria de hace más plana, en razón de que la población está utilizando el agua de forma constante y uniforme. La curva del modelo representa una condición normal de abastecimiento.
- Para el punto 2, las curvas son un poco diferentes pero se asemejan con la curva horaria propuesta, ya que las mediciones de este punto 2 se realizaron un fin de semana con el servicio totalmente restablecido. Así, siendo un fin de semana los picos de consumo se acentúan, tal como se observa en la figura.
- En ambos casos se observan presiones bastante altas, lo que se corrobora que lo dicho anteriormente, que está incidiendo en que se produzca un alto porcentaje de fugas, tanto en la red como en las conexiones domiciliarias, que inciden en los índices de ANC.
- En ambos sistemas, para que las presiones del modelo, máximas y mínimas estuviesen por lo menos en el mismo orden de magnitud, se simuló que las tuberías de entrada a la ciudad, estuviesen estranguladas tal como fue verificado por los operadores del sistema. Actualmente estas válvulas de 300 mm y 200 mm, están abiertas con tan solo 1. vueltas a 1.5 vueltas.
- Es de señalar, que aún después de estas mediciones, las válvulas de compuerta en esta entrada de la ciudad se cerraron aún más, con el fin de bajar presiones, práctica comúnmente utilizada en los sistemas de agua, pero que al final produce un daño en las válvulas de compuerta y con el tiempo se vuelven a presentar las altas presiones, especialmente en las horas nocturnas.
- Para disminuir la presiones en los sistemas se propone la instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, tal como se explica en el apartado Mejoras al Sistema

7. Análisis del almacenamiento

7.1 Almacenamiento

Se realizó la evaluación de la capacidad de los tanques existentes sin entrar en detalle en las conexiones hidráulicas con el sistema de la red. En el Cuadro 7.1.1, se muestra un resumen de la capacidad actual de almacenamiento.

Cuadro 7.1.1 Volumen de almacenamiento actual

Sistema	Tanque	Volumen m ³
Sistema 1	Los Araya	1.000
Sistema 2	Punto Rojo	500
Sistema SM	Santa Marta	50
Totales		1.550

SM: Santa Marta

Como se observa en el Cuadro el volumen de almacenamiento es de 1.550 m³, representa el 54 % del volumen promedio diario producido en la actualidad de 33 l/s, suficiente para las necesidades actuales, según los parámetros que se explican a continuación.

El volumen de almacenamiento requerido para asegurar un nivel de suministro confiable en redes urbanas depende de varios factores que se explican a continuación.

- Regulación diaria entre los caudales de las fuentes y de la demanda.
- Reserva para extinción de incendios.
- Reserva para asegurar el suministro de agua en casos de fallas en el abastecimiento, las cuales se pueden reparar dentro un tiempo relativamente breve.

Los volúmenes requeridos para cumplir con las tres exigencias mencionadas son:

7.1.1 Regulación diaria

El volumen de almacenamiento para este objetivo se determina por “curvas de masas”, es decir de acuerdo con un cálculo basado en la curva de valores acumulados de la variación horaria de la demanda y el suministro de las fuentes.

El valor común del volumen para este propósito aproximadamente es del 15 al 20% del suministro en el día de máxima demanda para el territorio de Costa Rica. Para el caso del tanque Los Araya, del cual se pudo obtener la curva horaria, el factor que se determinó es un 14% aproximadamente, que además indica un alto consumo nocturno, tal como se comentó anteriormente. Por lo anterior, para fines de planificación se ha asumido un porcentaje del 20 %, que se acerca más a la estándar de Costa Rica y en algunos países de América Latina.

7.1.2 Extinción de incendios

Para cada país existen diferentes normas sobre este tema, las cuales son función del tipo de construcción, de los materiales, y otros factores como el clima, legislación existente, etc.

- En algunos países se aplica la siguiente fórmula, pero que podría dar resultados pequeños, para el caso presente:

$$Vi = 50\sqrt{P} \quad \text{donde } P = \text{Población, para } P < 20000 \text{ habitantes.}$$

$$Vi = 100\sqrt{P} \quad \text{para } P > 20000 \text{ habitantes}$$

V_i = Volumen en m³

P = Población en miles

- Además de las fórmulas anteriores, existe otra que determina el caudal de incendio, que se expresa de la siguiente forma:

$$Q_i = 15\sqrt{P}$$

Donde Q_i es el caudal de incendio y P es la población en miles. Para los fines del presente proyecto se ha considerado 2 horas de incendio.

- Una tercera fórmula se refiere a determinar el volumen de incendio, según un porcentaje del volumen promedio diario, entre 8 a 15 %, es decir, entre dos y tres horas de almacenamiento de ese volumen.

Una vez determinados los volúmenes antes descritos según cada fórmula, se ha considerado el mayor volumen, a fin de estar dentro del rango de la seguridad. En este caso se estableció, que la tercera fórmula era la más adecuada para los fines de este proyecto.

7.1.3 Volumen de emergencia

Este volumen de emergencia es el requerido en dos casos: fallas en la red primaria o en las principales fuentes de suministro. Obviamente, el abastecimiento por tanques no puede satisfacer las necesidades en el caso de falla grave en la red primaria o en los sistemas de fuentes principales, si dura un tiempo largo.

Se propone sin embargo, tomar en cuenta un volumen de almacenamiento que podría satisfacer el faltante de suministro por estas fallas, que duran unas pocas horas. Para ello se establecen el volumen de almacenamiento para emergencias como el equivalente a tres horas del caudal promedio. El AyA utiliza para este volumen valores entre 2 y 4 horas. Por tanto se ha adoptado una ponderación de este criterio y se ha asumido una falla de 3 horas.

7.1.4 Volúmenes requeridos

En el Cuadro 7.1.2 se presenta los datos estimados para los requerimientos de almacenamiento para todo el sistema considerando los tres sistemas actuales para cada tanque en particular. Para esto se partió de la población servida para cada tanque, según las conexiones domiciliarias de cada sistema, asumiendo una densidad de 4.2 personas por

acometida. Obtenida la población se determinó en volumen de incendio de cada sector así como el caudal de emergencia y desde luego el de regulación diaria tal como se aprecia en el Cuadro 7.1.2.

Cuadro 7.1.2: Volumen requerido por sistemas

Sistema	Q promedio	Población equivalente	Volumen requerido en m3			Total m3
			Regulación	Incendio (1)	Emergencia (2)	
Sistema 1	16.1	4.364	278	116	174	567
Sistema 2	15.9	4.023	274	114	171	559
Sistema SM	0.9	223	16	7	10	32
Totales		8.610	567	236	355	1.158

(2) Horas de emergencia estimadas: 3

(1) Horas de incendio estimadas: 2

7.2 Conclusiones del almacenamiento

Como se observa en el Cuadro 7.1.2, no obstante que el almacenamiento está equilibrado en la totalidad del sistema, es decir, los 1.550 m3 construidos versus 1.158 m3 es suficiente para las necesidades actuales, no lo es para cada uno de los sistemas que abastecen cada tanque. Así, se puede concluir lo siguiente:

- Proporcionalmente, para el sistema 2 del tanque Punto Rojo, es deficitario en cuanto a su volumen, donde se requieren por lo menos de otros 100 m3. Es de mencionar que este déficit se refiere a la situación actual y que deberá determinarse para la situación futura hasta el año 2025.
- Para el tanque del Sistema 1, Tanque Los Araya, no existe déficit y más bien se da un superávit de unos 400 m3.
- Una de las soluciones de la deficiencia de almacenamiento del Sistema 2, podría ser la interconexión de los dos sistemas y que ambos operen en serie, mejora que se expone adelante.
- El Sistema de Santa Marta está equilibrado en cuanto a su almacenamiento y más adelante se hacen las recomendaciones, en caso de que se requiera de una ampliación para las necesidades futuras.

8. Proyección de la demanda de agua hasta el año 2025

8.1 Proyección de la población y demanda de agua

Para determinar la proyección de la demanda de agua del sistema, se utilizaron los datos de crecimiento de los últimos 8 años del sistema, donde se estableció la tasa de crecimiento, comparándola con la tasa promedio de la población a nivel nacional. Para esto se contó

con la colaboración del personal de la Oficina de Pocosol, cuyos datos de crecimiento fueron recopilados tal como se muestra en el Cuadro 8.1.1.

Cuadro 8.1.1: Crecimiento del sistema en los últimos 8 años en previstas domiciliarias con las tasas de crecimiento interanuales

COMUNIDAD	1988	2002	2003	2004	2005	2006
ACAPULCO	58	64	67	68	72	74
BUENOS AIRES	88	98	109	116	119	122
LA MILAGROSA	14	16	16	17	20	20
LAS NIEVES	24	24	43	46	52	54
LOS ANGELES	52	58	61	63	65	68
MONTE LIMAR	16	17	17	17	17	17
SAN ANDRES	20	22	23	23	23	23
SAN DIEGO	43	49	57	60	60	60
SAN GERARDO	48	51	56	57	58	58
SAN HUMBERTO	37	38	41	47	49	49
SANTA LUCIA	0	18	24	26	27	28
SANTA MARIA	86	99	111	122	134	140
SANTA MARTA	11	12	13	13	13	13
SANTA ROSA CENTRAL	113	125	143	151	156	159
TRES Y TRES	67	73	90	94	95	102
PARAJELES	34	36	38	39	40	41
ASENTAMIENTO	20	20	22	26	27	28
SECTOR IDA	117	127	140	147	153	167
SECTOR REFUGIO	169	194	234	268	276	278
SECTOR JAZMIN	83	88	98	100	105	107
SECTOR PARAISO	91	94	97	100	101	103
SECTOR COLEGIO	57	63	67	70	74	76
SECTOR SUR	67	70	78	83	85	86
SECTOR CRUZ ROJA	111	115	125	127	130	134
SECTOR MATADERO	24	25	26	31	32	33
TRES PERLAS	9	11	12	13	13	13
Total	1.459	1.607	1.808	1.924	1.996	2.053
Tasa de crecimiento		2.44%	12.51%	6.42%	3.74%	2.86%

Como se observa en el cuadro, el crecimiento de últimos años ha tenido altos y bajos entre los períodos analizados, siendo el año 2003 el mayor de todos, así como del año 1998 al año 2002, la tasa más baja que se haya presentado. El promedio se estima en 4.36% la cual es de 1% a 1.5% mayor que las estimaciones de crecimiento asumidas para los sistemas rurales de agua en Costa Rica. Como se aprecia, la tasa de crecimiento tiende a estabilizarse a los niveles del país, cuyas tasas oscilan desde el 2.0% hasta el 2.5%.

Con los datos anteriores y asumiendo una tasa anual para este año 2006 de 2.5% hasta llegar al 2% para el año 2025, se realizó una proyección de la demanda promedio diaria de agua -que se muestra en el Cuadro 8.1.2-, la cual crecerá desde los 33 l/seg en la actualidad

hasta los 44 l/seg, para el año 2025, y la demanda máxima diaria de 37 l/seg en la actualidad hasta los 52 l/seg en ese mismo año, siempre que se cumplan los parámetros que se explican a continuación:

- Las tasas de crecimiento serán constantes durante los quinquenios hasta el año 2025.
- La densidad de población se considera de 4.2 habitantes por casa o conexión, por tanto la población actual es de 8610 personas y dicha tasa se asume que se mantendrá constante, para una población de 13200 personas en el año 2025.
- La dotación per-cápita de agua, será de 330 lppd en la actualidad y tenderá a bajar hasta los niveles de 300 para el año 2025.
- Para determinar el factor máximo diario, se ha considerado un 20% demás de la demanda promedio pero sin considerar las fugas en el sistema, esto es, un 15% del total, para asegurar el abastecimiento en los meses más secos del año, cuando la población gasta más el agua, sea por calor o para usos de riego de jardines, etc. Este factor fue corroborado por medio del análisis del consumo mensual de los últimos dos años, donde efectivamente se presentó este aumento de la demanda en algunos meses, que se dan en la época de vacaciones de julio y de diciembre.

Cuadro 8.1.2: Proyección de la población y la demanda de agua

Descripción	2006	2010	2015	2020	2025
Tasa de crecimiento anual en %		2.50%	2.35%	2.15%	2.00%
Población proyectada	8623	9518	10690	11887	13124
Dotación bruta en lppd	326	300	292	292	292
Demanda promedio diaria total (l/seg)	32.6	33.0	36.1	40.2	44.4
Demanda máxima diaria fija (l/seg)	37.5	38.1	41.9	46.6	51.5

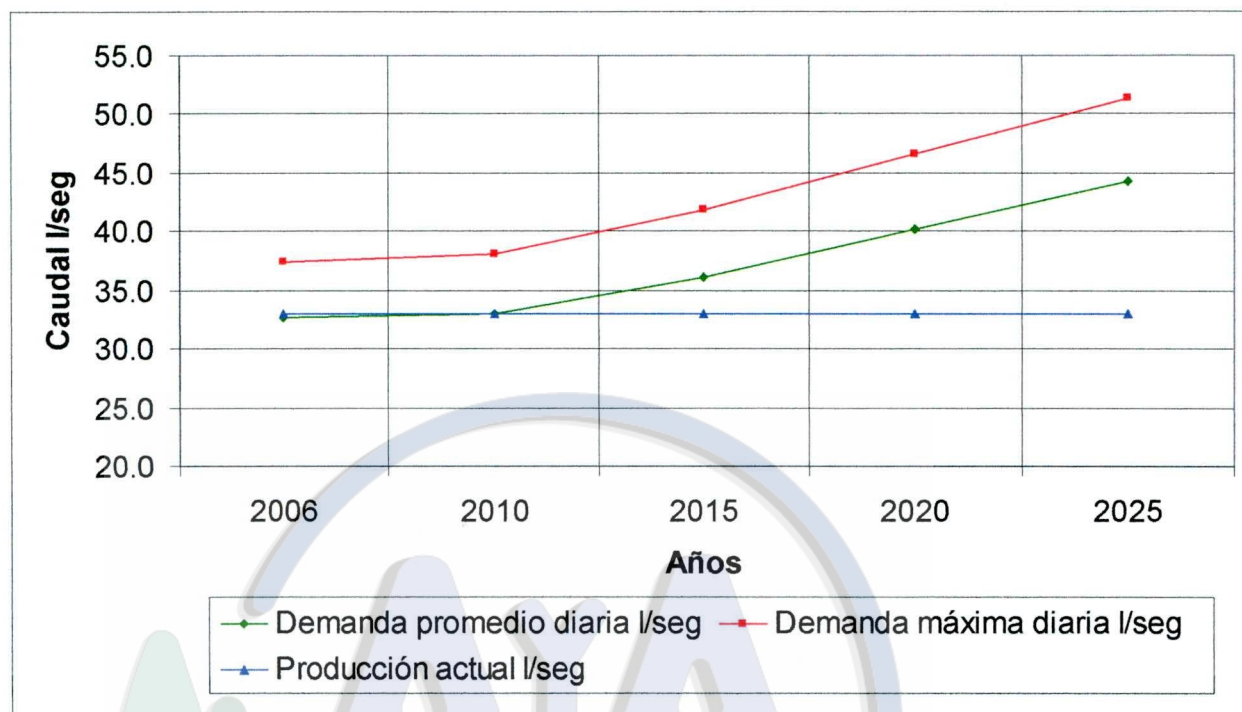
8.2 Balance de agua

Con base en la proyección anterior y tomando en cuenta la concesión asignada al sistema de Pocosol, desde el tanque de Monterrey, se elaboró una balance de agua para determinar el déficit de agua, para los próximos 19 años. En el Cuadro 8.2.1 y la figura 8.2.1, se muestra este balance de agua, de la cual se puede concluir lo siguiente:

Cuadro 8.2.1: Proyección del balance de agua

AÑOS	2006	2010	2015	2020	2025
Demanda promedio diaria l/seg	32.6	33.0	36.1	40.2	44.4
Demanda máxima diaria l/seg	37.5	38.1	41.9	46.6	51.5
Producción actual l/seg	33	33	33	33	33
Déficit promedio	0.4	0.0	-3.1	-7.2	-11.4
Déficit máximo diario	-4.5	-5.1	-8.9	-13.6	-18.5

Figura 8.2.1: Proyección del balance de agua



- Aun para las necesidades actuales, el balance de agua no está equilibrado para la demanda máxima diaria y ni siquiera para la demanda promedio. Sin embargo, los sistemas de abastecimiento de agua deben diseñarse para las condiciones más críticas, en este caso la demanda máxima.
- La demanda promedio superará la producción tan solo en el año 2010 aproximadamente y a partir de ahí se producirá un déficit que alcanzará la cifra de unos 11 l/seg para el año 2025.
- La demanda máxima diaria será mayor en todo momento hasta el año 2025, donde alcanzará un valor de unos 19 l/seg.
- Con base en estos datos, se podrá pensar en fuentes alternas, como la incorporación de pozos en las partes más bajas, que operen tan solo para días críticos hasta el año 2010. A partir de ese año, la nueva fuente tendrá que ser continua hasta llegar a los 11 l/seg, según se explicó arriba.
- Una de las alternativas, podría ser independizar la parte baja del sistema que es alimentada por el quebragradiente de Acapulco, por medio de la construcción de uno pozo y la ampliación del almacenamiento para todo ese sector, considerando la demanda de agua hasta el año 2025.
- En cuanto al almacenamiento futuro, si se toma en cuenta la demanda promedio del año 2025 de 44 l/seg y se reparte proporcionalmente para los tres sistemas, 1, 2 y Santa Marta, los requerimientos del volumen de tanques sería de alrededor de los 1.565 m³, un poco superior al actual de 1550, dado en el Cuadro 7.1.1. Es

decir, el sistema no necesitaría mayor almacenamiento y por tanto, ningún nuevo tanque. Sin embargo, para el sector bajo de Acapulco y San Humberto, después del tanque quiebragradiante, se propone según se dijo, aumentar la capacidad del tanque hasta unos 100 m³, por facilidad de operación y de disminuir la vulnerabilidad del mismo, además que permitiría la incorporación de nuevas fuentes (pozos) sin ningún problema.

8.3 Incorporación de nuevos desarrollos urbanísticos

8.3.1 Desarrollos urbanísticos

Como parte de la demanda futura y casi inmediata, se realizó un análisis del impacto que tendría la construcción de nuevas urbanizaciones, que tiene la ASADA de Pocosol como solicitudes pendientes. Para esto se realizaron dos análisis, uno donde se realiza un balance de agua propiamente dicho y otro, donde se incorpora la demanda de agua de estos proyectos de vivienda al modelo hidráulico, con la situación actual y mejorada.

Para determinar la población y la demanda de agua de este desarrollo, se consideró lo siguiente:

- Número de viviendas, el sitio de ubicación de cada una
- Densidad por conexión de 4.2 personas por casa.
- Dotación de litros por persona por día

Con base estos parámetros y con la información obtenida de la Oficina de Pocosol, los posibles desarrollos son los que se muestran en el Cuadro 8.3.1, demandarían unos 10 l/seg.

Cuadro 8.3.1: Desarrollos urbanísticos solicitados

SECTOR	LÁMINA DE PLANO (1)	PUNTO (1)	PREVISTAS	POBLACIÓN	DEMANDA l/seg
REFUGIO	8 // 15	1591	76	319	1.108
STA MARIA	9 // 15	1712	300	1260	4.375
MATADERO	10 // 15	1621-1628	26	109	0.379
SAN HUMBERTO	12 // 15	2065-2070	175	735	2.552
SAN HUMBERTO	12 // 15	2013	8	34	0.117
TRES Y TRES	9 // 15	1193	7	29	0.102
TRES Y TRES	9 // 15	1212	5	21	0.073
COLEGIO	8 // 15	1077	5	21	0.073
PARAJELES	6 // 15	1471	21	88	0.306
STA CECILEA	6 // 15	1563	8	34	0.117
ZAPATON BUENOS AIRES	6 // 15	1512	21	88	0.306
		TOTAL	652	2738	9.51

(1) Ubicación en los planos para ser incorporados al modelo.

8.3.2 Balance de agua con las nuevas urbanizaciones

Con base en este caudal demandado y de acuerdo con los datos de producción actual, el Cuadro 8.3.1, se muestra el balance de agua con estas nuevas urbanizaciones, del cual se concluye lo siguiente:

Cuadro 8.3.2: Balance de agua actual con las urbanizaciones

AÑOS	2006
Demanda promedio diaria l/seg	42.1
Demanda máxima diaria l/seg	50.5
Producción actual l/seg	33
Déficit promedio	-9.1
Déficit máximo diario	-17.5

- Como se observa en el Cuadro, la demanda de agua de las urbanizaciones llegaría hasta alcanzar valores como la demanda de agua del año 2022, con las tasas de crecimiento que se fijaron anteriormente.
- El faltante de la demanda promedio solo sería de unos 9 l/seg en la actualidad si se consideran los 33 l/seg de producción total, los cuales se podrían reponer por medio de la perforación de pozos en la zona, que se podrían incorporar en las partes bajas, tal como se explicó con anterioridad.
- La demanda máxima diaria tendrá un faltante de unos 8 l/seg adicionales, asumiendo que se incorporen los 9 l/seg por medio de pozos, que se podrían negociar con el AyA, a través de una ampliación de la concesión de agua desde el tanque Monterrey, es decir que el caudal de salida desde Monterrey sea de 43 l/seg. Para esto se tendría que analizar la conducción de agua desde las fuentes de Platanillos hasta el tanque Monterrey, dado que de acuerdo con las informaciones del personal de Pocosol, la producción de estos manantiales es suficiente para abastecer todos los sistemas hasta ahora conectados.
- De concretarse estas urbanizaciones, sería conveniente que exista un plan de desarrollo urbanístico en concordancia con un plan maestro de agua potable, donde se analicen todas las posibles expansiones futuras y hasta donde es conveniente ampliar el sistema, sea por medio de la perforación de pozos, ampliaciones del almacenamiento o de las redes de distribución.

A nivel de este informe, se realizó un análisis de cómo se comportaría la red de distribución con la incorporación de estos nuevos desarrollos urbanísticos, tal como se expone en el siguiente párrafo.

8.3.3 Resultados hidráulicos con la incorporación de los desarrollos urbanísticos

Asumiendo las demandas del Cuadro 8.3.1, se procedió a realizar unas corridas de computadora para determinar como se comportaba la red, con la incorporación de todas las urbanizaciones. Los resultados que se dieron se explica a continuación:

- El sistema tiene suficiente capacidad para transportar y distribuir los caudales requeridos para esta situación de demanda, con todas las urbanizaciones juntas, que como se dijo, sería como la situación del año 2022 si se creciera al ritmo del Cuadro 8.1.2
- En las dos situaciones, sea con las válvulas reductoras de presión o desde los tanques de almacenamiento por separado, el sistema tiene bastante capacidad para asegurar un buen servicio en todos los puntos de la red, conforme se realicen las mejoras que se proponen a continuación.

9. Propuestas de mejoras

Luego de la modelación del sistema, del balance de agua y de los cálculos anteriores, a continuación se enumeran una serie de mejoras al sistema para optimizar la operación del mismo, así como reducir las pérdidas de agua por las presiones excesivas que se están presentando, como algunas recomendaciones a nivel general producto de los análisis anteriores.

9.1 Instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, sistemas principales

Luego de las corridas de computadora realizadas sobre la situación actual se procedió a determinar hasta donde se podían reducir las presiones de los sistemas, sin que esto desmejorara el servicio de agua. Para esto se procedió a simular esta operación por medio de la instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, sobre las dos líneas principales de distribución de los tanques principales.

Para los fines de la simulación se colocaron las válvulas antes de la entrada a la comunidad de San Diego, dado que el sistema 2 distribuye el agua a partir de ese punto. No obstante, existen conexiones domiciliarias antes de ese punto, que seguirán en la situación actual.

Como se pudo observar en la figura 8.1.1, se muestra la simulación del Punto 1 de medición antes descrito, una en la situación actual y otra con la instalación de las válvulas. De igual forma, la figura 8.1.2, presenta la misma evaluación pero para el Punto 2 del Sistema 2.

Figura 8.1.1: Comparación de presiones (situación actual vs válvulas hidráulicas) del Punto 1, Sistema 1.

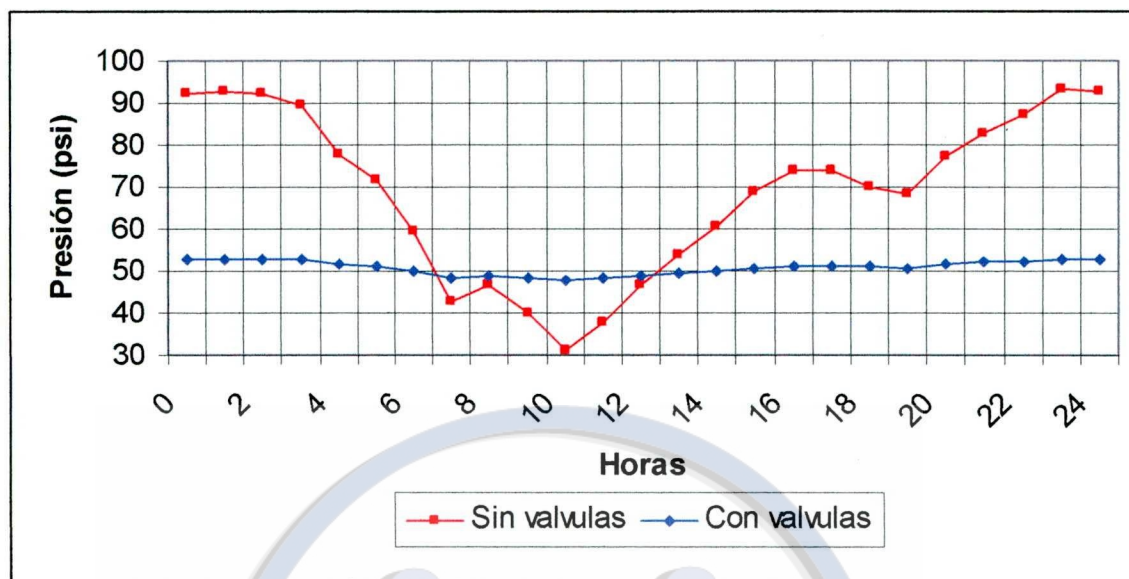
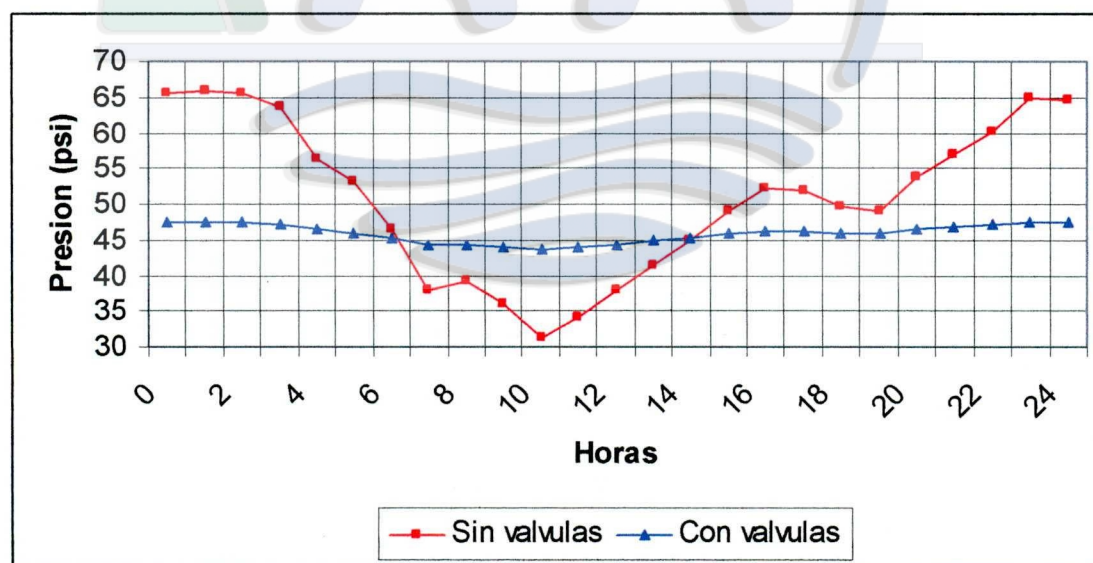


Figura 8.1.2: Comparación de presiones (situación actual vs válvulas hidráulicas) del Punto 2, Sistema 2.



De las figuras anteriores se concluye lo siguiente:

- Las válvulas hidráulicas uniforman las presiones de los dos sistemas y las presiones mínimas, más bien aumentan, dado que en la actualidad las válvulas de compuerta existentes estranguladas, producen altas pérdidas de carga al darse los caudales de demanda máxima horaria o los picos, como se le llama comúnmente. Al simular la

situación con las válvulas hidráulicas, las de compuerta deberán permanecer abiertas en su totalidad y como las tuberías existentes tienen una gran capacidad de conducción, las pérdidas por presión son mínimas.

- Caso contrario, en las horas nocturnas, las presiones disminuyen considerablemente dado que las válvulas hidráulicas las están regulando, no así cuando existen válvulas de compuerta, que con caudales pequeños las pérdidas de carga son muy pequeñas y las presiones aumentan.
- Incluso, en caso de existir problemas en las horas de mayor consumo, las válvulas hidráulicas se abren totalmente, o en caso contrario se les podría poner timers de control, si persisten problemas de presiones mínimas en algunos sectores.
- De acuerdo con la corrida con las válvulas hidráulicas, no existen problemas de presión en ningún punto de la red, quizás se disminuirá la entrada de agua al tanque quiebragradiante, ubicado en Acapulco, dado que tendrá menos carga, pero que tendría solución ampliando el diámetro de entrada.
- La parte final de Acapulco y San Humberto seguirían igual a partir del tanque quiebragradiante, así como la conexión del sistema Los Lirios.

9.2 Interconexión de los sistemas principales

Como parte de las simulaciones que se realizaron, una vez que se instalen las válvulas hidráulicas, la interconexión de los sistemas es viable y no se tendrán problemas de presión en ninguno de los dos sistemas, dado que ambas válvulas reducirán presiones a la misma carga. Se proponen para cada una de ellas que las presiones máximas que se permitan sea entre los 65 a 70 psi, lo que significa 45 a 50 m.c.a., carga suficiente para poder abastecer a toda la población existente.

Sin embargo, de realizarse esta conexión los tanques de distribución deberán ser interconectados, es decir, que la carga siempre sea del tanque más bajo, en este caso del tanque Punto Rojo y que de él salga todo el caudal requerido por el sistema. En principio, la interconexión de los dos sistemas no tiene consecuencias en la presión de los sistemas, más bien las uniforma y flexibiliza la operación de todo el sistema.

9.3 Interconexión de los tanques principales en serie

Al existir elevaciones diferentes en los tanques principales y si los sistemas 1 y 2 se interconectan, el tanque más bajo, Punto Rojo, operaría con un volumen mayor de agua a poseer menos carga y pasaría la mayor parte del tiempo lleno, mientras el tanque Los Araya, permanecería vacío en gran parte del día. Esta situación es la que casi se presenta en la actualidad, lo cual hace suponer que en alguna parte los sistemas están interconectados. Según la información dada por los operadores del sistema, el ramal de Santa Lucía está conectado por ambos sistemas y es posible que existan otras conexiones no establecidas.

Por tanto, para evitar lo anterior y además de aprovechar la totalidad del volumen de almacenamiento, se propone que ambos tanques operen en serie y que la carga de todo el sistema sea desde el tanque Punto Rojo, para lo cual se realizó una corrida de

computadora, tanto para la situación actual como la situación con la demanda de las nuevas urbanizaciones. Las conclusiones más importantes de corrida fueron las siguientes:

- Las presiones de la red se uniformizan y aún mejor con las válvulas reductoras de presión.
- Las dos válvulas reductoras tendrán las mismas características hidráulicas, lo cual facilitaría la reposición de cualquiera de ellas con solo tener una de repuesto.
- Se aprovecha mejor el almacenamiento de los dos tanques ya que se operan los 1500 m³ en su totalidad.
- La interconexión de los sistemas permiten una mejor distribución hacia las partes más alejadas como Acapulco, donde se encuentra el quiebragradiante en la actualidad.
- De obtenerse más agua desde el tanque de Monterrey, el sistema podría incluso satisfacer la demanda del año 2025, sin problemas de presión se servicio.

9.4 Instalación de válvulas hidráulicas reductoras de presión, sistema Santa Marta

Para este sistema se proponen al menos la instalación de tres válvulas reductoras de presión de bajo diámetro, de alrededor de 68 mm a 50 mm. El fin primordial es reducir presiones en estos sectores, Santa Marta; Montelimar y San Andrés, a valores normales de suministro de agua potable de 65 a 70 psi, dado que en la actualidad se presentan presiones que sobrepasan los 100 psi, incluso en las horas diurnas.

La ubicación de estas válvulas será factible establecerlas una vez que se tengan los datos de topografía de la línea de distribución, ya que existen elevaciones diferentes en la topografía entregada por el AyA.

9.5 Ampliación del volumen del tanque quiebragradiante

Como se expuso arriba anteriormente, se propone la ampliación del tanque quiebragradiante de Acapulco, por un tanque de 100 m³, que al menos regule el 20% del caudal futuro de la zona que abastece el tanque actual. Esta ampliación será necesaria una vez se obtenga la nueva fuente de agua para este sector de 9 l/seg a través de un pozo según se explica a continuación.

9.6 Perforación de un pozo de producción

Aún contando con una ampliación de la concesión de agua por parte del AyA, desde el tanque de Monterrey, es conveniente tener una fuente alterna para casos de emergencia y más aún si la concesión no se produce. Por tanto se propone, tal como se mencionó con anterioridad, un pozo de producción que se incorpore en el tanque de QDG, que podrá ser ampliado a los 100 m³, según se describió arriba. Esto permitiría una disponibilidad de agua para el sector aguas arriba del tanque y facilitaría la ampliación del sistema a partir de este tanque. A nivel global, se considera que el pozo podría ser de unos 100 m con encamisado de 200 mm.

9.7 Instalación de un Sistema de Control Operacional (SCO)

Una de las recomendaciones primordiales para operar este sistema de abastecimiento, será la implementación de un centro de control operacional remoto (SCO) por medio de un sistema SCADA⁴, donde se pueda operar las válvulas que se proponen como principales y además se tenga control de todos los niveles de todos los tanques y los posibles pozos.

Se propone este sistema de control, dado que el sistema presenta en la actualidad alguna dificultad para operarlo diariamente y controlar los niveles de los tanques, desde Monterrey hasta los tanques principales de almacenamiento. De igual forma, esto facilitaría los controles de válvulas hidráulicas a instalar, que podrían ser operadas desde el sistema de control. El costo que se estima a nivel preliminar y tendría que ser detallado en un diseño final y según los puntos que se desean controlar.

9.8 Resumen de las mejoras

Las mejoras que se proponen se presentan en el Cuadro 9.6.1, donde se indican las principales características de cada una de ellas, así como el presupuesto de estas mejoras a nivel global, que tendrán que ser detalladas en un estudio de diseño definitivo. Como se observa en el Cuadro, la inversión necesaria oscila en los US \$ 307,000 dólares, siendo el sistema de control lo más costoso, pero que bien se podría considerar como una segunda etapa. Por tanto, estos costos se han separado de la siguiente forma:

- Obras prioritarias, solo considerando la instalación de las válvulas hidráulicas y la interconexión de los tanques, cuyo monto asciende a US \$ 81,500 dólares.
- Segunda Etapa: Obras para ampliar el sistema de suministro de agua, por medio de un pozo y la ampliación del tanque Acapulco, con un monto de unos US \$ 97,000
- Tercera Etapa: La implementación del Sistema de Control Operacional con un monto aproximado de unos US \$ 130,000.

De igual forma, el Anexo 1 de este Informe se presentan los esquemas de las mejoras propuestas antes descritas como obras prioritarias, donde se muestra la instalación de las válvulas hidráulicas reductoras de presión, así como la interconexión de los tanques principales.

⁴ Supervisory Control and Data Acquisition

Cuadro 9.6.1: Presupuesto global de las mejoras

Ítem	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO US\$	TOTAL US \$
1	Interconexión de tanques				
1.1	Tanque Los Araya	gl	1	8,000	8,000
1.2	Tanque Punto Rojo	gl	1	10,000	10,000
2	Instalación de válvulas reductoras				
2.1	Sistema 1 200 mm	gl	1	15,000	15,000
2.2	Sistema 2 200 mm	gl	1	15,000	15,000
2.3	Santa Marta 3 válvulas de 68 mm	u	3	5,000	15,000
3	Tanques nuevos				
3.1	Tanque nuevo QDG	m3	100	250	25,000
4	Nuevo Pozo de TQD				
4.1	Pozo de 100 metros de 200 mm	ml	100	500	50,000
5	Sistema de Control Operacional				
5.1	Con sistema SCADA	gl	1	100,000	100,000
Total Costos Directos					238,000
Imprevistos (15%)					35,700
Total Mejoras Propuestas					273,700
Diseños de las mejoras (5%)					13,685
Supervisión de las obras (7.5%)					20,528
Costo total mejoras					307,913

10. Conclusiones y recomendaciones de este primer informe

10.1 Conclusiones

De todos los análisis anteriores se pueden elaborar varias conclusiones, primero de cómo está operando el sistema de forma global y segundo, emitir varias conclusiones, que deberán ser consideradas por la ASADA, para ampliar y mejorar el sistema:

- La producción de las fuentes de la Quebrada Platanillo, según las mediciones realizadas es de unos 70 l/seg, sin embargo la entrada al tanque Monterrey es de 58 l/seg. Esta inconsistencia deberá ser verificada por todos los sistemas que se surten de este sistema de suministro, a fin de determinar la posible fuga o conexión ilícita, que se está dando en el tramo del punto de medición al tanque Monterrey.
- Para una mejor evaluación de lo anterior, sería recomendable obtener los planos de esta línea de conducción para realizar los cálculos hidráulicos correspondientes, con el propósito de establecer la posibilidad de una mayor conducción de agua, o que si la capacidad está limitada por tramos, especialmente en los sifones inversos de la línea.
- Si bien el porcentaje de ANC (33%) es normal para los parámetros de Costa Rica, donde los órdenes en este índice oscila alrededor del 50%, este debe en lo posible ser disminuido, controlando las pérdidas reales o físicas según las recomendaciones de la instalación de las válvulas hidráulicas y de la interconexión de los tanques.
- Como se demostró el sistema está operando en su punto de equilibrio de oferta y demanda y es posible que se den situaciones de desabastecimiento en una demanda máxima, que se presente en los próximos meses.
- Existe una variación bastante acentuada en cuanto a la facturación mes a mes, lo que indica problemas de los micromedidores -tal como fue corroborado con los operadores del sistema-, problemas de lectura de hidrómetros, problemas de facturación, que están incidiendo en que los resultados no sean uniformes. A veces las variaciones oscilan de 10,000 m³ que representa un caudal continuo de unos 3.5 a 4 l/seg.

10.2 Recomendaciones

Con base en lo anterior, se puede recomendar para mejorar la operación y la administración del sistema lo siguiente:

- Evaluar el sistema comercial como un todo y en concordancia con los aspectos operacionales, a fin de disminuir los porcentajes de ANC. Para esto se deberá evaluar todo el sistema comercial, desde la instalación de hidrómetros, la lectura de estos, la facturación, los sistemas de control entre otras actividades y las tarifas. De igual forma, se deberá realizar una prueba al azar de los medidores existentes, con el propósito de determinar el grado de error en que se encuentran en la actualidad a fin de corregirlos, para lo cual se recomienda los talleres del AyA o de una empresa privada que contenga un banco de prueba.

- Se deberán instalar las válvulas reductoras de presión en las dos líneas principales, para lo cual se deberán elaborar los diseños definitivos, tanto de la instalación de las válvulas como del diseño de las cajas de protección. Ver Anexo 1.
- Los dos tanques principales se deberán interconectar en serie, para lo cual se requiere del levantamiento topográfico de los dos lotes así como de las tuberías que los interconectan. Como base en este levantamiento se diseñarán las obras de interconexión. Ver Anexo 1.
- Se deberá realizar un levantamiento topográfico del sistema de Santa Marta para verificar los niveles de los planos del AyA, que aparentemente tiene errores de nivel, a fin de proponer las válvulas reductoras de presión para este sistema.
- Por ahora, hasta tanto no se realicen las mejoras antes dichas, se recomienda no otorgar permisos de urbanizaciones y si los permisos del crecimiento vegetativo. Se propone, que efectuadas las mejoras se analice nuevamente el sistema a fin de determinar el remanente de agua con estas mejoras.
- Para el tramo después del tanque quiebragradiante de Acapulco, si los urbanizadores colaboran con las ampliaciones propuestas, la mejor opción sería la construcción de un pozo para ser incorporado a dicho tanque, que a su vez tendrá que ser ampliado hasta 100 m³.
- El remanente del caudal, una vez que se incorpore este pozo a este tanque Acapulco, podrá ser utilizado aguas arriba por el sistema como un todo. La propuesta de incorporar este pozo a este tanque, sería de una mayor facilidad de operación, ya que el mismo operaría con solo la carga del tanque, que a su vez sería asentado. En cualquier otro punto del sistema, la carga de incorporación de cualquier otro pozo, tendría que vencer necesariamente las presiones del sistema en la actualidad.

Nomenclatura

A = Área Tributaria (m²).

C = coeficiente de escorrentía superficial (adimensional).

DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno

DQO: Demanda Química de Oxígeno

FR= factor de retorno = 0.80

AyA= Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados

i = Intensidad de la lluvia en mm/hora.

l/seg= litros por segundo

lts/seg= litros por segundo

lts/seg/ha= litros por segundo por hectárea

MS= Ministerio de Salud

mca= metros carga de agua

mg/lit= miligramos por litro

Max= máximo

m³= metros cúbicos

m³/seg= metros cúbicos por segundo

m /seg= metros por segundo

mm= milímetros

m.s.n.m= metros sobre el nivel del mar

lppd= litros por persona por día

prom= promedio

OMS= Organización Mundial de la Salud

P = Población en miles

P.V.C= cloruro de polivinilo

Qp = caudal promedio

Qmax= caudal máximo

Qi= caudal de incendio

Q = caudal de diseño de la tubería, bajante o canal de desagüe en litros/seg.

Q_{PARO}= Caudal promedio de agua residual ordinaria.

Q_{PAP}= Caudal promedio diario neto de agua potable.

Vi = Volumen en m³

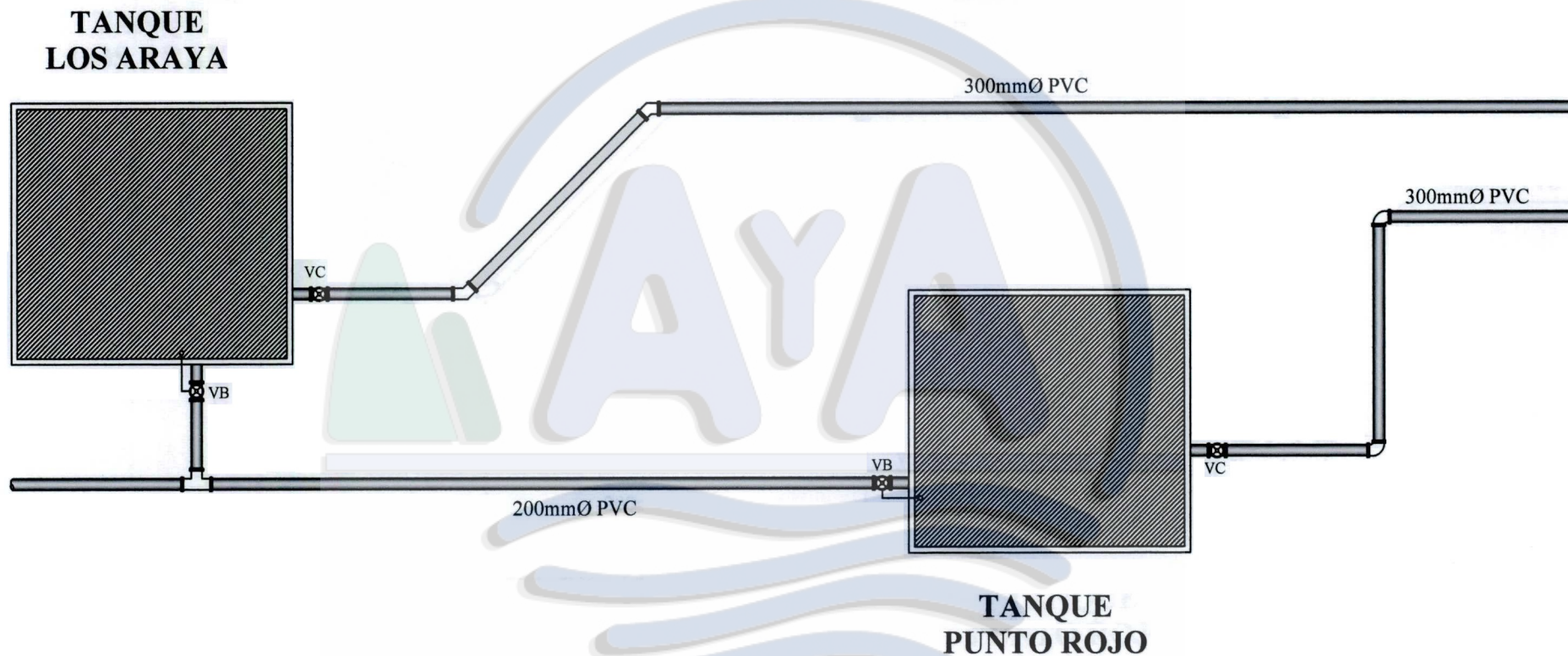
ANEXO 1

Esquemas de Interconexión de Tanques y Válvulas Hidráulicas



NOMENCLATURA

VC VÁLVULA DE COMPUERTA
VB VÁLVULA DE BOYA
VM VÁLVULA DE MARIPOSA



INTERCONEXIÓN TANQUES LOS ARAYA Y PUNTO ROJO SITUACIÓN ACTUAL

SIN ESCALA

CONTENIDO

Esquema de Interconexión
Situación Actual

ESCALA INDICADA
FECHA: AGOSTO 2006

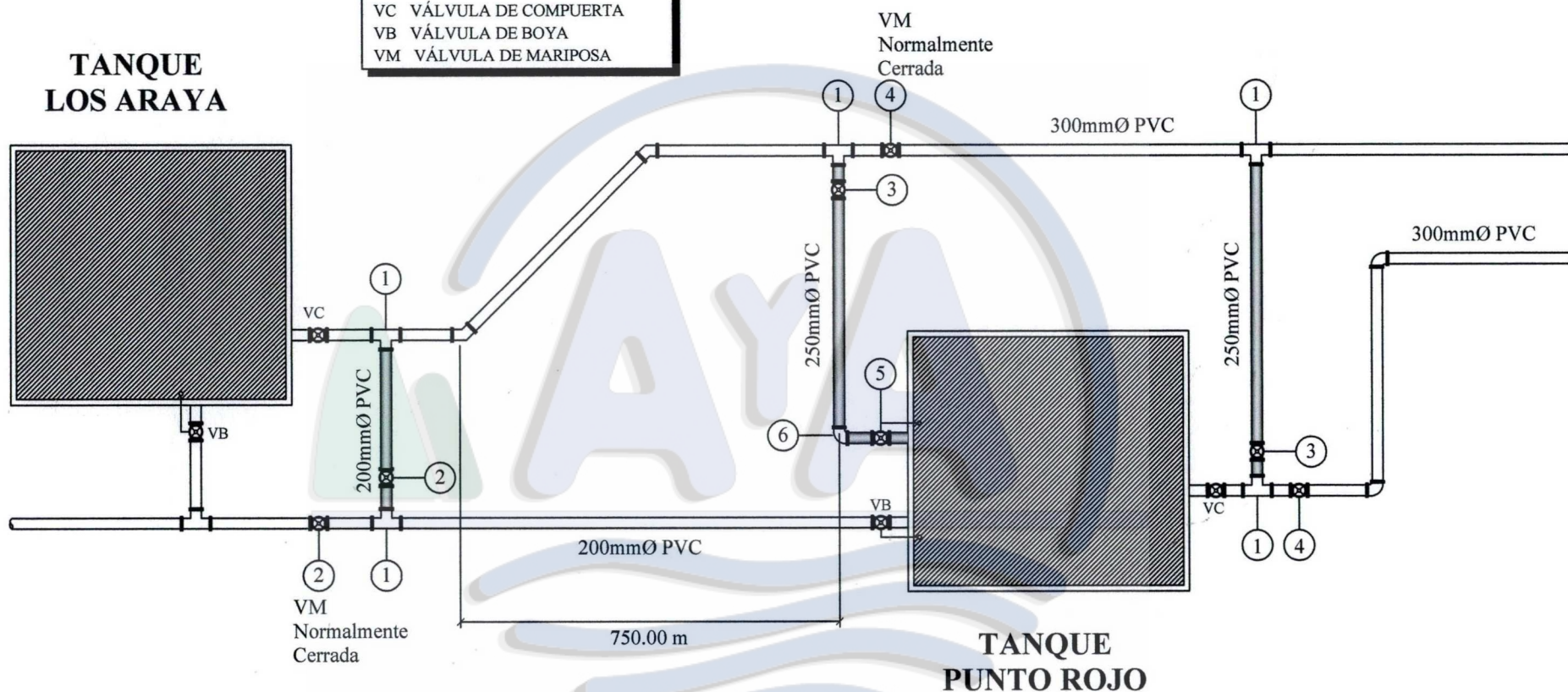
ARCHIVO:
DETALLES POCOSOL.dwg

ANEXO I
FIGURA
01

LISTA DE ACCESORIOS

1. TEE REDUCIDA 300x250mm PVC
2. VÁLVULA DE MARIPOSA 200mm
3. VÁLVULA DE MARIPOSA 250mm
4. VÁLVULA DE MARIPOSA 300mm
5. VÁLVULA DE BOYA
6. CODO 90° 250mm PVC

VC VÁLVULA DE COMPUERTA
VB VÁLVULA DE BOYA
VM VÁLVULA DE MARIPOSA



INTERCONEXIÓN TANQUES LOS ARAYA Y PUNTO ROJO **SITUACIÓN PROPUESTA**

SIN ESCALA

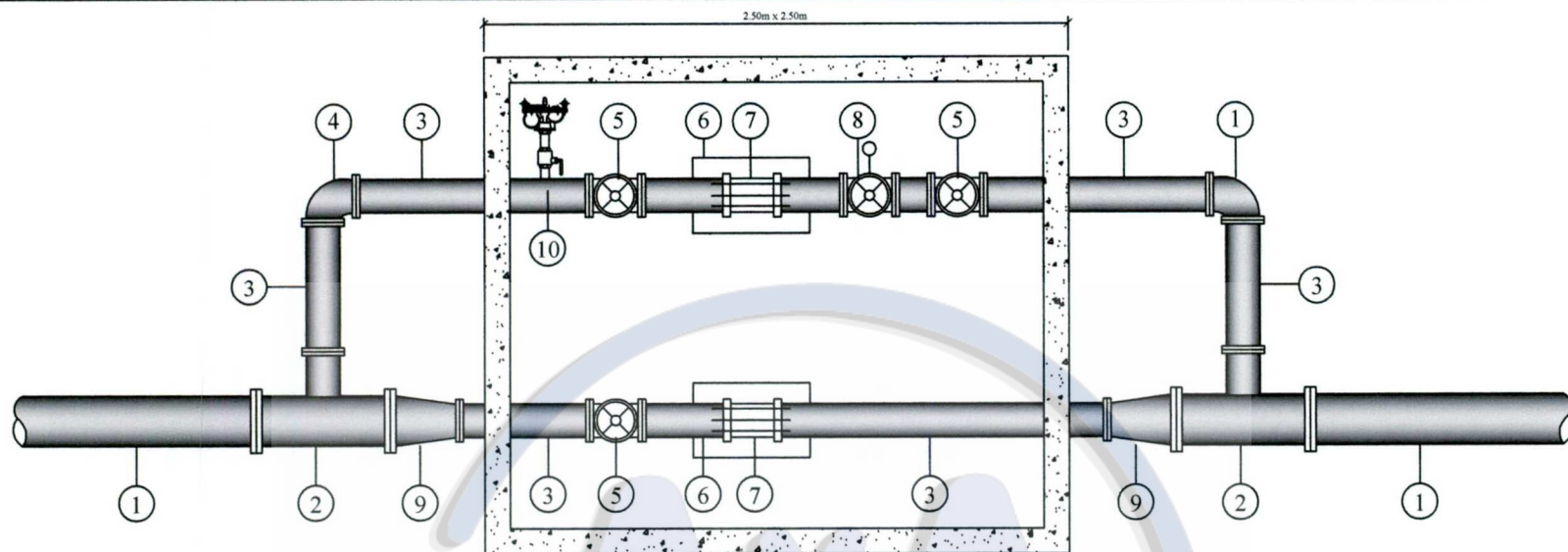
CONTENIDO

Esquema de Interconexión
Situación Propuesta

ESCALA INDICADA
FECHA: AGOSTO 2006

ARCHIVO:
DETALLES POCOSOL.dwg

ANEXO 1
FIGURA
02



DETALLE DE CAJA SISTEMA 1 TANQUE LOS ARAYA

SIN ESCALA

LISTA DE ACCESORIOS

1. TUBERÍA PVC 300mm EXISTENTE
2. TEE REDUCIDA 300x300x200mm
3. TUBERÍA ACERO 200mm
4. CODO ACERO 90° 200mm, SOLDADO
5. VÁLVULA DE MARIPOSA 200mm
6. ANCLAJE DE ACERO
7. UNIÓN TIPO DRESSER
8. VÁLVULA HIDRÁULICA
9. REDUCCIÓN 300x200mm
10. VÁLVULA DE AIRE



SISTEMA 1

**UBICACIÓN SISTEMA 1
TANQUE LOS ARAYA**
ESCALA 1:5.000

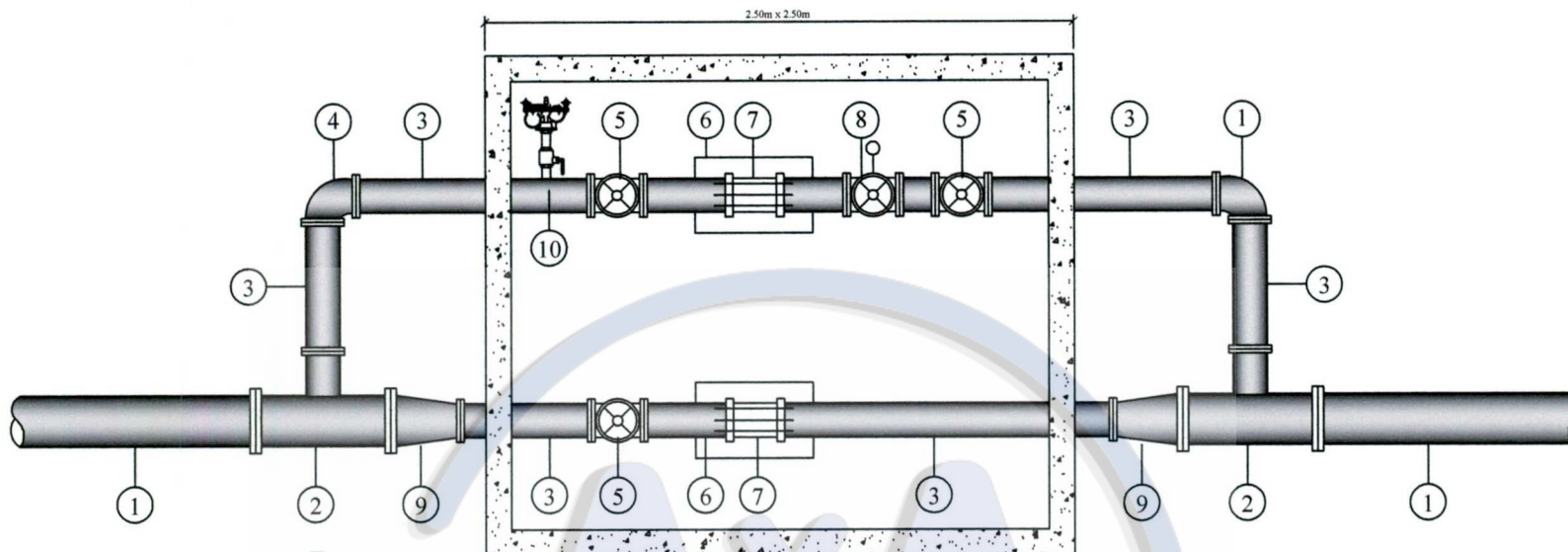
CONTENIDO

Esquema de Caja de Válvulas
Sistema 1 Tanque Los Araya

ESCALA INDICADA
FECHA: AGOSTO 2006

ARCHIVO:
DETALLES POCOSOL.dwg

ANEXO 1
FIGURA
03



DETALLE DE CAJA SISTEMA 2 **TANQUE PUNTO ROJO** SIN ESCALA

LISTA DE ACCESORIOS

1. TUBERÍA PVC 300mm EXISTENTE
2. TEE REDUCIDA 300x300x200mm
3. TUBERÍA ACERO 200mm
4. CODO ACERO 90° 200mm, SOLDADO
5. VÁLVULA DE MARIPOSA 200mm
6. ANCLAJE DE ACERO
7. UNIÓN TIPO DRESSER
8. VÁLVULA HIDRÁULICA
9. REDUCCIÓN 300x200mm
10. VÁLVULA DE AIRE



RÍO POCOSOL

SAN DIEGO DE POCOSOL

SISTEMA 2

UBICACIÓN SISTEMA 2 **TANQUE PUNTO ROJO** ESCALA 1:5.000

CONTENIDO

Esquema de Caja de Válvulas
Sistema 2 Tanque Punto Rojo

ESCALA INDICADA
FECHA: AGOSTO 2006

ARCHIVO:
DETALLES POCOSOL.dwg

ANEXO 1
FIGURA
04



CEDO A y A



0011151