



UNIVERSIDAD  
DE SANTIAGO  
DE CHILE

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA EN OBRAS CIVILES

**PROPUESTA DE SOLUCIONES DE DISEÑO PARA EL ÓPTIMO  
FUNCIONAMIENTO DE LA RED DE AGUA POTABLE RURAL DE  
CHOLQUI – MANANTIALES**

TRINIDAD EGEA PÉREZ

Profesor guía: Carlos Reiher

Trabajo de Titulación presentado en  
conformidad a los requisitos para obtener el  
Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles

**Santiago – Chile**

**2018**

## TABLA DE CONTENIDO

<b>RESUMEN.....</b>	<b>4</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS.....</b>	<b>5</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS.....</b>	<b>6</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>9</b>
<b>1. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>12</b>
<b>1.1. GESTIÓN INTEGRADA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS EN CHILE.....</b>	<b>12</b>
1.1.1. INTRODUCCIÓN.....	12
1.1.2. LEGISLACIÓN DE AGUAS.....	12
1.1.3. PRIVATIZACIÓN DE LOS DERECHOS DE USO CONSUNTIVO SOBRE EL AGUA Y SU REGULACIÓN.....	13
1.1.4. MARCO ACTUAL Y PROBLEMÁTICA.....	15
1.1.5. EMPRESA AGUAS ANDINAS.....	15
1.1.6. HISTORIA DEL PROGRAMA DE AGUA RURAL EN EL PAÍS.....	17
1.1.7. EVOLUCIÓN DE COBERTURA DE AGUA POTABLE RURAL EN SECTORES RURALES...18	
1.1.8. MARCO LEGAL Y NORMATIVA VIGENTE RELATIVOS A LA GESTIÓN DEL AGUA POTABLE PARA ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO RURAL.....	19
1.1.8.1. Marco regulatorio legal sector urbano y rural.....	19
1.1.8.2. Marco regulatorio legal sector rural.....	20
1.1.8.3. Normativa vigente.....	22
<b>1.2. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE RURAL.....</b>	<b>24</b>
1.2.1. INTRODUCCIÓN.....	24
1.2.2. COMPONENTES DE LA RED DE ABASTECIMIENTO O ADUCCIÓN.....	24
1.2.2.1. Captación.....	25
1.2.2.2. Almacenamiento de agua bruta.....	25
1.2.2.3. Conducción.....	25
1.2.2.4. Tratamiento físico-químico del agua bruta .....	25
1.2.2.5. Depósito de regulación de agua potable.....	26
1.2.2.6. Red de distribución.....	26
1.2.3. PRINCIPIOS BÁSICOS DE DISEÑO Y CÁLCULO.....	26
1.2.3.1. Consideraciones generales.....	26
1.2.3.2. Tipos de redes.....	34

1.2.3.3. <i>Materiales</i> .....	35
1.2.3.4. <i>Otras consideraciones</i> .....	37
1.2.4. MODELO MATEMÁTICO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO EN EPANET.....	39
1.2.4.1. <i>Introducción</i> .....	39
1.2.4.2. <i>La modelación cuasi estática</i> .....	41
1.2.4.3. <i>Ecuaciones de comportamiento de los elementos de la red</i> .....	42
1.2.4.4. <i>Proceso analítico de resolución</i> .....	48
1.2.4.5. <i>Manejo del programa</i> .....	50
<b>2. ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI-MANANTIALES Y PROBLEMÁTICA ACTUAL.....</b>	<b>52</b>
<b>2.1. ESTADO INICIAL DEL SISTEMA DE APR CHOLQUI-MANANTIALES Y POSTERIOR AMPLIACIÓN Y MEJORA EN EL AÑO 2017.....</b>	<b>52</b>
2.1.1. SITUACIÓN INICIAL.....	52
2.1.1.1. <i>Descripción de la zona de estudio</i> .....	52
2.1.1.2. <i>Sistema de APR anterior</i> .....	54
2.1.1.3. <i>Necesidades de ampliación y mejora</i> .....	
2.1.2. ANTECEDENTES.....	56
2.1.2.1. <i>Población actual y futura</i> .....	56
2.1.2.2. <i>Proyección de caudales y necesidades de obra</i> .....	58
2.1.2.3. <i>Optimización de los recursos existentes</i> .....	60
2.1.3. SOLUCIÓN ADOPTADA POR AGUAS ANDINAS.....	60
<b>2.2. IDENTIFICACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE EN EL SISTEMA.....</b>	<b>63</b>
<b>2.3. MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI-MANANTIALES EMPLEANDO EL SOFTWARE EPANET.....</b>	<b>63</b>
2.3.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL SISTEMA.....	63
2.3.2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO EN EPANET Y ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	67
2.3.3. RESULTADOS.....	72
2.3.4. SITUACIÓN ACTUALIZADA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI.....	76
<b>3. FORMULACIÓN DE ALTERNATIVAS.....</b>	<b>78</b>
<b>3.1. INTRDUCOCIÓN.....</b>	<b>78</b>
<b>3.2. ALTERNATIVA N°1.....</b>	<b>80</b>
3.2.1. DESCRIPCIÓN.....	80
3.2.2. CROQUIS.....	81
3.2.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS A REALIZAR.....	83

3.2.4. RESULTADOS DE MODULACIÓN OBTENIDOS EN EPANET.....	85
<b>3.3. ALTERNATIVA N°2.....</b>	<b>88</b>
3.3.1. DESCRIPCIÓN.....	88
3.3.2. CROQUIS.....	89
3.3.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS A REALIZAR.....	91
3.3.4. RESULTADOS DE MODULACIÓN OBTENIDOS EN EPANET.....	95
<b>3.4. ALTERNATIVA N°3.....</b>	<b>98</b>
3.4.1. DESCRIPCIÓN.....	98
3.4.2. CROQUIS.....	99
3.4.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS A REALIZAR.....	101
3.4.4. RESULTADOS DE MODULACIÓN OBTENIDOS EN EPANET.....	102
<b>4. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN MÁS CONVENIENTE.....</b>	<b>107</b>
<b>4.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN.....</b>	<b>107</b>
4.1.1. PRESIONES EN LA RED.....	107
4.1.2. TRABAJO DE LOS GRUPOS MOTOR-BOMBA.....	110
4.1.3. APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS EXISTENTES.....	112
4.1.4. DURABILIDAD.....	112
<b>4.2. MATRIZ DE SELECCIÓN.....</b>	<b>112</b>
<b>4.3. OPCIÓN ELEGIDA.....</b>	<b>113</b>
<b>4.4. COMPROBACIÓN DEL MODELO ELEGIDO EN RÉGIMEN EXTENDIDO.....</b>	<b>114</b>
<b>5. CONCLUSIONES.....</b>	<b>120</b>
<b>6. BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>121</b>

## RESUMEN

En el trabajo de memoria se han estudiado la posibilidad de solucionar un problema de regulación de agua potable en una zona rural, Cholqui-Manantiales, que pertenece al municipio de Melipilla y se ubica a unos 20 km al sur del río Maipo en su paso por el municipio. La situación actual que presenta el sistema APR de esta población se fundamenta en la insatisfacción en la demanda de agua y las bajas presiones en determinados momentos del día. Este problema empezó a advertirse a principios de Abril del año presente y tiene su raíz en la restricción de tarifa eléctrica contratada.

Durante el desarrollo de este proyecto colaborativo con Aguas Andinas, la empresa avisó de los acontecimientos que se desarrollaron en el sistema APR durante el mes de Mayo y que afectan directamente a la búsqueda de soluciones que se plantea en este trabajo. La situación real que ahora se observa, además de lo anteriormente descrito, es la indisposición de explotación de una de las fuentes que abastecía al sistema de distribución de agua potable de Cholqui-Manantiales.

De esta manera, lo que en un principio se planteó como un problema de regulación del sistema de APR Cholqui-Manantiales debido a la restricción de la tarifa horaria que ocasionaba bajas presiones en la mayor parte de la red e interrupciones en el servicio de agua potable, ha pasado a determinarse como una deficiencia en el abastecimiento del sistema debida a que la única fuente de explotación de agua no satisface de manera adecuada las dotaciones de consumo de la población.

Para analizar y comprender el problema desde un punto de vista técnico, se ha empleado el software de modelación hidráulica EPANET y toda la información proporcionada por la empresa Aguas Andinas relativa al sistema de APR de Cholqui. Se ha estudiado el modelo del sistema de distribución de agua potable desde un punto de vista del comportamiento hidráulico para tratar de identificar el problema y trabajar en el re-diseño técnico del sistema y conseguir su correcto funcionamiento en régimen extendido.

Se han estudiado y valorado tres alternativas; en todas ellas las fuentes de abastecimiento proyectadas son las mismas, pero cada solución dispone de manera distinta la manera de regular el sistema, la proyección de dispositivos de almacenamiento, la creación de conexiones entre las distintas partes de la red, la instalación de válvulas y otros accesorios de control. Los resultados de la simulación hidráulica del modelo que se obtienen también son diferentes, pero con todas ellas se consiguen los objetivos que se propone este trabajo; continuación en el servicio de agua potable y buenas presiones en los nudos.

Finalmente se realizará la evaluación de todas las soluciones técnicas basándonos en criterios de costes, viabilidad, aprovechamiento y resultados obtenidos. Y se escogerá la alternativa que mejores resultados arroje en consideración a los criterios de evaluación planteados.

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla Nº1. Coeficiente de pérdidas asociados a elementos de una conducción hidráulica.....	32
Tabla Nº2. Fórmulas de Pérdida de Carga para tubería en presión.....	42
Tabla Nº3. Coeficientes de Rugosidad para Tubería Nueva.....	43
Tabla Nº4. Coeficientes de pérdidas menores asociados a elementos hidráulicos.....	44
Tabla Nº5. Componentes a definir en una red de distribución para EPANET.....	47
Tabla Nº6. Materiales, diámetros y longitudes de las tuberías que componen la red.....	55
Tabla Nº7. Distribución de la población de Cholqui según el género.....	56
Tabla Nº8. Proyección de población adoptada para la localidad de Colqui.....	57
Tabla Nº9. Proyección de demanda.....	58
Tabla Nº10. Requerimientos de abastecimiento para distintas horas de bombeo.....	59
Tabla Nº11. Volúmenes de regulación requeridos para diferentes porcentajes de QMD.....	59
Tabla Nº12. Variación de presiones del nudo 13 en las distintas alternativas.....	106
Tabla Nº13. Variación de presiones del nudo 126 en las distintas alternativas.....	107
Tabla Nº14. Variación de presiones del nudo 314 en las distintas alternativas.....	109
Tabla Nº15. Matriz de selección de alternativas.....	113

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Área de concesión de Aguas Andinas en la Región Metropolitana.....	17
Figura 1.2. Etapas de un sistema de abastecimiento de agua potable.....	22
Figura 1.3. Estructura de un sistema de abastecimiento de agua.....	23
Figura 1.4. Curva o patrón de modulación de la demanda del sistema de APR de Cholqui Manantiales.....	29
Figura 1.5. Línea de alturas entre dos puntos de una conducción hidráulica cerrada.....	31
Figura 1.6. Diferencias de presión en una conducción a presión en un elemento.....	32
Figura 1.7. Esquema resumen del procedimiento a seguir.....	34
Figura 1.8. Materiales empleados en tuberías instaladas en una red de distribución.....	36
Figura 1.9. Materiales empleados en tuberías instaladas en acometidas.....	36
Figura 1.10. Línea de gradiente hidráulica de la línea de impulsión.....	37
Figura 1.11. Ejemplo de red de distribución modelada en EPANET.....	40
Figura 2.1. Localización de Melipilla y Colqui en Google Earth.....	53
Figura 2.2. Esquema general del sistema de APR anterior al año 2017.....	54
Figura 2.3. Mapa de ubicación del sistema de APR de Cholqui-Manantiales.....	61
Figura 2.4. Mapa de sistema de APR Cholqui Manantiales.....	62
Figura 2.5. Mapa de ubicación del sistema APR del sector antiguo y sus componentes.....	65
Figura 2.6. Mapa de ubicación del sistema APR del sector nuevo y sus componentes.....	66
Figura 2.7. Esquema de la red de distribución de Cholqui en EPANET.....	67
Figura 2.8. Curva de funcionamiento de la bomba N°1.....	68
Figura 2.9. Curva de funcionamiento de la bomba N°2.....	68
Figura 2.10. Gráfica de la demanda de agua a lo largo de 24 horas.....	69
Figura 2.11. Controles de tiempo de las bombas 1 y 2, LINK 397 y LINK 395.....	69
Figura 2.12. Cuadro de edición de Opciones hidráulicas en EPANET.....	70
Figura 2.13. Cuadro de edición de Opciones de tiempo en EPANET.....	70
Figura 2.14. Gráfica del caudal bombeado por el sondaje N°2.....	72
Figura 2.15. Gráfica de la altura de agua en el depósito semienterrado.....	72
Figura 2.16. Gráfica del caudal de entrada y salida del depósito semienterrado.....	73
Figura 2.17. Gráfica del caudal bombeado por el sondaje N°1.....	73
Figura 2.18. Gráfica de la altura de agua en el depósito elevado.....	74
Figura 2.19. Gráfica del caudal de salida del depósito elevado.....	74
Figura 2.20. Gráfica de balance de caudales en el sistema de APR de Cholqui.....	75

Figura 2.21. Croquis de la situación real del sistema APR de Cholqui-Manantiales.....	77
Figura 3.1. Mapa de ubicación de los sondajes N°2 y N°3 de Cholqui.....	80
Figura 3.2. Gráfica de los coeficientes de demanda en función de las horas diarias.....	81
Figura 3.3. Croquis descriptivo de la primera alternativa.....	82
Figura 3.4. Instalación de un sondaje para la explotación de agua subterránea.....	83
Figura 3.5. Electrobomba sumergida marca Pedrollo modelo 6SR12/11 – PD.....	83
Figura 3.6. Válvula hidráulica de control gradual pilotado S300 EATHISA.....	84
Figura 3.7. Caudal de entrada-salida del depósito semienterrado (A1).....	86
Figura 3.8. Altura del agua en el depósito semienterrado (A1).....	86
Figura 3.9. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A1).....	86
Figura 3.10. Caudal de salida del depósito elevado de 100 m <sup>3</sup> (A1).....	86
Figura 3.11. Balance de caudales del diseño modulado (A1).....	87
Figura 3.12. Mapa de ubicación del depósito de regulación proyectado.....	89
Figura 3.13. Croquis descriptivo de la segunda alternativa.....	90
Figura 3.14. Depósito de PRFV y 30.000 litros de capacidad BIOTANKS.....	91
Figura 3.15. Catálogo de depósitos verticales aéreos BIOTANKS.....	92
Figura 3.16. Válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico EATHISA.....	93
Figura 3.17. Válvula anti-retorno de bola EATHISA.....	94
Figura 3.18. Caudal de salida del depósito semienterrado (A2).....	95
Figura 3.19. Altura del agua en el depósito semienterrado (A2).....	96
Figura 3.20. Altura del agua en el depósito de regulación proyectado de 30 m <sup>3</sup> (A2).....	96
Figura 3.21. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A2).....	96
Figura 3.22. Caudal de salida del depósito elevado de 100 m <sup>3</sup> (A2).....	97
Figura 3.23. Balance de caudales del diseño modulado (A2).....	97
Figura 3.24. Croquis descriptivo de la tercera alternativa.....	100
Figura 3.25. Caudal de entrada-salida del depósito semienterrado (A3).....	102
Figura 3.26. Altura del agua en el depósito semienterrado (A3).....	103
Figura 3.27. Altura del agua en el depósito de regulación proyectado de 30 m <sup>3</sup> (A3).....	103
Figura 3.28. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A3).....	103
Figura 3.29. Caudal de salida del depósito elevado de 100 m <sup>3</sup> (A3).....	104
Figura 3.30. Balance de caudales del diseño modulado (A3).....	104
Figura 4.1. Esquema de localización de los nudos escogidos.....	106

Figura 4.2. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 13 para cada alternativa.....	107
Figura 4.3. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 126 para cada alternativa.....	108
Figura 4.4. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 314 para cada alternativa.....	110
Figura 4.5. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A1).....	111
Figura 4.6. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A2).....	111
Figura 4.7. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A3).....	111
Figura 4.8. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 6:00 H.....	115
Figura 4.9. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 7:00 H.....	115
Figura 4.10. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 8:00 H.....	115
Figura 4.11. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 9:00 H.....	116
Figura 4.12. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 10:00 H.....	116
Figura 4.13. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 11:00 H.....	116
Figura 4.14. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 12:00 H.....	117
Figura 4.15. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 13:00 H.....	117
Figura 4.16. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 14:00 H.....	117
Figura 4.17. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 15:00 H.....	118
Figura 4.18. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 16:00 H.....	118
Figura 4.19. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 17:00 H.....	118

## INTRODUCCIÓN

El Programa de Agua Potable Rural nace en Chile en el año 1964, con la adopción del Plan Básico de Saneamiento Rural, a partir de compromisos tales como la Resolución de la XIIª Asamblea Mundial de la Salud, en el cual estableció como prioritario el abastecimiento público de agua y el acuerdo Carta de Punta del Este, que estableció como meta el abastecimiento de agua potable al 50% de la población rural<sup>1</sup>.

El Programa de agua potable rural del Ministerio de Obras Públicas (a partir de ahora, MOP) tiene casi 55 años de desarrollo y ha logrado una cobertura de agua potable de 100% para la población rural concentrada. Hoy existen en Chile 1.736 sistemas de agua potable rural de distinto tamaño, con unos 410 mil hogares conectados y una población beneficiada cercana a 1,7 millones de personas. El sector privado, a través de las empresas sanitarias, ha contribuido con expertise técnico al cumplimiento de esta meta.

Sin embargo, en las localidades rurales semiconcentradas la realidad es diferente. En Chile, 540 comunidades rurales semiconcentradas, que corresponde a 195.000 habitantes, se encuentran desprovistas de las redes necesarias para el abastecimiento de agua potable a sus habitantes<sup>2</sup>. Por ello, el verdadero reto del Estado se encuadra en la necesidad de abastecer de agua potable a las comunidades rurales semiconcentradas, en donde el porcentaje de cobertura asciende a un 2% aproximadamente. El objetivo es alcanzar en los próximos diez años una cobertura cercana al 100% y así contribuir al desarrollo económico y a la integración social del país.

En este contexto, los habitantes beneficiados poseen una participación activa, responsable y mantenida en el tiempo como socios de un organismo comunitario denominado Comité o Cooperativa de APR. Con el fin de que sea la propia comunidad organizada, quien efectúe la administración del servicio una vez construido. Son precisamente estas organizaciones las que realizan el mantenimiento de la infraestructura del sistema.

En el marco actual de gestión de los recursos hídricos en Chile, la cobertura de agua potable rural se ha definido como uno de los cinco ejes principales sobre los cuales se enmarca la actual estrategia nacional de recursos hídricos<sup>2</sup>. La cuál refleja la actuación del Ministerio de Obras Públicas y, en especial, el de la Dirección General de Aguas, para conciliar los distintos intereses y usos, elaboración de políticas y generación de reformas.

Refiriéndonos más concretamente a la zona rural que ocupa el presente trabajo (Colqui, Melipilla) podemos destacar, en materia de inversión y financiamiento de los sistemas de APR, que fue a mediados del año 2015 cuando el MOP aprueba un presupuesto de 11 millones para la construcción y mejoramiento de proyectos de APR y de riego en el municipio de Melipilla, perteneciente a la Región Metropolitana<sup>3</sup>.

---

<sup>1</sup> Ministerio de Obras Públicas, MOP. Historia del Programa de Agua Potable Rural.

<sup>2</sup> Ministerio de Obras Públicas, MOP. Estrategia Nacional de Recursos Hídricos 2012-2025.

<sup>3</sup> Noticia extraída de la página web [www.melipilla.cl](http://www.melipilla.cl). Ilustre Municipalidad Melipilla, 2015.

Melipilla pasó así a ser el municipio con la mayor cantidad de proyectos de agua potable rural en ejecución en la Región Metropolitana.

Las inversiones en materia de APR en la comuna han sido y son prioritarias, por lo tanto el municipio realiza permanentemente un trabajo en conjunto con la empresa concesionaria Aguas Andinas.

Aguas Andinas puso fin a las obras de ampliación y mejoramiento de APR en Cholqui Manantiales a mediados de este año pasado, beneficiando con ello a 227 familias que hasta la fecha no disponían de agua potable en sus hogares. Se logró aumentar el volumen de regulación necesario para cumplir con la actual y futura demanda de agua en la población y se mejoró y amplió la red de tuberías con el fin de aumentar el servicio y su calidad <sup>4</sup>.

Fue a principios del año 2018, en abril, coincidiendo con la entrada del horario de invierno, donde el tiempo de bombeo máximo no puede exceder de 18 horas al día, (restricciones por tarifa eléctrica, según Decretos de Fijación de Precios de Nudo de Corto Plazo, del Ministerio de Energía) cuando se observaron problemas de presión en la mayor parte de la red. Es en determinados períodos del día que se observa el fenómeno de bajas presiones en distintos nudos de la red de distribución. El problema se agrava el tiempo que la bomba está parada y la demanda de agua continúa hasta agotar la reserva del estanque sin posibilidad de que este se llene otra vez hasta que finaliza el tiempo de restricción de la energía eléctrica. En todo ese tiempo la población queda sin la posibilidad de consumir agua potable.

La motivación de este trabajo se centra, no sólo en satisfacer la demanda de la población a lo largo de todo el día, sino también en asegurar una presión óptima del agua en todos los nodos que componen la red de distribución de APR.

Los objetivos propuestos para el tema propuesto son los siguientes, pudiendo ser divididos en objetivo general y objetivos específicos:

- Objetivo general

Proponer una alternativa de rediseño para solucionar la problemática actual en el sistema de agua potable rural de Cholqui Manantiales de bajas presiones e insatisfacción en la demanda. Utilizando para ello el software de modulación de redes EPANET, con el fin de identificar puntos de ineficiencia en la regulación de abastecimiento de la red de APR. Buscando optimizar el sistema de APR existente y satisfacer las necesidades de la población.

- Objetivos específicos

Para la consecución del objetivo general, se marcan las siguientes metas:

- Estudiar y analizar el comportamiento y la regulación del sistema de APR que abastece actualmente a la zona de Cholqui. Con el fin de identificar y comprender donde tiene su origen el problema de ineficiencia de la regulación del APR.

---

<sup>4</sup> Noticia extraída de la página web [www.melipilla.cl](http://www.melipilla.cl). Ilustre Municipalidad Melipilla, 2015.

- Proponer alternativas técnicas de rediseño al actual sistema de agua potable de la zona Cholqui Manantiales, mediante el modelamiento en EPANET con el fin de lograr un trabajo óptimo de regulación en la red y aprovechar los recursos para abastecer a la población de Cholqui empleando el software EPANET para la modelación del sistema.
- Elegir una única solución basándonos en criterios técnicos, de comportamiento hidráulico, de durabilidad y viabilidad. Y por último, se comprobará el correcto funcionamiento del sistema en régimen extendido.

## **1. MARCO TEÓRICO**

### **1.1. GESTIÓN INTEGRADA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS EN CHILE**

#### **1.1.1. INTRODUCCIÓN**

Para el correcto entendimiento del temario que se desarrolla en este trabajo, se estima oportuna la inclusión de un marco teórico que permita al lector relacionarse con los diferentes aspectos que se incluyen en él y hacerse una idea general del contexto actual del tema que se va a tratar. Se ha considerado conveniente hacer una breve introducción sobre la gestión integrada de los recursos hídricos en Chile para así poder obtener una idea general del cuadro, en materia legal y administrativa, en que se enmarcan y desarrollan los proyectos de distribución de Agua Potable Rural.

#### **1.1.2. LEGISLACIÓN DE AGUAS**

La Gestión Integrada de Recursos Hídricos (GIRH) surge con la necesidad de realizar modificaciones conducentes a un aprovechamiento eficiente del agua como recurso natural, tomando en consideración las características propias de su presencia a lo largo del territorio y las características ambientales y sociales de las cuales forma parte. Se trata de un marco conceptual y un proceso de implementación que coordina el manejo del agua y otros recursos naturales relacionados con el objetivo de promover el desarrollo económico y social, y el mejoramiento del medio ambiente.

La gestión, administración y utilización de las aguas en Chile tiene su base en tres cuerpos legales de hace poco más de treinta años:

i) el Decreto Ley N° 2.603, de 1979, que configuró por vez primera derechos de propiedad sobre los derechos de aprovechamiento de aguas (en adelante DAA)

ii) la Constitución de 1980, que declaró implícitamente la calidad de bienes nacionales de uso público de las aguas, y de manera explícita la garantía de la propiedad de los titulares de DAA (artículo 19, números 23 y 24)

iii) el Código de Aguas (CA) de 1981, cuerpo legal que sistematizó lo anterior y que otorgó amplios espacios de libertad a los usuarios de las aguas, eliminando barreras de acceso a la adquisición de nuevos DAA (Derechos de Agua), la libre transferibilidad de los derechos adquiridos y el libre uso de las aguas a que se tiene derecho.

Tras muchos años de debate, se aprobaron las reformas del CA (Código del agua) en el año 2005. Éstas se enfocaron en resolver varios problemas, e incluían incentivos económicos y de competencia, con protección del interés público; la función del Estado de gestionar un recurso complejo crucial para el desarrollo con apoyo a la iniciativa privada y transparencia en la gestión; evitar la concentración de DAA. Dicha reforma reafirmó la esencia del modelo institucionalizado mediante el CA que reside, entre otros, en el derecho de propiedad sobre los DAA.

Más recientemente, en 2010, se introdujeron reformas ambiciosas en el área de la gestión medioambiental que tendrán importantes implicaciones en el sector del agua. Los principales componentes de la reforma eran una racionalización de las competencias de la gestión de la calidad de agua y una mejora e integración del marco regulatorio.

Durante los años 2014 y 2015 se han propuesto algunas reformas al CA referidas principalmente establecer prioridades de uso, protección de glaciares y regular los Servicios Sanitarios Rurales, como es el tema que nos atañe en el presente trabajo.

De lo anterior, es posible entender, que la actual legislación de aguas en el país, no entrega un marco regulatorio adecuado para el uso sustentable del recurso, por lo que se hace necesario (expresan algunos autores) realizar modificaciones conducentes a un aprovechamiento adecuado, tomando en consideración las características propias de su presencia a lo largo del territorio nacional y su variación temporal (estacional).

El agua solamente pasa a ser considerada como objeto del derecho cuando surgen a su respecto en las distintas sociedades, controversias en que se enfrentan intereses contrapuestos. Desde el punto de vista legal, Chile es el único país a nivel de Sudamérica y nivel mundial, que su legislación y manejo sobre recursos hídricos están basadas en criterios de mercado, lo que ha generado la pérdida del carácter de bien Nacional público del agua, provocando la privatización parcial o total de este recurso en diversas regiones, principalmente la zona norte, favoreciendo la concentración de la propiedad, especialmente en el área de los servicios sanitarios y minería, en el sur servicios hidroeléctricos. Chile ha sido uno de los países pioneros en la implementación de un régimen de libre mercado en el manejo de los recursos hídricos, reconociendo simultánea y contradictoriamente su carácter de bien público y bien económico. La legislación existente nos indica que en Chile el agua es un bien nacional de uso público (artículo 595 del Código Civil y artículo 5° del Código de Aguas), pero está en manos de privados.

### 1.1.3. PRIVATIZACIÓN DE LOS DERECHOS DE USO CONSUNTIVO SOBRE EL AGUA Y SU REGULACIÓN

El Código de Aguas posee “un sesgo pro mercado que permitió privatizar la propiedad del agua por primera vez en la historia de Chile, separando el agua del dominio de la tierra para permitir su compra y venta” (Pamela Poo y Sara Larraín, 2010:16), y autorizó la entrega gratuita y a perpetuidad de los derechos de agua a particulares, empresas mineras, forestales, agroindustriales e hidroeléctricas.

En la actualidad, la propiedad de los derechos de agua para uso consuntivo se concentra mayoritariamente (alrededor del 95%) en el sector privado. Esta realidad obedece a un proceso de privatización y concentración de la propiedad que data de los años '80, período en que se realizaron numerosas modificaciones legales e institucionales para transitar desde el sistema público de gestión de las aguas (servicio de agua potable y alcantarillado), hacia un modelo de gestión acorde a las políticas de liberalización y apertura de los mercados, impulsadas por el gobierno militar de la época y continuadas por los gobiernos democráticos recientes.

De esta manera, se otorgó un rol más relevante al sector privado y al mercado como mecanismo de asignación de recursos. Este proceso implicó las siguientes transformaciones:

- Separación de las funciones normativas y fiscalizadoras que debe ejercer el Estado, de las de producción y comercialización de los servicios.
- Transformación de un régimen de prestación directa por un sistema de empresas independientes.
- Cambio de la estructura jurídica de las empresas del Estado, asimilándolas a las del sector privado

- Dictación de un marco legal que permite regular a los prestadores, públicos o privados.

Esto tuvo como consecuencia la creación de 11 empresas sanitarias regionales, las que reemplazaron al antiguo Servicio Nacional de Obras Sanitarias (SENDOS), encargado de prestar este servicio a nivel nacional. Se sumaron a la creación de estas empresas, EMOS (Región Metropolitana) y ESVAL (Región de Valparaíso), quedando la mayor parte de su propiedad en manos del sector público a través de CORFO (Cooperación de fomento de la producción).

Desde la entrada en vigencia de sistema de concesiones, han sido traspasadas al sector privado las empresas sanitarias que abastecen a la mayor parte de la población regional, a saber: EMOS, actualmente Aguas Andinas; ESSBIO (Inversiones Aguas Arauco Ltda.); ESVAL (Aguas Puerto S.A.); ESSBIO VI Región (Aguas Nuevo Sur Maule); y ESSAL (Inversiones Iberaguas Ltda.).

En el marco regulatorio actual, estas Concesionarias de Servicios Sanitarios, junto con otras menores, operan según el régimen de concesiones que la ley establece, bajo la forma de sociedades anónimas sometidas a la regulación que ejerce y fiscaliza la Superintendencia de Servicios Sanitarios (SSIS).

El marco legal para regular el funcionamiento de concesiones existentes y el otorgamiento de concesiones, contenido en el DFL 382 de 1988 (Ley General de Servicios Sanitarios) y su reglamento, el DS 121 de 1992, establece una modalidad de gestión del sector mediante el otorgamiento de concesiones a sociedades anónimas. Las concesiones son otorgadas por tiempo indefinido, mediante decreto del Ministerio de Obras Públicas, considerando el informe de la SISS.

El DFL 382 establece normas que tienen por objeto impedir la concentración de la propiedad en el sector, imponiendo restricciones a la participación en la propiedad a nivel de concesiones sanitarias.

El Ministerio de Obras Públicas, por su parte, administra la legislación en materia de recursos hídricos, la asignación de derechos de agua y la aprobación de los derechos de concesión para establecer, construir y explotar servicios sanitarios.

Cabe señalar que las regulaciones sectoriales establecen numerosas y variadas normas respecto de la calidad de los servicios, entre las que se cuentan aquellas referidas a la calidad del agua potable, presión, continuidad del abastecimiento, exactitud de los sistemas de medición, métodos de facturación, voltajes y frecuencias, depósitos y devoluciones, calidad de equipos, manejo de quejas, estándares de salud, privacidad, calidad del personal, horarios de servicio, suspensión y corte de servicios y seguridad; estableciéndose, además, los casos en que los servicios no se pueden suspender ni cortar.

#### 1.1.4. MARCO ACTUAL Y PROBLEMÁTICA

Debido a todo lo descrito en los apartados anteriores, los actuales conflictos de acceso al agua en el país están estructuralmente vinculados a la aplicación del modelo de gestión establecido en dicho Código de Aguas, el cual centra los criterios de asignación de las aguas en función de la oferta y demanda, poniendo a los recursos hídricos bajo fuerte presión, especialmente en las zonas donde éstos son más escasos.

Así pues, en la actualidad, el país se enfrenta a condiciones hídricas críticas y preocupantes, la gestión de las aguas se ha convertido en un tema central, clave y de obligado análisis. Las necesidades humanas, agrícolas e industriales por agua son permanentes y crecientes, frente a un recurso que tiene una existencia limitada, y cuya presentación es irregular con tendencia a la escasez.

El hecho de que el territorio chileno presente carencia de agua frente a sus necesidades, constituye una fuente de controversias y problemas, que necesariamente requieren de una normativa especializada, que permita un uso armónico y eficiente, que proteja los derechos adquiridos, y en definitiva que garantice la paz y el orden social. Esta situación permite constatar también que existen problemas y controversias que afectan intereses individuales. Sin embargo, el agravamiento de la situación de escasez, que puede alcanzar implicancias generales, como ocurre actualmente en Chile, lleva rápidamente a concluir que los esfuerzos individuales orientados a resolver controversias o a solucionar limitaciones y carencias, son insuficientes.

Resulta evidente que la falta de restricción en la entrega de derechos de aprovechamiento de aguas, ha dejado una herencia de distorsiones en el “mercado de aguas”. “Las críticas al modelo chileno, tras 25 años de aplicación de este régimen, revelan el costo social del proceso de monopolización de los derechos de aguas, los costos ambientales y las restricciones en la disponibilidad de recursos hídricos, como consecuencia de su ineficiente distribución y reasignación de las aguas” (Yáñez y Gentes, 2005:15). Esto fue posible en parte, por la no inclusión de criterios ni requisitos mínimos que incorporan prioridades de uso, variables geográficas, climáticas y socio ambientales -equidad y justicia-, en su asignación.

El modelo chileno de “libre competencia” ha favorecido la concentración de la propiedad sobre el agua en el sector eléctrico, minero y exportador, lo que ha derivado en un beneficio implícito para estas industrias. Por tanto, si consideramos que los cuerpos legales que rigen estas áreas -posterior a la constitución de 1980-, fueron elaborados y aprobados en ausencia de un Parlamento y sin consulta alguna a la ciudadanía, no es absurdo pensar que existió la intencionalidad de generar sinergias que permiten actualmente que sectores productivos posean el control del agua para su beneficio, a través de la aplicación del Código de Aguas, 1989 (Villaruel Novoa, C. 2012).

#### 1.1.5. AGUAS ANDINAS

Como ya se ha expresado en el apartado anterior, la empresa privada de Aguas Andinas fue creada como EMOS (Empresa Metropolitana de Obras Sanitarias) en 1977, funcionando inicialmente como una empresa autónoma que operaba bajo la vigilancia del Servicio Nacional de Obras Sanitarias (SENDOS).

Este servicio Nacional tenía las características de institución autónoma del Estado, de derecho público, con personalidad jurídica y patrimonio propio distinto del Fisco, desconcentrada

territorialmente, relacionada con el Estado a través del Ministerio de Obras Públicas. Conformado por una Dirección Nacional y once Direcciones Regionales, en once de las trece regiones administrativas del país. Sus funciones se orientaban a operar y mantener los sistemas sanitarios, para el servicio de las poblaciones urbanas, así como dotar de agua potable a las poblaciones rurales concentradas. Además, poseía funciones de tipo normativo y de fiscalización respecto de las empresas con las que compartía responsabilidades en el sector. A partir de esa fecha, el SENDOS, así como EMOS y ESVAL (Valparaíso y Viña del Mar), abordaron acciones que se enmarcaban en el cumplimiento de diversos objetivos, las que permitieron un desarrollo paulatino del sector hasta el año 1989.

Sin embargo, a fines de la década de los 80 estaba ya agotando sus potencialidades, puesto que se encontraba limitado en varios aspectos para lograr un mayor desarrollo. Además, en la práctica no se ejercían los roles normativo y fiscalizador, puesto que se encontraban confundidos en una misma entidad conjuntamente con el rol ejecutor y operativo.

En consideración a las características reseñadas, el análisis del sector sanitario realizado a fines de la década de los 80 determinó la conveniencia de redefinir el rol del Estado en el sector agua potable y alcantarillado. Así pues, como se ha expresado ya en los apartados anteriores se estableció una nueva forma de regulación para los servicios sanitarios, definida a través de un conjunto de leyes y reglamentos, que constituyen la Normativa Sanitaria, y que definen la actual organización institucional del sector sanitario basada en el régimen de concesiones bajo el cual los prestadores de servicios sanitarios deben operar.

De esta manera, como ya se mencionó, se otorgó un rol más relevante al sector privado y al mercado como mecanismo de asignación de recursos y consecuencia de ello fue la creación de EMOS (Región Metropolitana) entre otras, quedando la mayor parte de su propiedad en manos del sector público a través de CORFO (Cooperación de fomento de la producción).

Fue en 1999 cuando EMOS pasa de ser una sociedad anónima, filial de CORFO (1989), a una compañía privada donde el 51,2% de su propiedad es adquirido por Sociedad Inversiones Aguas Metropolitanas Ltda., formada por Grupo Agbar (50%) y Suez (50%), empresas española y francesa respectivamente.

En 2001 La compañía cambia de nombre a Aguas Andinas S.A. y en 2008 toma de control de la Empresa de Servicios Sanitarios De Los Lagos (ESSAL), mediante la adquisición del 53,5% de su propiedad. Fusión de las filiales Aguas Cordillera S.A. y Aguas Los Dominicos S.A.

Aguas Andinas es una de las mayores empresas sanitarias de Latinoamérica, prestando servicio a más de 6 millones de clientes y con un total de más de setenta mil hectáreas de concesión. Realiza el suministro de agua potable y alcantarillado en la ciudad de Santiago de Chile, a excepción de la totalidad de las comunas de Maipú y Cerrillos; el 1% de San Bernardo, y una parte de Estación Central, las que son abastecidas por el SMAPA (Servicio Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Maipú).

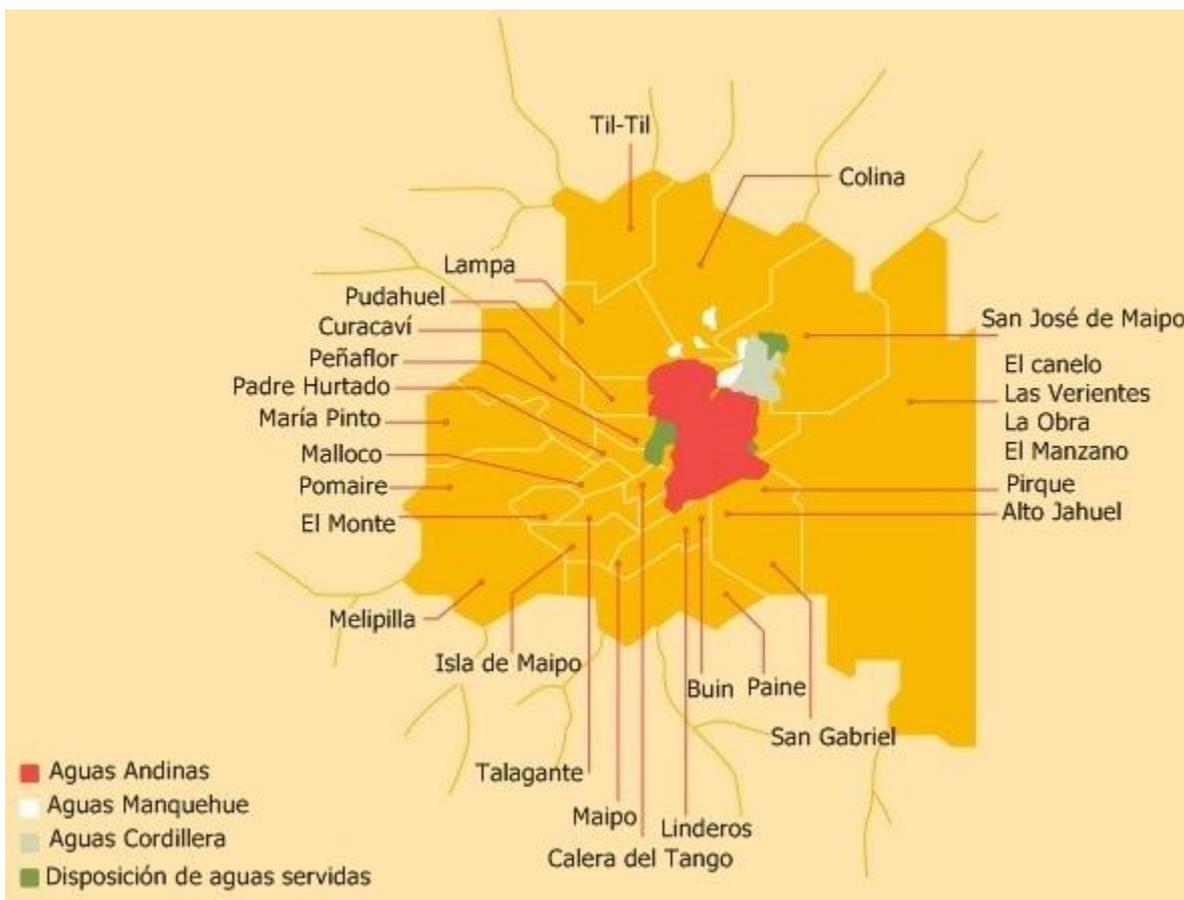


Figura 1.1. Área de concesión de Aguas Andinas en la Región Metropolitana

#### 1.1.6. HISTORIA DEL PROGRAMA DE AGUA POTABLE RURAL EN CHILE

El Programa de Agua Potable Rural en Chile nace el año 1964 con la adopción del Plan Básico de Saneamiento Rural, surgido de los compromisos internacionales señalados en la resolución de la XIIª Asamblea Mundial de la Salud del año 1959, que estableció como prioritario el abastecimiento público de agua. Así mismo el acuerdo “Carta de Punta del Este” del año 1961, firmada por los Ministros de Salud de América Latina, estableció como meta el abastecimiento de agua potable al 50% de la población rural, en la década 1960-1970<sup>5</sup>. El Plan Básico de Saneamiento Rural, fue desarrollado inicialmente con recursos estatales y fundamentalmente con el financiamiento del Banco Interamericano de Desarrollo (BID), a través del primer contrato de préstamo financiero destinado a abastecer de agua potable a la población rural del país a un horizonte de trabajo de seis años (1964-1970). Esto permitió, entre otras cosas, la creación de la Oficina de Saneamiento Rural (OSR.) dependiente del ex Servicio Nacional de Salud (SNS), que ejecutó y lideró esta iniciativa.

<sup>5</sup> Ministerio de Obras Públicas, MOP. Historia del Programa de Agua Potable Rural.

A partir de 1969 se sumaría también a este proceso la Unidad de Agua Potable Rural del Departamento de Obras Civiles de la Corporación de Reforma Agraria, tomando la responsabilidad del tema en aquellos sectores reformados. “Esta primera etapa culminó el año 1970 con una comunidad organizada que participó en la construcción de sus servicios, alcanzando una cobertura del 41% de la población rural. La segunda etapa del programa se ejecuta entre los años 1977–1981.

Y la entidad ejecutora fue el Servicio Nacional de Obras Sanitarias, SENDOS. Alcanzando una cobertura del 48% de la población rural concentrada (88.140 habitantes). En la tercera etapa del programa (1981–1985), SENDOS continuó como unidad ejecutora, y se realizó un incremento importante de los recursos financieros involucrados.

Dos son los hechos en esta etapa que es preciso destacar, el primero de ellos, consiste en el traspaso de los servicios de Agua Potable Rural (administración, operación y mantenimiento) a los Comités de Agua Potable Rural. El segundo hecho importante lo constituyó la implementación de la micro medición en los sistemas a nivel individual o por arranque, lo que permite realizar cobros individuales que a la fecha se prorrateaban entre los usuarios.

Entre los años 1986-1991, se realizó el cuarto y quinto contrato BID, siendo SENDOS el organismo ejecutor hasta el año 1989, y la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas hasta el año 1991. Luego de ello, se pone término a la vida legal de SENDOS, a partir de la promulgación de las leyes por medio de las cuales se reforma el sector (1989): se suscriben contratos nuevos con el BID, destinados a internalizar los cambios institucionales efectuados dentro del programa de agua potable rural, para modificar la definición del organismo ejecutor (1990), y se crea la Unidad Ejecutora BID-Obras Sanitarias en la Dirección de Planeamiento del Ministerio de Obras Públicas.

En el periodo comprendido entre los años 1990 y 1992, la responsabilidad del programa recayó en el Ministerio de Obras Públicas a través de la Unidad Ejecutora Programa BID, instancia que más tarde se haría cargo bajo el nombre de Departamento de Programas Sanitarios (DPS). El año 1993 por un breve período, la responsabilidad sobre el programa APR recae en la Corporación de Fomento de la Producción CORFO. Desde 1994 en adelante, el MOP es el organismo a cargo del Programa de Agua Potable Rural, a través de la Dirección de Planeamiento (DIRPLAN) entre 1994-2001, y desde el 2002 a la fecha, se mantiene bajo la administración del Departamento de Programas Sanitarios (DPS), dependiendo de la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH). En la actualidad, la DOH ha resuelto la creación de una Subdirección de Agua Potable Rural, de la cual se desprenden los Departamentos de Proyectos y Gestión Comunitaria.

#### 1.1.7. EVOLUCIÓN DE LA COBERTURA DE APR EN SECTORES RURALES

Como se ha mencionado anteriormente durante los años 2014 y 2015 se propusieron algunas reformas al código del agua referidas principalmente, entre otros objetivos, a garantizar y regular los Servicios Sanitarios Rurales.

Garantizar el derecho al acceso de agua potable en las localidades rurales semiconcentradas es uno de los ejes principales entorno a los que se desarrolla la Estrategia Nacional de Recursos Hídricos para los años 2012-2025.

Por ello, el verdadero reto del Estado se encuadra en la necesidad de abastecer de agua potable a las comunidades rurales semiconcentradas, en donde el porcentaje de cobertura asciende a un 2% aproximadamente. Disminuir esta brecha es prioritario y significa un importante esfuerzo en materia de gestión y recursos dada la alta dispersión de la población a la que se debe entregar cobertura. Así, el objetivo es alcanzar en los próximos años una cobertura cercana al 100%.

Además, en virtud de un trabajo conjunto entre la Dirección General del Agua y la Dirección de Obras Hidráulicas se efectuarán reservas de derechos de aprovechamiento que permitirán su asignación a sistemas de agua potable rural, en aquellos acuíferos y cauces en que aún exista disponibilidad del recurso. También se fortalecerá el marco institucional aplicable al financiamiento, construcción y administración de los sistemas de agua potable rural y saneamiento de aguas servidas, para lo cual, se introducirán indicaciones del Ejecutivo y se procederá a dar trámite al proyecto de Ley que regula los servicios sanitarios rurales, que dará un marco jurídico más robusto para la gestión y financiamiento de estos sistemas.

Con fecha 14 de Febrero de este año pasado se publica la Ley Nº 20.998, que regula los servicios rurales de agua potable y saneamiento; producción y captación de agua potable, su distribución, recolección de aguas servidas y tratamiento y disposición final de aguas servidas.

Esta ley tiene por objeto establecer un marco jurídico e institucional, de carácter público, que permita regular la organización y funcionamiento de las entidades a cargo de los servicios sanitarios rurales, las condiciones de prestación y mantención del servicio y los mecanismos de asesoría y fiscalización sanitaria.

A su vez pretende incorporar el Saneamiento Rural con énfasis en un referente técnico competente, que estudie y proponga, con la necesaria flexibilidad, las diferentes soluciones existentes para la disposición de aguas servidas, sean éstas de carácter individual como colectivas. Pretende también la participación de la comunidad en la definición de la solución más adecuada. Y establecer un solo operador en la distribución de agua potable y en la recolección de aguas servidas.

#### 1.1.8. MARCO LEGAL Y NORMATIVA VIGENTE RELATIVOS A LA GESTIÓN DEL AGUA POTABLE PARA ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO RURAL

A continuación se presenta el conjunto normativo relacionado con Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento Rural, debiendo destacar que en estricto rigor, que frente a la escasa regulación disponible en la práctica en el sector rural, ha ido implementándose parte de la normativa existente que ha sido elaborada para el Sector Urbano.

##### 1.1.8.1. Marco regulatorio legal sector urbano y rural

**D.F.L. 382 de 1988.** Ley General de Servicios Sanitarios. Ministerio de Obras Públicas

**Ley 19.300 de 1994.** Bases Generales del Medio Ambiente. Ministerio Secretaría General de la Presidencia

**DFL 1122 de 1981.** Código de Aguas Ministerio de Justicia

**D.F.L. 725 de 1968.** Código Sanitario Ministerio de Salud Pública

**Nch 1.333 de 1978.** Requisitos de Calidad de Agua para Diferentes Usos. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

**D.S. 90/00.** Norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales. Ministerio Secretaría General de la Presidencia.

**DS Nº 50 de 2002.** Aprueba el reglamento de instalaciones domiciliarias de agua potable y de alcantarillado. Ministerio de Obras Públicas.

**DS Nº 609/98.** Establece norma de emisión para la regulación de contaminantes asociados a las descargas de residuos industriales líquidos a sistemas de alcantarillado. Ministerio de Obras Públicas.

**DS Nº 46/02.** Norma de Emisión de Residuos Líquidos a Aguas Subterráneas Ministerio Secretaría General de la Presidencia.

**Nch 409 de 1984.** Norma sobre calidad del agua potable. Ministerio de Salud.

**Decreto Nº996 Nch 777 de 1971.** Agua potable, fuentes de abastecimiento y obras de captación, terminología, clasificación y requisitos. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

**D.S. 735 de 1969.** Requisitos del Agua para Consumo Humano. Ministerio de Salud.

**Circular Nº 27 de 1979.** Actualización de normas sobre el control de cloro residual en las redes de agua potable. Ministerio de Salud.

#### 1.1.8.2. Marco regulatorio legal sector rural

**Ley Nº 18.777 de 1989.** Autoriza al Estado para desarrollar actividades empresariales en materia de agua potable y alcantarillado, y dispone la constitución de sociedades anónimas para tal efecto. Ministerio de Economía, Fomento y Reconstrucción.

**Ley Nº 18.778 de 1989.** Establece Subsidio al Pago de Consumo de Agua Potable y Servicio de Alcantarillado de Aguas Servidas. Ministerio de Hacienda.

**Ley Nº 19.338 de 1994.** Modifica la Ley Nº 18.778, además su reglamento que fue aprobado por el D.S. Nº 195 del 19/02/99 y que incorpora el Subsidio a la inversión.

**Ley Nº 19.418, de 1995.** Ley sobre Juntas de Vecinos y demás Organizaciones Comunitarias, cuyo texto refundido, coordinado y sistematizado, fué fijado por D.S. Nº 58, del 9 de enero de 1997. De acuerdo con esta Ley, los Comités están reconocidos como organizaciones comunitarias funcionales, sin fines de lucro, de duración indefinida y de ilimitado número de socios, y que gozan de personalidad jurídica por el sólo hecho de constituirse conforme a la Ley.

#### **DFL Nº5 de 2004 Ministerio de Economía.**

Por la importancia que tienen algunos de los cuerpos normativos citados en el Saneamiento Rural, se presenta a continuación un resumen de los aspectos más relevantes contenidos en los mismos.

### **D.F.L. 382 Ley General de Servicios Sanitarios Ministerio de Obras Públicas**

Esta norma está orientada a los servicios concesionados o en vías de concesión y se relaciona con el sector rural sólo cuando un servicio se transforma en concesión sanitaria.

### **DFL 725 Código Sanitario (1968) Ministerio de Salud**

En el párrafo 1 del artículo 1º se declara que el Código Sanitario rige para todos los aspectos relacionados con el fomento, protección y recuperación de la salud de los habitantes, salvo aquellas sometidas especialmente a otras leyes.

### **DFL 1122 Código de Aguas (1981) Ministerio de Justicia, modificado mediante Ley Nº 20017 de fecha 16/06/2005.**

El Código de Aguas establece las formas de administración del agua. Según estas disposiciones, las aguas son bienes nacionales de uso público y se otorga a particulares el derecho de aprovechamiento de ellas, el cual es real y de dominio de su titular, quien puede usar y disponer libremente de él.

### **Ley Nº 18.778 1989 Ministerio de Hacienda.**

La Ley Nº18.778, del 17 de enero del año 1989, estableció un subsidio directo al pago del consumo de Agua Potable y Servicio de Alcantarillado de Aguas Servidas, para favorecer a los grupos familiares o clientes residenciales urbanos de escasos recursos, cuyo porcentaje a subsidiar sobre los cargos fijos y variables, no podía ser inferior al 25% ni exceder de 75%, debiendo ser el mismo para los beneficiarios de una misma región que presenten un nivel socioeconómico similar. Igualmente, estableció que dicho subsidio no podía superar un consumo total de 15 m<sup>3</sup> al mes.

### **Ley Nº 19.338**

Mediante la Ley Nº 19338 detallada en el punto anterior, se incorporó adicionalmente el Subsidio a la Inversión, destinado a los sistemas rurales de agua potable. Este permite subsidiar por parte del Estado las inversiones de mejoramiento y ampliación utilizando los fondos que se asignen en la Ley de Presupuestos del MOP en conjunto con el aporte que realicen los Comités y Cooperativas. Cubre la diferencia entre el costo de inversión total y el aporte que efectúen los usuarios. Hasta la fecha, la Dirección de Presupuestos no ha asignado fondos para este subsidio.

### **Nueva Ley General de Cooperativas**

Esta ley fue dictada mediante el D.F.L Nº 5 del año 2004 Ministerio de Economía, y permite a las cooperativas de agua potable rural constituirse legalmente. Dispone que ellas tendrán como objeto específico la dotación de agua potable y alcantarillado para el consumo de sus asociados y de terceros, la producción y distribución de agua potable, la recolección y disposición de aguas servidas, mediante la creación, adquisición, organización y administración de servicios destinados a su cumplimiento.

### 1.1.8.3. Normativa vigente

#### **Nch 1.333 Of. 78 (1978) Instituto Nacional de Normalización. Requisitos de calidad de agua para diferentes usos.**

Corresponde a la principal norma de requisitos de calidad de agua para usos determinados existente en Chile, y establece requisitos de calidad para el uso de las aguas en riego, recreación (con y sin contacto directo), protección de la vida acuática y estética. Esta norma fija criterios de calidad, en términos de parámetros físicos, químicos y bacteriológicos, de acuerdo con los usos específicos a que se destine el agua, con la finalidad de preservar sus características. Indirectamente, permite proteger el recurso de la degradación producida por la contaminación con residuos de cualquier tipo u origen.

En relación a los requisitos bacteriológicos, la norma NCh 1.333 establece un límite para los coliformes fecales de 1.000 NMP/100 ml. en agua para riego de verduras y frutas que se desarrollan a ras de suelo y que habitualmente se consumen crudas.

#### **D.S. 90 (2001). Norma de Emisión para La Regulación de Contaminantes asociados a las descargas de residuos líquidos a Aguas Marinas y Continentales Superficiales.**

Tiene como objetivo de protección ambiental prevenir la contaminación de las aguas marinas y continentales superficiales, mediante el control de contaminantes asociados a los residuos líquidos que se descargan a estos cuerpos receptores, segregados en cuerpos de agua fluviales (con y sin capacidad de dilución), lacustres y marinos (dentro y fuera de la zona de protección litoral).

El decreto determina además, el programa y plazos de cumplimiento de la norma para las descargas de residuos líquidos a aguas marinas y continentales superficiales, para lo cual establece un procedimiento de medición y control (monitoreo, condiciones de extracción, métodos de análisis).

Mediante este decreto, se otorga a la Superintendencia de Servicios Sanitarios, a la Dirección General del Territorio Marítimo y de Marina Mercante y a los Servicios de Salud, según corresponda, la facultad de fiscalizar y velar por el cumplimiento de esta norma.

Esta norma establece límites máximos para diversos contaminantes en función del cuerpo receptor.

#### **DS Nº 46 (2002). Norma de emisión de residuos líquidos a Aguas Subterráneas.**

Tiene como objetivo prevenir la contaminación de las aguas subterráneas, mediante el control de la disposición de los residuos líquidos que se infiltran a través del subsuelo al acuífero.

#### **Nch 409 Norma sobre calidad del agua potable.**

Esta norma establece los requisitos físicos, químicos y bacteriológicos, que debe cumplir el agua potable destinada a la bebida proveniente de cualquier sistema de abastecimiento, junto con los procedimientos de inspección y muestreo para verificar el cumplimiento de lo anterior.

**Nch 777 Agua potable, fuentes de abastecimiento y obras de captación, terminología, clasificación y requisitos.**

Esta norma establece una clasificación de las fuentes de agua potable según diferentes parámetros de calidad que aparecen establecidos.

Cabe destacar que la normativa es aplicable a cualquier escenario, no existiendo en la práctica una normativa especial para las localidades.

Adicionalmente a la normativa señalada, existen reglamentos que son aplicables al entorno del estudio, entre los que destacan los siguientes:

**Decreto 735. Reglamento de los servicios de agua destinados al consumo humano.**

Este reglamento contiene disposiciones para los servicios de agua potable que permitan garantizar una calidad adecuada.

**Reglamento General de Alcantarillados Particulares.**

Este reglamento fue aprobado mediante Decreto Supremo Nº 236 de 1926 del ex Ministerio de Higiene, Asistencia y Previsión Social. Su aplicación en la actualidad es menor.

En lo sustancial, dicho reglamento se refiere a la manera de disponer de las aguas servidas caseras, en las ciudades, aldeas, pueblos, caseríos u otros lugares poblados en la que no exista una red de alcantarillado público y de todas las casas habitación u otros edificios públicos o particulares, urbanos o rurales, destinados a la habitación o a ser ocupados para vivir o permanecer, transitoria o indefinidamente, que no pueden descargar sus aguas residuales a alguna red pública existente.

**Reglamento para tratamiento de Aguas Servidas mediante estanques sépticos.**

Este Reglamento fue aprobado mediante DS Nº 288 de 1969 del Ministerio de Salud. En él se autoriza en ciudades y sectores urbanos sin alcantarillado público, y en las zonas suburbanas y rurales. El uso del sistema de tratamiento primario de aguas servidas mediante la utilización de estanques sépticos prefabricados y elementos accesorios de asbesto-cemento (en la forma y condiciones que se señalan).

En el caso de ciudades y sectores urbanos sin alcantarillado público, la aprobación de los proyectos de instalación de fosas sépticas prefabricadas se ajustará al DS Nº 267 de 1980 Reglamento de Instalaciones Domiciliarias de Agua Potable y de Alcantarillado Ministerio de Vivienda y Urbanismo. Se aplican además las normas y disposiciones citadas anteriormente del Código Sanitario, vale decir, la Circular Nº 4/B de 1995 Reglamento de Alcantarillados particulares y la normativa de emisión vigente.

## 1.2. SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

### 1.2.1. INTRODUCCIÓN

Una red de abastecimiento de agua potable es un sistema compuesto por un conjunto de obras hidráulicas y de infraestructura concatenadas, que permite abastecer a distintos tipos de población; ciudad, pueblo o área rural con agua potable. Facilita que el agua avance desde el punto de captación hasta el punto de consumo en condiciones aptas para su consumo. Por aptas no solo se entiende en cuanto a condiciones sanitarias de calidad, sino también de cantidad.

La fuente de agua que da origen al sistema puede ser de agua de manantiales naturales; agua de mar, que se desaliniza antes de entrar en la red de abastecimiento; agua superficial, como la procedente de lagos, ríos, embalses o arroyos; agua subterránea y otros como el agua de lluvia que se almacena en aljibes.

Es importante tener en cuenta que esta agua antes de ser enviada a las viviendas se transformará en agua potable. Dependiendo el origen de estas, se le hará un proceso de saneamiento y desinfección. Ahora bien, el sistema que utiliza aguas superficiales consta de cinco partes principales como son la captación, el almacenamiento de agua bruta, el tratamiento, almacenamiento de agua tratada y red de distribución. Este sistema se considera como la red de abastecimiento de agua potable más completa.

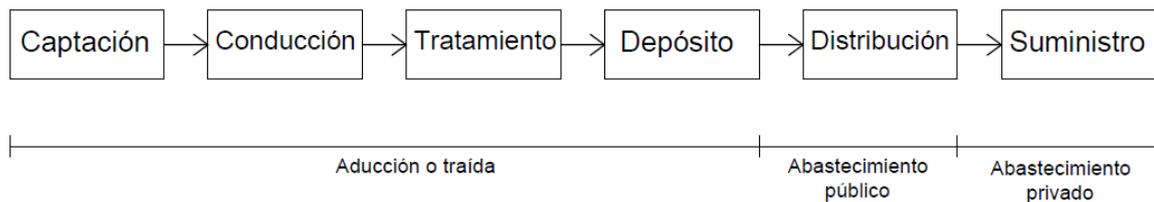


Figura 1.2. Etapas de un sistema de abastecimiento de agua potable

### 1.2.2. COMPONENTES DE LA RED DE ABASTECIMIENTO O ADUCCIÓN

Al conjunto de captación-conducción-tratamiento-depósito-distribución se le denomina Aducción (del latín adductio, acción de traer) o traída, con lo que los sistemas de abastecimiento de agua quedan determinados por las partes siguientes:

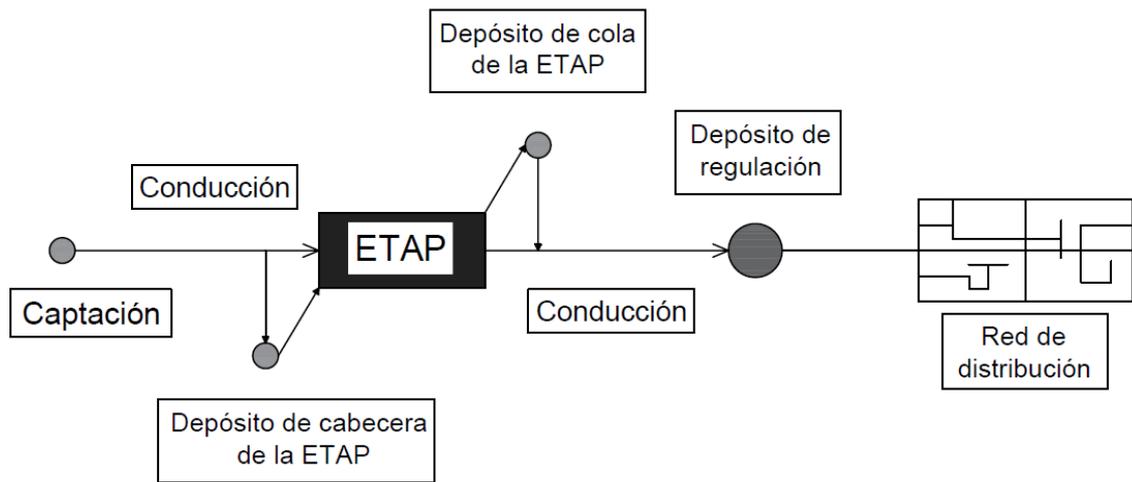


Figura 1.3. Estructura de un sistema de abastecimiento de agua.

#### 1.2.2.1. Captación

Es el puesto inicial del sistema de abastecimiento. Las aguas subterráneas se captan con pozos o galerías de extracción. En el caso de aguas superficiales se realiza mediante las bocatomas, galerías filtrantes, paralelas o perpendiculares, siempre teniendo como referencia el curso del agua. Estos dos tipos de aguas son las más empleadas para abastecer agua a las poblaciones. En el caso que se nos plantea en el presente trabajo, como es el abastecimiento de agua en zonas rurales el método de captación empleado son los pozos o galerías, ya que la fuente de extracción para el agua potable será un acuífero o manantial.

#### 1.2.2.2. Almacenamiento de agua bruta

Este se utiliza cuando la fuente de agua no tiene un caudal que le supla el agua necesaria durante todo el año. Para ello se realiza la construcción de embalses, con los que se conserva el agua procedente de ríos y arroyos. Este almacenamiento asegura el caudal durante todo el año. En el caso del almacenamiento de las aguas subterráneas, es el acuífero el que ejerce de tanque de almacenamiento para los sistemas que recurren a esta agua. Lo común es que se produzca la recarga natural de esa agua. Si no se logra, se recurre a obras hidráulicas para ello y se lleva a cabo 'artificialmente'.

#### 1.2.2.3. Conducción

Transporta el agua captada y/o almacenada hasta la estación de tratamiento y desde ésta al depósito regulador. La conducción del agua puede realizarse en lámina libre (canales), en presión o de forma mixta.

#### 1.2.2.4. Tratamiento físico-químico del agua bruta

Es la parte más compleja y costosa. Aquí se procede a purificar las aguas. Este tratamiento cambiará dependiendo la calidad del agua bruta. En una línea de tratamiento común deben tenerse en cuenta los siguientes componentes:

- Reja: Impide el paso de material grueso; ya sea flotante o de arrastre de fondo y lo retira una vez en la superficie.
- Desarenador: evita el paso de materiales de tamaño fino normalmente en suspensión.
- Floculadores: aquí se le añade químicos para la decantación de materiales finos y sustancias en suspensión coloidal.
- Decantadores: llamados también sedimentadores; separa una porción elemental del material fino.
- Filtros: gracias a éste el material en suspensión se retira totalmente.
- Dispositivo de desinfección.

*\*En algunos casos es necesario aplicar tratamientos como la osmosis inversa, el intercambio iónico o los filtros de carbón activo entre otros. La estructura de una planta de tratamiento de agua potable varía según las necesidades de depuración del agua entrante para conseguir un caudal de agua limpia con ciertos estándares de calidad especificados en la norma Nch 409/1.*

#### 1.2.2.5. Depósito regulador de agua

Estos almacenan un volumen de agua necesario para cumplir con la demanda de agua en cada momento. El agua a distribuir es almacenada en estanques; estos pueden ser presurizados o estar a presión ambiente. Dependiendo de su función dentro de un sistema de distribución de agua potable pueden ser tanques de cabecera, como son los tanques que se colocan aguas arriba de la red que alimentan, o tanques de cola, que se colocan aguas abajo. Pueden estar también elevados, para conseguir una cota mayor del agua almacenada o apoyados en el suelo.

#### 1.2.2.6. Red de distribución

Es el conjunto de tuberías trabajando a presión, que se instalan en las vías de comunicación de los Urbanismos y a partir de las cuales serán abastecidas las diferentes parcelas o edificaciones de un desarrollo. Esta red comienza en los tanques de agua tratada y termina en el hogar de la persona que utilice el sistema.

### 1.2.3. PRINCIPIOS BÁSICOS DE DISEÑO Y CÁLCULO

#### 1.2.3.1. Consideraciones generales

Para el diseño de redes de distribución se deben considerar ciertos criterios y seguir los siguientes pasos:

1) Período de diseño. En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones. Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento. Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados

para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales de acuerdo el Ministerio de Obras Públicas:

- Obras de captación: 20 años
- Conducción: de 10 a 20 años
- Reservorio: 20 años
- Redes: de 10 a 20 años (Tubería principal 20 años, tubería secundaria 10 años)

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años.

2) Fuente de abastecimiento. Para la selección de abastecimiento deben ser considerados los requerimientos de la población, la disponibilidad y la calidad de agua durante todo el año, así como todos los costos involucrados en el sistema, tanto de inversión como de operación y mantenimiento.

El tipo de fuente de abastecimiento influye directamente en las alternativas tecnológicas viables. El rendimiento de la fuente de abastecimiento puede condicionar el nivel de servicio a brindar. La operación y el mantenimiento de la alternativa seleccionada deben estar de acuerdo a la capacidad de gestión de los beneficiarios del proyecto, a costos compatibles con su perfil socio-económico.

Hablando más concretamente de una fuente de abastecimiento de APR como suele ser las aguas subterráneas; la explotación de esta dependerá de las características hidrogeológicas y de la formación geológica del acuífero. La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares).

3) Población de diseño. Identificar las zonas a servir y de expansión de la población con el fin de caracterizar las demandas de agua de la población; presente y la futura.

A modo de ejemplo y de acuerdo a lo indicado en conformidad con lo indicado en los Criterios de Diseño aportados por la empresa privada Aguas Andinas (Ord. DOH-RM N° 0773), de las bases del llamado a licitación, y las características socio-económicas de las zonas rurales, se podría adoptar una dotación de **150 l/hab/día**, cantidad pertinente según el MOP para una población de 1000 a 6000 habitantes y sobre la base de los consumos históricos de la localidad de Cholqui.

La demanda de agua se caracteriza por grupos de consumos semejantes, entre los cuales se encuentran:

- Suministros domésticos: son consumos correspondientes a viviendas particulares.
- Suministros municipales: corresponden a los consumos de edificios municipales, jardines, colegios y locales públicos. Estos suministros corresponden alrededor de un 10% de la demanda total.
- Suministros Industriales. Consumos que provienen de la zona industrial y que no pertenecen ni a los suministros domésticos ni municipales.

4) Levantamiento topográfico; incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias, públicas, comerciales e industriales; así también anchos de vías, áreas de equipamiento y áreas de inestabilidad geológica y otros peligros potenciales. Considerar también el tipo de terreno

y las características de la capa de rodadura en calles y en vías de acceso. Estudio de suelos y si es el caso, estudio geológico para determinar la estabilidad del terreno.

En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima del alcantarillado de aguas negras a una distancia de 1,00 m horizontalmente y 0,30 m verticalmente. No se permite por ningún motivo el contacto de las tuberías de agua potable con líneas de gas, poliductos, teléfonos, cables u otras.

Para el trazado de la red se tendrán en cuenta las siguientes consideraciones:

- Evitar pendientes mayores del 30% para evitar velocidades excesivas.
- En lo posible buscar el menor recorrido siempre y cuando esto no conlleve a excavaciones excesivas u otros aspectos.
- Evitar cruzar por terrenos privados o comprometidos para evitar problemas durante la construcción y en la operación y mantenimiento del sistema.
- Mantener las distancias permisibles de vertederos sanitarios, márgenes de ríos, terrenos aluviales, nivel freático alto, cementerios y otros servicios.
- Utilizar zonas que sigan o mantengan distancias cortas a vías existentes o que por su topografía permita la creación de caminos para la ejecución, operación y mantenimiento.
- Evitar zonas vulnerables a efectos producidos por fenómenos naturales y antrópicos.
- Tener en cuenta la ubicación de las canteras para los préstamos y zonas para la disposición del material sobrante, producto de la excavación.
- Establecer los puntos donde se ubicarán instalaciones, válvulas y accesorios, u otros accesorios especiales que necesiten cuidados, vigilancia y operación.

5) Demanda de agua. Modular los consumos de agua atendiendo a la fluctuación que dichos consumos sufren a lo largo del día, de la semana y el año. Esta variación se desarrolla en torno a un valor medio calculado en la demanda base. De este modo aplicando un coeficiente se reducirá o aumentará la demanda de agua en función de la hora del día, del día de la semana, etc.

Esta curva presenta una aproximación realista del estudio cuasi-estático del programa Epanet. Al estudiar una población rural, en la curva de modulación de demanda de agua potable, habrá que presentar los valores típicos del consumo doméstico, por lo que no debe haber demandas importantes durante las horas nocturnas, pero sí se presentarán durante el día. Ésta es una de las características más destacables de la curva de modulación, pues el consumo nocturno presenta alrededor de un 6% del consumo diario, y el consumo en hora punta, hora en la que más demanda de agua se presenta.

Los consumos variables en el tiempo en los nudos se modelan mediante el concepto de coeficiente de modulación  $C_m$ , aplicado al caudal medio que define por el volumen registrado dividido por el tiempo.

$$Q_t = C_m(t) \cdot Q_m$$

Los consumos a lo largo del día no serán constantes, sino que variarán siguiendo la curva de modulación diaria. Esta modulación de caudales depende directamente de los hábitos de consumo

del sector rural estudiado. En la siguiente gráfica se representa la variación del coeficiente de demanda de la población de Cholqui, que forman la curva de modulación, en función del tiempo en un período extendido de 24 horas.

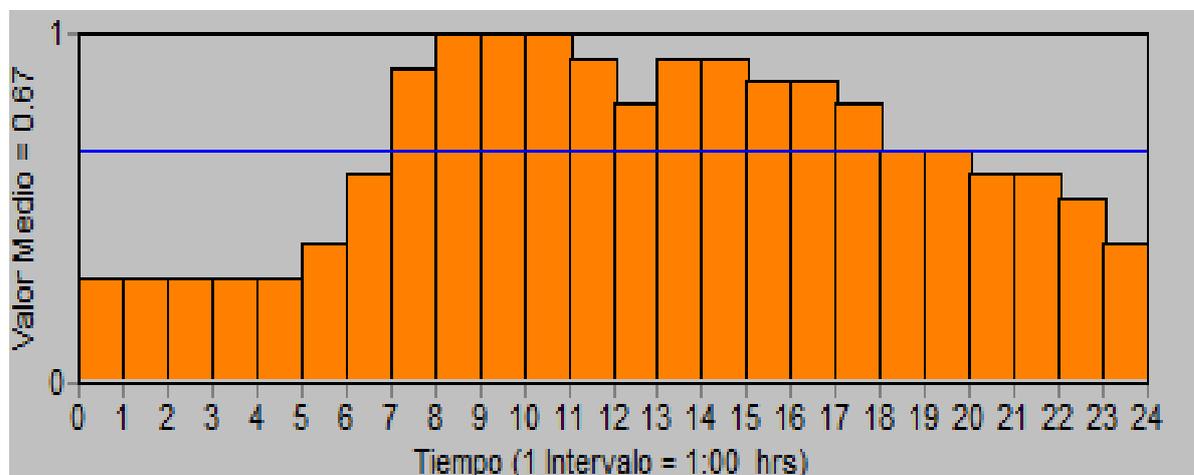


Figura 1.4. Curva o patrón de modulación de la demanda del sistema de APR de Cholqui-Manantiales. (Información proporcionada por Aguas Andinas).

El caudal de cada hora se obtendrá multiplicando el caudal medio instantáneo obtenido por un coeficiente de demanda definido por la curva de modulación (Eje de ordenadas), teniendo en cuenta, de forma ponderada, las variaciones de consumo diario, semanal y estacional.

\**Coficiente punta*: El coeficiente punta aparece en la curva de modulación como el coeficiente máximo. Al multiplicar este coeficiente por el caudal medio obtenemos el caudal máximo con el que se abastece cada nudo de la red, la demanda base máxima <sup>6</sup>. Este coeficiente aparece en una hora que, obviamente, es la hora donde la demanda poblacional de agua es máxima, y pues constituye el punto con el que se diseña la red, es decir el más desfavorable.

#### 6) Fundamentos de redes hidráulicas a presión

Antes de avanzar en el diseño de diámetros de las tuberías y demás elementos de la red, se hará una introducción al análisis hidráulico de redes de distribución de agua a presión.

En el siglo XVIII, Daniel Bernouilli formuló la ecuación para el flujo estacionario de fluidos que describe la relación entre presión, velocidad y elevación de cualquier punto del flujo. Esta ecuación representa un balance energético del recorrido que hace una partícula entre dos puntos concretos, a lo largo de una línea de corriente, e inmersa en un flujo ideal, unidimensional en  $s$ , permanente e incompresible <sup>6</sup>.

<sup>6</sup> Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

$$\int_2^1 \frac{\partial}{\partial s} \cdot \left( \frac{p}{\rho} + g \cdot z + \frac{v^2}{2} \right) \cdot \partial_s = 0$$

Donde:

$\rho$ : densidad del fluido

p: presión a lo largo de la línea de corriente

z: altura en la dirección de la gravedad desde una cota de referencia

v: velocidad del fluido

g : aceleración de la gravedad

Obtenemos las tres formas de energía que representa un fluido; energía de presión o elástica  $\frac{p}{\rho}$ , energía potencial o de gravedad z y energía cinética  $\frac{v^2}{2}$ ; comúnmente nos referimos a estos tres términos con el nombre de altura, que relaciona la energía por unidad de peso con una longitud. La ecuación anterior se puede expresar en energía por unidad de peso y diferenciando las tres alturas, esta ecuación es la más utilizada.

$$\frac{p_1}{\rho} + z_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} = \frac{p_2}{\rho} + z_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g}$$

La altura total se representa por la suma de los tres términos de altura por unidad de peso que tiene cada partícula de fluido en una sección concreta.

$$B = \frac{p}{\rho} + z + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

La altura piezométrica corresponde únicamente con la suma de los términos de altura de presión y cota. Esta altura corresponde con la altura que alcanza el agua en el interior de un tubo piezométrico, lo que resulta más práctico en aquellos sistemas donde la altura cinética presenta un valor despreciable. En el caso de los sistemas de distribución de agua, en los que la velocidad del agua es 2 m/s, se da lugar a alturas cinéticas de 0,2 mca, mientras que los desniveles en la red y la presión llegan a alcanzar varias decenas de metros <sup>6</sup>.

---

<sup>6</sup> Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

En la siguiente figura vemos las alturas totales y piezométricas entre dos puntos de una conducción cerrada.

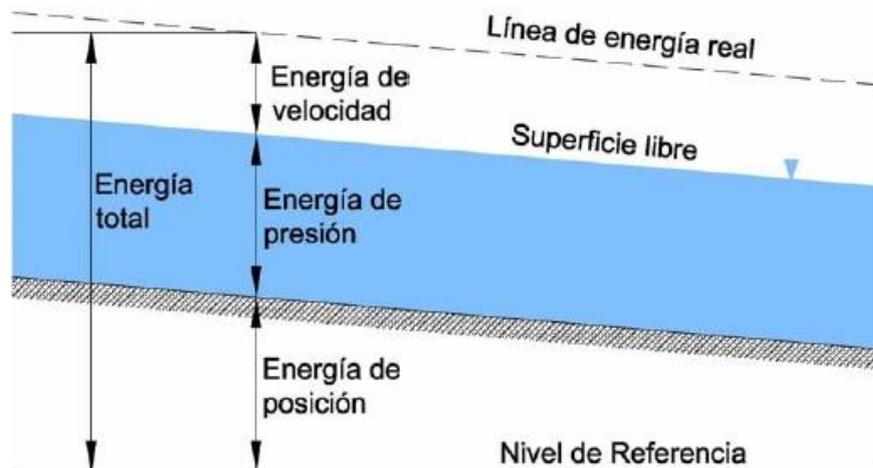


Figura 1.5. Línea de alturas entre dos puntos de una conducción hidráulica cerrada

La ecuación de Bernoulli es sólo aplicable a sistemas donde las pérdidas energéticas sean despreciables. Por lo tanto el siguiente paso es escribir la ecuación de Bernoulli generalizada donde aparecen los aportes de energía y las pérdidas energéticas debidas tanto a la fricción del agua en la tubería como a los diferentes elementos de la red que introducen pérdidas localizadas <sup>6</sup>.

- *Pérdidas por fricción o pérdidas lineales*

Las pérdidas por fricción se producen a lo largo de las tuberías debido al rozamiento mecánico de las partículas de fluido en su recorrido a través de la misma. La forma más habitual de modelar las pérdidas por fricción es a través de la ecuación de Darcy-Weissbach <sup>6</sup>:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Donde:

- $f$ : es el factor de fricción
- L: longitud del conducto
- D: diámetro
- v: velocidad del fluido
- g : aceleración de la gravedad

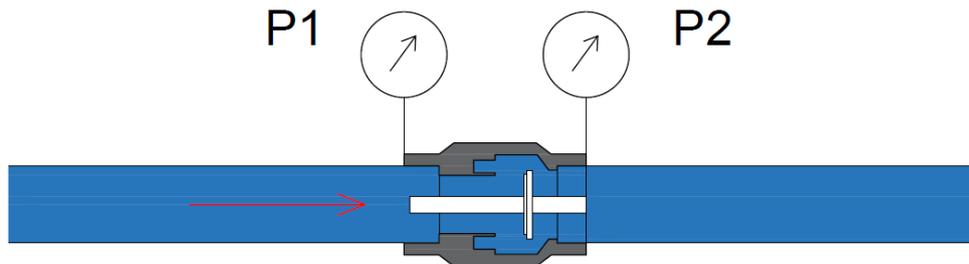
También expresadas en mca. Son siempre proporcionales a la velocidad del fluido e inversamente proporcionales al diámetro de la sección por donde circula. Estas pérdidas dependen tanto de la geometría del conducto, como de la velocidad del fluido dentro de ella y del factor de fricción que se verá cómo calcularlo más adelante.

---

<sup>6</sup> Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

- *Pérdidas menores o pérdidas singulares*

Las pérdidas menores se producen cuando el fluido atraviesa el interior de elementos accesorios de la instalación como válvulas, acoplamientos, entradas a depósitos o salidas de los mismos, instrumentación de medición, etc. Se presentan puntualmente y se denotan como  $\sum_{i=1}^{ne} h_{mi}$ , siendo  $ne$  el número de elementos que generan pérdidas menores. Se calculan como la diferencia de presión interna del fluido expresada en mca entre los dos puntos que engloban el elemento <sup>6</sup>, como se refleja en la siguiente figura:



$$h_m = B_1 - B_2 = \left( \frac{P_1}{\rho} + Z_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \right) - \left( \frac{P_2}{\rho} + Z_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} \right) \cong \frac{P_1}{\rho} - \frac{P_2}{\rho}$$

Figura 1.6. Diferencias de presión en una conducción a presión en un elemento.

También pueden ser calculadas con un coeficiente  $K_s$  de pérdidas singulares determinado en forma empírica para cada tipo de punto singular:

$$h_m = K_s \left( \frac{v^2}{2g} \right)$$

En la siguiente tabla se muestran algunos de los valores del coeficiente  $K_s$  asociado a algunos de los elementos más comunes en una instalación de distribución de agua potable a presión.

Tabla N°1. Coeficientes de pérdidas asociados a elementos de una conducción hidráulica

ACCESORIOS	K
Válvula esférica	10
Válvula en ángulo recto	15
Válvula de seguridad	2,5
Válvula de retención	2
Válvula de compuerta	0,2
Válvula de mariposa	1,8
Codo de 90° de radio corto	0,9
Codo de 90° de radio normal	0,75
Codo de 90° de radio grande	0,6
Codo de 45° de radio corto	0,45
Codo de 45° de radio normal	0,4
Codo de 45° de radio grande	0,35

7) Cálculo de los diámetros en las conducciones. El cálculo de los diámetros sigue un método iterativo en el que inicialmente se define un diámetro mínimo para todas las tuberías de la red, si la presión de la primera iteración es un valor negativo, se debe aumentar hasta llegar a la presión mínima establecida para todas las conducciones; esta presión mínima suele rondar los 25 - 30 mca.

Para explicar ese posible valor negativo de presión, deben considerarse las pérdidas de carga en las tuberías, pues la resistencia hidráulica puede ser elevada debido al tamaño inicial que hayamos dado a las tuberías; si es muy pequeño en comparación con el agua que las conducciones deben trasegar el valor de las pérdidas puede ser elevado.

$$\text{Ley de Darcy-Weisbach: } h_c = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

$h_c$  son las pérdidas de hidráulica debidas a la fricción (mca)

f es el factor de fricción de Darcy (adimensional)

L longitud de la tubería (m)

D diámetro de la tubería (m)

v velocidad media del fluido (m/s)

g aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

Esta idea lleva a aumentar el diámetro de las tuberías que mayores pérdidas lineales presenten, de manera que permitan trasegar mayor caudal disminuyendo las perdidas; siendo éste el proceso para el cálculo de diámetros.

La idea principal será disminuir las pérdidas unitarias aumentando el diámetro de la tubería que mayor resistencia hidráulica presente. Éste método permite llegar a la obtención de la presión mínima de todas las tuberías de la red, disminuyendo de forma progresiva las pérdidas de las tuberías de mayores diámetros.

El diámetro a utilizar será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. Los diámetros nominales mínimos serán: 25mm en redes principales, 20mm en ramales y 15mm en conexiones domiciliarias.

Las tuberías con las que se trabaja están normalizadas en series comerciales, por lo que aumentar el diámetro será pasar del diámetro actual, al diámetro superior, aumentando progresivamente hasta conseguir la presión adecuada.

Por último, se tendrá en cuenta que la velocidad mínima en ningún caso será menor de 0,3 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 -1,00 m/s. Por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2 m/s.

Así pues, en un principio todas las tuberías tendrán el mismo diámetro, un diámetro mínimo que se irá aumentando hasta lograr la presión mínima requerida, añadiendo además un diámetro mínimo superior en las tuberías que puedan presentar hidrante contra incendios.

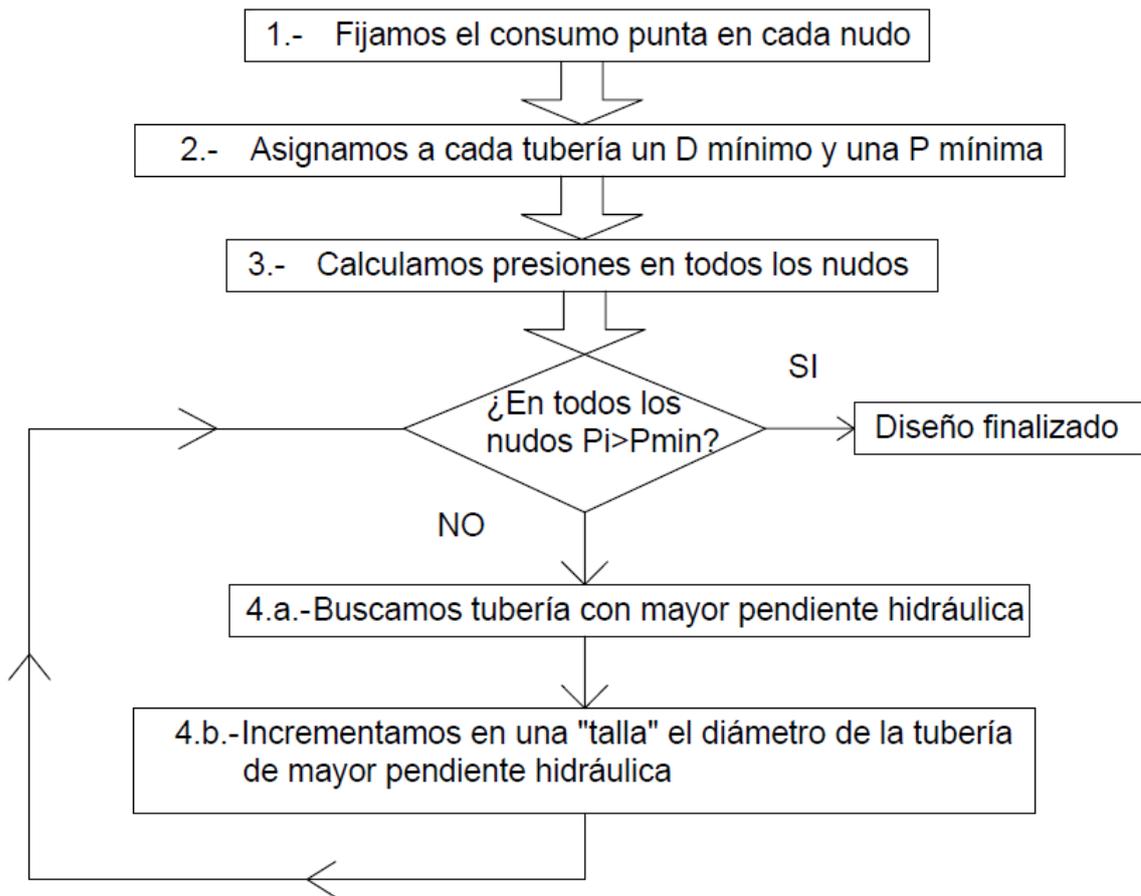


Figura 1.7. Esquema resumen del procedimiento a seguir

8) Cálculo de las presiones en la red: El cálculo de las presiones de la red se realiza a partir del programa Epanet que permite modelar el comportamiento de la red para cada una de las iteraciones, en las que permite calcular presiones, caudales, velocidad del fluido, etc. Las presiones tras la modulación varían a lo largo del día, pues dependen directamente del factor de modulación ya que cuanto más elevado sea más, más grande será el caudal y más pequeñas serán las presiones. Por ello, se busca el momento del día más desfavorable que corresponde con la hora punta. En esa hora, el caudal será máximo por lo que la resistencia hidráulica también, mientras que la presión será mínima.

La presión del agua debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en cualquier punto de la red no será menor de 5mca y la presión estática no será mayor de 50mca.

#### 1.2.3.2. Tipos de redes

El diseño hidráulico podrá realizarse como redes abiertas, cerradas y combinadas. Los cálculos deben realizarse tomando en cuenta los diámetros internos reales de las tuberías.

- Redes abiertas

El Dimensionamiento de las redes abiertas o ramificadas se realizará de acuerdo con los siguientes criterios:

- Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.
- Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de la tubería, éste deberá ser considerado como un nudo más.
  - \*Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 l/s para el diseño de los ramales.
  - \*El diseño hidráulico se puede realizar teniendo en cuenta los siguientes criterios: Darcy-Weisbach, Hazen-Williams y/o Flamant.

- Redes cerradas

El flujo de agua a través de ellas estará controlado por dos condiciones:

- El flujo total que llega a un nudo es igual al que sale.
  - La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.
- Estas condiciones junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, dan sistemas de ecuaciones, los cuales pueden ser resueltos por cualquiera de los métodos matemáticos de balanceo.
- En sistemas anillados se admitirán errores máximos de cierre:
- De 0,10 mca de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
  - De 0,01 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas.
    - \*Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 l/s para el diseño de los ramales.
    - \*Las redes cerradas no tendrán anillos mayores a 1km por lado.

### 1.2.3.3. Materiales

Las redes de distribución de agua constituyen el activo más importante de todo sistema de abastecimiento. Se trata de conducciones sometidas a presión, enterradas en un medio húmedo y con corrientes parásitas. Estas condiciones agresivas producen un efecto de envejecimiento y limitan su vida útil, con el resultado de fugas dispersas, roturas que producen daños y pérdidas de la calidad del agua que transportan. Por eso es fundamental la elección del material de las tuberías y componentes de la red de distribución

Por lo tanto, para la selección de los materiales de las tuberías se deberá tomar en cuenta los siguientes factores:

- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a los esfuerzos mecánicos producidos por las cargas, tanto externas como internas.
- Características de comportamiento hidráulico del proyecto (presiones de trabajo, golpe de ariete).
- Condiciones de instalación adecuadas al terreno.
- Resistencia contra la tuberculización e incrustación.
- Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.

Los materiales más comunes y empleados en la construcción de redes de abastecimiento son el policloruro de Vinilo (PCV), polietileno (PE), hierro galvanizado, hierro fundido, hierro dúctil acero.

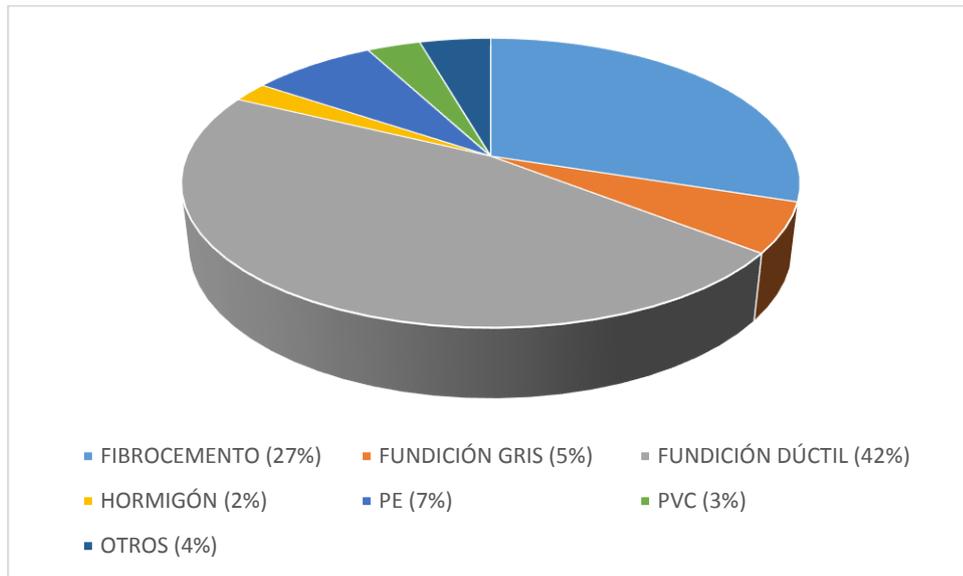


Figura 1.8. Materiales empleados en tuberías instaladas en una red de distribución

Con respecto a los materiales de las tuberías instaladas en las acometidas, es el PE el material más ampliamente utilizado, con un valor del 80% del total.

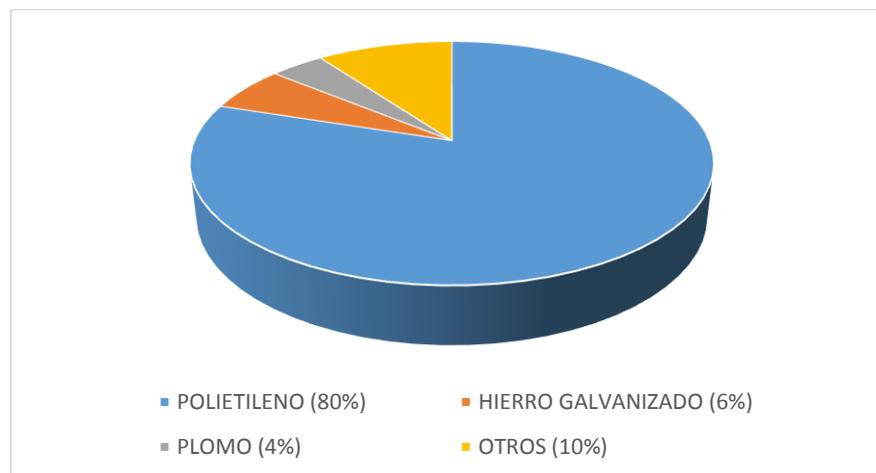


Figura 1.9. Materiales empleados en tuberías instaladas en acometidas

Por otro lado, se pueden distinguir dos tipos de tuberías: las tuberías de unión flexible y las de unión rígida.

- Tuberías de unión rígida

- A simple presión, con espiga y campana; las uniones son ensambladas con pegamento.
- Roscadas, las uniones requieren de uniones simples para el empalme entre tuberías.

- Tuberías de unión flexible

- A causa de las características especiales del anillo y campana de la unión flexible, se minimiza las operaciones de ensamble, esto facilita el centrado y conexión de los tubos, sin recurrir a mucha fuerza.

#### 1.2.3.4. Otras consideraciones

- Altura dinámica total ( $H_t$ ) entre la bomba y el depósito

El conjunto elevador (motor-bomba) deberá vencer la diferencia de nivel entre el pozo o galería filtrante del reservorio, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería, pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios) y adicionarle la presión de llegada.

$H_s$  = Altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

$H_d$  = Altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior con relación al eje de la bomba.

$H_g$  = Altura geométrica, esto es la diferencia de nivel; (altura estática total)  $H_s + H_d = H_g$

$H_f$  = pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios

$H_{g_{total}}$  = Pérdida de carga (totales) =  $H_g + H_f$

$P_s$  = Presión de llegada al reservorio (se recomienda 2 mca).

$H_t$  = Altura dinámica total en el sistema de bombeo, que corresponde a:

$$H_t = H_g + H_{g_{total}} + P_s$$

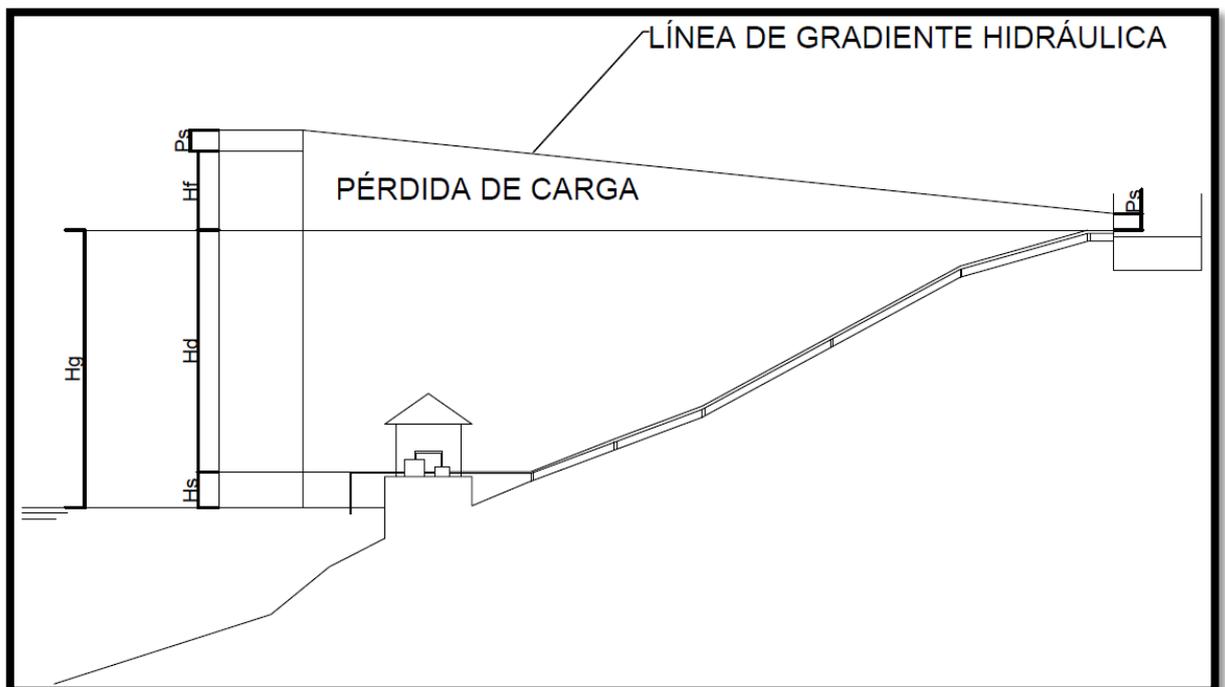


Figura 1.10. Línea de gradiente hidráulica de la línea de impulsión

#### - Golpe de ariete

El golpe de ariete es, junto con la cavitación, el principal causante de averías en tuberías e instalaciones hidráulicas. El golpe de ariete se refiere a las fluctuaciones causadas por un repentino incremento o disminución de la velocidad del flujo. Estas fluctuaciones de presión pueden ser lo suficientemente severas como para romper la tubería de agua. Los problemas potenciales del golpe de ariete pueden ser considerados al evaluarse el diseño de las tuberías y cuando se realiza un análisis detallado de las oscilaciones de presión, en muchos casos para evitar malos funcionamientos costosos en el sistema de distribución. Cualquier cambio mayor en el diseño del sistema principal o cambio en la operación (tales como aumento en la demanda de los niveles de flujo) deben incluir la consideración de los problemas potenciales de golpe de ariete.

Las medidas para evitar el Golpe de Ariete son:

- Limitación de la velocidad en las tuberías.
- Cierre lento de válvulas y registros, construcción de piezas que no permitan la obstrucción muy rápida.
- Empleo de válvulas y dispositivos mecánicos especiales, válvulas de alivio.
- Utilización de tuberías que puedan soportar sobrepresiones ocasionadas por el golpe de ariete.
- Construcción de pozos de oscilación capaces de absorber los golpes, permitiendo la oscilación de agua. Esta solución es adoptada siempre que las condiciones topográficas sean favorables y las alturas geométricas pequeñas. Los pozos de oscilación deben ser localizados tan próximos como sea posible de la casa de máquinas.
- Instalación de cámaras de aire comprimidas que proporcionen el amortiguamiento de los golpes. El mantenimiento de estos dispositivos requieren ciertos cuidados, para que se mantenga el aire comprimido en las cámaras.

#### - Valvulería

El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución de agua sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores. Las válvulas limitan la presión o el caudal en un punto de la red según la consigna de cada tipo de válvula:

- Válvulas Reductoras de Presión (VRP): evitan que la presión aguas abajo supere el valor de consigna. Se encontrará activa cuando el valor aguas arriba sea superior al valor de consigna; completamente abierta si es inferior; y cerrada si aguas abajo la altura piezométrica es mayor que aguas arriba con el objetivo de evitar el flujo inverso.
- Válvulas Sostenedoras de Presión (VSP): evitan que la presión aguas arriba sea inferior al valor de consigna. Trabaja de manera activa cuando aguas abajo la presión sea inferior al valor de consigna; completamente abierta si es superior; y se encontrará cerrada para impedir el flujo inverso cuando la altura piezométrica sea mayor aguas arriba.
- Válvulas de Rotura de Carga (VRC): reducen la presión en el nudo aguas abajo en un valor igual a la consigna.

- Válvulas Limitadoras de Caudal (VLQ): limitan el caudal de paso a través de la línea en un valor determinado por la consigna. EPANET nos advierte en el caso de que con la válvula completamente abierta no se pueda suministrar el caudal de consigna. Son unidireccionales y deben orientarse en el mismo sentido del flujo por la línea. Si introducimos un caudal negativo como valor de consigna se comportan como una bomba de caudal prefijado.
- Válvulas de Regulación (VRG): son bidireccionales. Trabajan introduciendo una pérdida de carga en función del caudal que las atraviesa. El valor de consigna es el coeficiente de pérdidas de la válvula.
- Válvulas de Propósito General (VPG): se utilizan cuando la relación pérdidas-caudal no sigue el comportamiento típico establecido por las fórmulas hidráulicas. Se utilizan para modelar turbinas, descenso dinámico de pozos o válvulas reductoras de presión controladas por caudal. En estos casos la consigna de la válvula es la curva de pérdidas vs caudal.
- Válvulas de Corte (VC) y Válvulas de Retención (VR): abren o cierran totalmente el paso del flujo. No se consideran líneas independientes, sino que se introducen en el modelo como características de las tuberías donde se localizan.
- Accesorios: la pérdida de carga que introducen se modela modificando las características de la tubería donde van alojados, mediante su coeficiente de pérdidas.

#### 1.2.4. MODELO MATEMÁTICO DE UN SISTEMA DE ABASTECIMIENTO EN EPANET

##### 1.2.4.1. Introducción

Indudablemente, el nivel de vida que caracteriza a una población está ligado, en gran parte, al agua. Las condiciones de presión y calidad del suministro varían en el espacio y en el tiempo. Los consumos de polígonos industriales son ampliamente diferentes de los de una zona residencial. Este problema de dos variables, espacial y temporal, sólo puede abordarse mediante procedimiento informáticos.

Factores como el crecimiento poblacional y el desarrollo industrial influyen en la dinámica de crecimiento de la red de abastecimiento de una población. Las consecuencias de estas variaciones deben poder preverse con el objetivo de implantar las soluciones técnicas necesarias a tiempo a fin de que la demanda quede satisfecha.

El compromiso de hacer llegar el producto a cada toma bajo unos requisitos mínimos de presión y calidad nos obliga a estudiar todas y cada una de las posibles eventualidades que puedan acontecer.

La ingeniería de las últimas décadas ha visto la irrupción de numerosos paquetes informáticos destinados a facilitar el diseño y el cálculo de sistemas físicos. Las redes de distribución de agua a presión, cuyo análisis antaño comportaba complejos y tediosos cálculos, también se han beneficiado de ello.

Con el objetivo de solucionar este problema, la USEPA (U.S. Environmental Protection Agency), organización creada en 1970 en EE.UU. y encargada de velar por los recursos naturales del país, ha desarrollado un potente software informático ampliamente conocido en la actualidad: EPANET <sup>6</sup>.

Este programa de dominio público permite calcular complejas redes de abastecimiento y regadío, desde un punto de vista hidráulico y de calidad, ofreciendo una rápida capacidad de reacción así como una previsión del comportamiento del sistema de ayuda en la toma de decisiones.

El programa, pionero en este tipo de cálculos y tomado como ejemplo, se caracteriza por su elevado nivel de fiabilidad, debido a que con su uso continuado desde su creación hace dos décadas, ha podido depurar muchos de los errores iniciales, corregidos en cada nueva versión.

En la actualidad, EPANET (2) está también disponible como programa de código libre en C. Este paquete informático es usado por muchas compañías de software, que lo incorporan dentro de sus paquetes propietarios, centrados a menudo en sistemas GIS. El archivo de entrada de Epanet, el ".inp" que representa la conexión de la red y los consumos es usado por muchos programas comerciales y está ampliamente reconocido <sup>6</sup>.

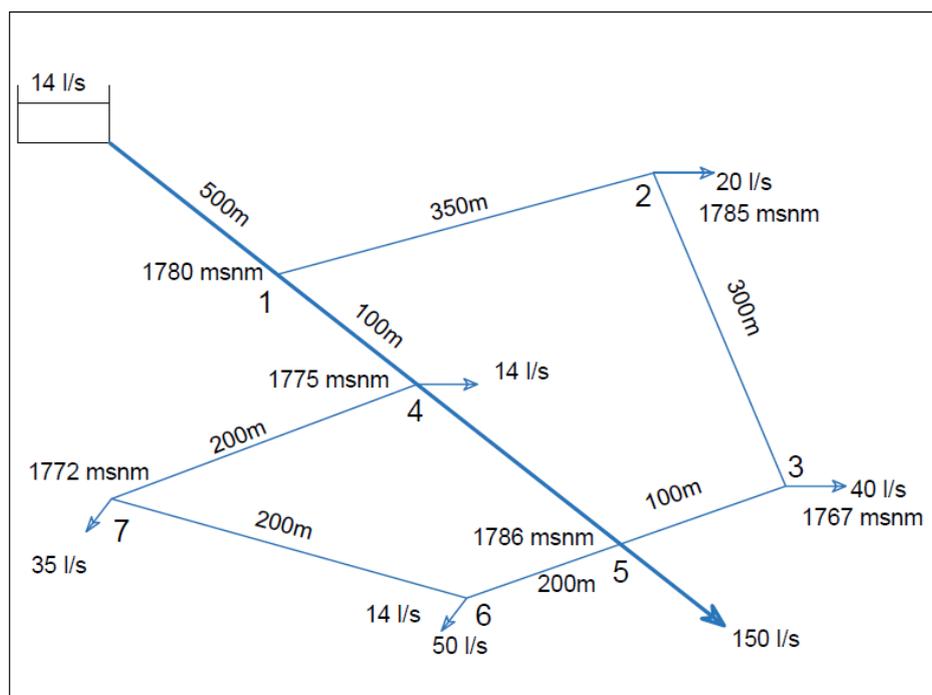


Figura 1.11. Ejemplo de red de distribución modelada en EPANET

---

<sup>6</sup>Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodos prolongados del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de suministro a presión. Una red puede estar constituida por tuberías, nudos (uniones entre tuberías), bombas, válvulas y depósitos de almacenamiento o embalses. Efectúa un seguimiento de la evolución de los caudales en las tuberías, las presiones en los nudos, los niveles en los depósitos, y la concentración de las especies químicas presentes en el agua, a lo largo del periodo de simulación moderado en múltiples intervalos de tiempo.

#### 1.2.4.2. La modelación cuasi estática

Centrándonos en sistemas de distribución de agua, tanto los consumos como los caudales y presiones varían a lo largo del día, existen grandes fluctuaciones diarias importantes acorde con las necesidades de la población a abastecer.

El modelo **cuasi-estático** o **simulación en periodo extendido**, permite crear un conjunto de todos los momentos estáticos a lo largo de un periodo de tiempo. Este sistema es de gran utilidad en el comportamiento evolutivo de un sistema hidráulico a presión. Dentro de este análisis se encuentra la simulación de la evolución de las variables asociadas a la red en un periodo de tiempo, por ejemplo 24 horas. Estas variables serán la presión, niveles de depósitos y caudales, y se asociaran a condiciones de contorno como las demandas, que varían lentamente con el tiempo, para resolver el problema.

Además, en este modelo es despreciable la inercia del agua al presentar estas últimas variaciones de velocidad, de forma que supone que los equilibrios hidráulicos se establecen de un modo casi instantáneo.

El programa proporciona un entorno integrado bajo Windows, para la edición de los datos de entrada a la red, la realización de simulaciones hidráulicas y de la calidad del incluyen mapas de la red codificados por colores, tablas numéricas, gráficas de evolución y mapas de isolíneas.

El éxito de EPANET radica en su potente simulador hidráulico que ofrece las siguientes prestaciones:

- No existe límite en cuanto al tamaño de la red que puede procesarse.
- Las pérdidas de carga pueden calcularse mediante las fórmulas de Hazen-Williams, de Darcy-Weisbach o de Chezy-Manning.
- Contempla pérdidas menores en codos, accesorios, etc.
- Admite bombas de velocidad fija o variable.
- Determina el consumo energético y sus costes.
- Permite considerar varios tipos de válvulas, tales como válvulas de corte, de retención, y reguladoras de presión o caudal.
- Admite depósitos de geometría variable (esto es, cuyo diámetro varíe con el nivel)
- Considera diferentes tipos de demanda en los nudos, cada uno con su propia curva de modulación en el tiempo.
- Permite modelar tomas de agua cuyo caudal dependa de la presión (p.ej. rociadores)
- Admite leyes de control simples, basadas en el valor del nivel en los depósitos o en la hora prefijada por un temporizador, y leyes de control más complejas basadas en reglas lógicas.

### 1.2.4.3. Ecuaciones de comportamiento de los elementos de la red

La ecuaciones que emplea EPANET de comportamiento de los elementos de la red, son aquellas que establecen una relación entre la diferencia de alturas piezométricas entre los extremos del elemento y el caudal circulante.

#### A) Tuberías

La pérdida de carga o altura piezométrica en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse con EPANET utilizando las siguientes formulaciones:

- Darcy-Weisbach (para todo tipo de líquidos y regímenes)
- Hazen-Williams (sólo para agua)
- Chezy-Manning (para canales y tuberías de gran diámetro)

La ecuación básica de estas tres fórmulas es:

$$h_L = A Q^B$$

Donde:

- $h_L$ : pérdida de carga
- $Q$ : caudal
- $A$ : coeficiente de resistencia
- $B$ : exponente de caudal

Los valores de los parámetros A y B se encuentran representados en la siguiente tabla:

Tabla N°2. Fórmulas de Pérdida de Carga para tubería en presión

FÓRMULA	COEFICIENTE DE RESISTENCIA (A)	EXPONENTE DE CAUDAL (B)
HAZEN-WILLIAMS	$10,674 C^{-1,852} d^{-4,871} L$	1,852
DARCY-WEISBACH	$0,0827 f(\varepsilon, d, Q) d^{-5} L$	2
CHEZY-MANINNG	$10,294 n^2 d^{-5,33} L$	2

Donde:

- C: coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams
- $\varepsilon$ : coeficiente de rugosidad de Darcy-Weisbach (m)
- f: factor de fricción (depende de  $\varepsilon$ , d y Q)
- n: coeficiente de rugosidad de Manannig
- d: diámetro de tubería (m)
- L: longitud de la tubería (m)
- Q: Caudal ( $m^3/s$ )

Los coeficientes de rugosidad que aparecen en las tres formulaciones se encuentran clasificados según el tipo de tuberías en la tabla siguiente:

Tabla N°3. Coeficientes de Rugosidad para Tubería Nueva

Material	Hazen-Williams	Darcy-Weisbach	Manning
Fundición	130-140	0,26	0,012 - 0,015
Hormigón	120-140	0,3 - 3	0,012 - 0,017
Hierro galvanizado	120	0,15	0,015 - 0,017
Plástico	140-150	0,0015	0,011 - 0,015
Acero	140-150	0,045	0,015 - 0,017
Cerámica	110	0,3	0,013 - 0,015

El factor de fricción  $f$  de la fórmula de Darcy-Weisbach se calcula, según el tipo de régimen, con uno de los siguientes métodos:

- Para flujo laminar ( $Re < 2.000$ ) emplea la fórmula de Hazen-Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

- Para flujo turbulento ( $Re > 4.000$ ) emplea la aproximación explícita de Swamee y Jain a la fórmula de Colebrook-White:

$$f = \frac{0.25}{\left[ \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.7 d} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$$

- Para el flujo de transición ( $2000 < Re < 4000$ ) aplica una interpolación cúbica al diagrama de Moody.

## B) Bombas

En caso de bombas, la altura suministrada al fluido se considerará como pérdidas cambiadas de signo, según la siguiente expresión:

$$h_{ij} = -\omega^2 \left( h_o - r \left( \frac{Q_{ij}}{\omega} \right)^n \right)$$

Donde:

$h_o$ : altura a caudal nulo

$\omega$ : velocidad relativa de giro

$r$  y  $n$  son parámetros de la curva de la bomba

$Q_{ij}$ : caudal que circula en la línea que une el nudo  $i$  al  $j$ .

El estado de las bombas se comprueba en cada instante de cálculo tras cada iteración sólo en las 10 primeras iteraciones. En las siguientes iteraciones deja de comprobarse hasta que se produce la convergencia.

Como consecuencia de la comprobación del estado, las bombas se paran si la altura que debe suministrar es superior a su altura a caudal cero. En este caso se fuerza el caudal de paso a un valor de  $10^{-6}$  pies<sup>3</sup>/seg ( $2.8316 \cdot 10^{-8} m^3/seg$ ), lo que se puede considerar como un caudal nulo que representa el cierre de la bomba. Ésta se pondrá en marcha de nuevo cuando dejen de darse altas demandas, siendo entonces el caudal de paso el que se obtiene al entrar en la curva característica de la bomba con la altura requerida en el nuevo intervalo.

C) Válvulas y accesorios

Las válvulas abiertas se consideran como tuberías lisas (con factor de fricción  $f$  igual a 0.02) de longitud igual a dos veces su diámetro.

En el caso de válvulas cerradas se aplica la siguiente formulación lineal:

$$h = 10^8 Q$$

Las pérdidas localizadas en válvulas activas y accesorios se evalúan como el producto de la altura cinética multiplicada por un coeficiente de pérdidas  $K$ , en la forma:

$$h = K \left( \frac{v^2}{2g} \right) \quad \text{o bien} \quad h = K \left( \frac{8K}{\pi^2 g D^4} \right) Q^2$$

Donde:

- $K$ : coeficiente de pérdidas menores
- $v$ : velocidad del flujo
- $g$ : aceleración de la gravedad
- $D$ : diámetro del elemento
- $Q$ : caudal circulante

EPANET calcula las pérdidas con la expresión en función del caudal, de la siguiente manera:

$$h = \frac{0.02517}{D^4} Q^2$$

En unidades del sistema internacional el coeficiente numérico 0.02517 se transforma en 0.08262.

En la tabla siguiente se listan los valores de  $K$  para algunos de los accesorios más comunes. Estos valores son sólo aproximados, ya que  $K$  depende de la geometría del accesorio, de  $Re$  y, en ocasiones, de las condiciones de flujo.

Tabla N°4. Coeficientes de pérdidas menores asociados a elementos hidráulicos

ACCESORIO	COEF. PÉRDIDAS
Válvula de globo	10
Válvula de ángulo	5
Válvula de clapeta	2,5
Válvula de compuerta	0,2

Codo de radio pequeño	0,9
Codo de radio mediano	0,8
Codo de radio grande	0,6
Codo a 45º	0,4
Codo de retorno (180º)	2,2
Té estandar	0,6

Sin embargo existen válvulas especiales, cuya pérdida de carga no puede calcularse solamente en función del caudal, si no que intervienen otras variables, como son las alturas piezométricas aguas arriba y abajo. Se detallan a continuación las reglas lógicas de comportamiento de estos tipos de válvulas:

*Válvula de Retención (VR)*: no es suficiente con establecer pérdidas negativas ( $h < 0$ ) para determinar si la válvula debe estar cerrada, ya que debido a los límites de precisión numérica tienen lugar comportamientos cíclicos de la válvula. Para conseguir un comportamiento más robusto se introduce como factor determinante el caudal, además de la pérdida:

Si  $|h| > H_{tol}$  entonces:

Si  $h < -H_{tol}$  entonces estado = CERRADA

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces estado = CERRADA

Sino, estado = ABIERTA

Sino

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces estado = CERRADA

Sino, estado = sin cambios

Donde:

$H_{tol} = 0,0005$  pies (0,0001524 m)

$Q_{tol} = 0,001$  pies<sup>3</sup>/s (0,0000283 m<sup>3</sup>/s)

*Válvulas Reductoras de Presión (VRP)*: la lógica empleada para comprobar su estado es la siguiente:

Si estado actual = ACTIVA entonces:

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces nuevo estado = CERRADA

Si  $H_i < H_{set} + H_{ml} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ABIERTA

Sino, nuevo estado = ACTIVA

Si estado actual = ABIERTA entonces:

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces nuevo estado = CERRADA

Si  $H_i < H_{set} + H_{ml} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ACTIVA

Sino, nuevo estado = ABIERTA

Si estado actual = CERRADA entonces:

Si  $H_i > H_j + H_{tol}$

y  $H_i < H_{set} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ABIERTA

Si  $H_i > H_j + H_{tol}$   
 y  $H_j < H_{set} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ACTIVA  
 Sino, nuevo estado = CERRADA

Donde:

$Q$ : caudal actual a través de la válvula  
 $H_i$ : altura aguas arriba  
 $H_j$ : altura aguas abajo  
 $H_{set}$ : presión de consigna  
 $H_{ml}$ : pérdida menor a válvula abierta

*Válvulas Sostenedoras de Presión (VSP)*: análogamente a las VRP tenemos:

Si estado actual = ACTIVA entonces:

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces nuevo estado = CERRADA  
 Si  $H_j > H_{set} + H_{ml} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ABIERTA  
 Sino, entonces nuevo estado = ACTIVA

Si estado actual = ABIERTA entonces:

Si  $Q < -Q_{tol}$  entonces nuevo estado = CERRADA  
 Si  $H_j < H_{set} + H_{ml} + H_{tol}$  entonces nuevo estado = ACTIVA  
 Sino, entonces nuevo estado = ABIERTA

Si estado actual = CERRADA entonces:

Si  $H_j < H_i + H_{tol}$   
 y  $H_j > H_{set} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ABIERTA  
 Si  $H_j < H_j + H_{tol}$   
 y  $H_i > H_{set} - H_{tol}$  entonces nuevo estado = ACTIVA  
 Sino, nuevo estado = CERRADA

*Válvulas Limitadoras de Caudal*: para este tipo de válvulas tenemos:

Si  $H_i < H_j$  entonces estado = CERRADA  
 Si  $Q < Q_{set}$  entonces estado = ABIERTA  
 Si  $Q > Q_{set}$  entonces estado = ACTIVA

D) Emisores

En emisores, las pérdidas de carga se calculan a través de la siguiente expresión, considerando al emisor como una tubería ficticia que une al nudo donde se encuentra el emisor con un embalse ficticio:

$$h = \left( \left( \frac{1}{C} \right) Q \right)^{\frac{1}{\gamma}}$$

Donde:

$C$ : coeficiente de descarga del emisor  
 $\gamma$ : Exponente de la presión (próximo a 0.5)

El caudal de paso por la tubería ficticia será el descargado por el emisor, siendo la altura del embalse ficticio la cota del nudo.

Explicado lo anterior, a continuación se desarrollan los pasos a seguir normalmente para modelar un sistema de distribución de agua con EPANET:

- Dibujar un esquema de la red o importar una descripción básica del mismo desde un fichero de texto.
- Editar las propiedades de los elementos que configuran el sistema en el editor de propiedades, con el fin de obtener un modelo de la red lo más próximo a la realidad.

Tabla Nº5. Componentes a definir en una red de distribución para EPANET

Componentes físicos		Componentes no físicos
Elementos puntuales	Elementos lineales	
Nudos de caudal	Tuberías	Curvas de comportamiento
Embalses	Bombas	Curvas de modulación
Depósitos	Válvulas	Leyes de control

- Describir el modo de operación del sistema (arranque o parada de bombas, abertura o cierre de válvulas, etc.) mediante leyes de control.
- Seleccionar las opciones de cálculo (ecuaciones de cálculo de pérdidas de energía, sistema de unidades)
- Realizar el análisis hidráulico, rodando el programa.
- Observar los resultados en tablas o gráficas.

El comportamiento de cada uno de estos elementos que se definen en el 2º paso, se rige por las ecuaciones de continuidad en nudos y de conservación de la energía, así como por la relación entre la diferencia de alturas piezométricas de los extremos de cada elemento lineal y su caudal circulante.

Estas expresiones relacionan las incógnitas que buscamos (caudales y presiones) con los parámetros y resto de variables que definen la red. Del conjunto de relaciones anteriores se obtienen dos sistemas de ecuaciones no lineales, uno aplicando la ecuación de continuidad en nudos, y otro basado en las pérdidas de carga de los elementos de la red. De su resolución se obtendrán los caudales circulantes y las presiones en los nudos.

El carácter no lineal de estos sistemas de ecuaciones hace indispensable la aplicación de métodos numéricos de resolución. Concretamente, EPANET utiliza el método de Newton-Raphson para hallar la solución simultánea del sistema de ecuaciones de balance de masa y energía. El problema es resuelto mediante la solución iterativa de un sistema de ecuaciones lineales de tamaño igual al número de alturas piezométricas desconocidas.

#### 1.2.4.4. Proceso analítico de resolución

Así pues, EPANET aplica el método de iteraciones sucesivas conocido como *Método del Gradiente*. Comienza aplicando las técnicas de optimización, las cuales garantizan la existencia y unicidad de la solución minimizando la función objetivo, condiciones indispensables para que se produzca la convergencia posteriormente al utilizar las técnicas del método de Newton-Raphson. El problema es finalmente conducido a una solución algebraica mediante el proceso iterativo conocido como Algoritmo de Factorización Incompleta de Choleski, gradiente Conjugado Modificado <sup>6</sup>.

Propone dos sistemas de ecuaciones, uno basado en las pérdidas de carga de los elementos de la red, y otro aplicando la ecuación de continuidad en nudos, de modo que en ambos casos, las incógnitas son los caudales circulantes. El método de resolución del gradiente comienza estimando inicialmente el caudal que atraviesa cada tubería, sin necesidad de cumplir la ecuación de continuidad. Este caudal será el correspondiente a una velocidad de 1 pie/s (0,3048 m/s).

En cada iteración, el método calcula las alturas piezométricas en los nudos resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\mathbf{TH} = \mathbf{F}$$

Donde:

**T:** matriz jacobiana ( $n, n$ )

**H:** vector de incógnitas nodales ( $n, 1$ )

**F:** vector de términos independientes ( $n, 1$ )

Los elementos de la diagonal principal de la matriz jacobiana vienen dados por:

$$T_u = \sum_j p_{ij}$$

Los elementos no nulos que quedan fuera de la diagonal principal por:

$$T_y = -p_{ij}$$

Donde  $p_{ij}$  es la inversa de la derivada respecto al caudal, de la pérdida de carga en la línea que va del nudo  $i$  al  $j$ :

$$p_{ij} = \frac{1}{BA|Q_{ij}|^{B-1} + 2m|Q_{ij}|}$$

Donde:

$A$ : coeficiente de resistencia

$B$ : exponente de caudal

$m$ : coeficiente de pérdidas menores

---

<sup>6</sup>Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

y para bombas:

$$p_{ij} = \frac{1}{n \omega^2 r \left(\frac{Q_{ij}}{\omega}\right)^{n-1}}$$

Donde:

$n$  y  $r$  son parámetros de la curva de la bomba

Los términos independientes son la suma del caudal residual no equilibrado en el nudo más el factor de corrección  $y_{ij}$  según la siguiente expresión:

$$F_i = (\sum_j Q_{ij} - D_i) + \sum_j y_{ij} + \sum_f p_{if} H_f$$

Donde  $f$  es un nudo de altura conocida.

El factor de corrección del caudal se calcula en tuberías como:

$$y_{ij} = p_{ij} (A|Q_{ij}|^B + m|Q_{ij}|^2) \text{sgn}(Q_{ij})$$

La función  $\text{sgn}(Q_{ij})$  vale 1 cuando el caudal circula del nudo  $i$  al  $j$  y negativo en caso contrario.

En bombas el factor de corrección es de la forma:

$$y_{ij} = -p_{ij} \omega^2 (h_o - r(Q_{ij}/\omega)^n)$$

Una vez que se ha resuelto el sistema matricial obteniéndose las alturas, los nuevos caudales se calculan como:

$$Q_{ij} = Q_{ij} - (y_{ij} - p_{ij} (H_i - H_j))$$

Si la suma, extendida a todas las líneas, del valor absoluto de la variación del caudal respecto al caudal total de cada línea es mayor que una cierta tolerancia se calcula de nuevo el sistema matricial.

Sin embargo, la mayoría de las veces la simulación tendrá lugar en periodo extendido, es decir, a lo largo de un cierto periodo de tiempo. En este caso EPANET tiene en cuenta una serie de consideraciones:

- Una vez que se ha solucionado el modelo para el instante actual, el incremento de tiempo adoptado para avanzar al instante siguiente será el mínimo entre los siguientes:
  - el instante en que comienza un nuevo periodo de demanda
  - el menor intervalo de tiempo que hace que se llene o vacíe algún depósito
  - el menor intervalo de tiempo en el que tiene lugar el cambio de estado de una línea
  - el próximo instante en el que debe actuar algunas de las leyes de control reguladas por tiempo o produzcan un cambio en la red.

Para calcular el instante en el que se alcanza un determinado nivel en un depósito, se supone que éste evoluciona linealmente según los caudales entrantes o salientes.

El instante de reactivación de las leyes de control basadas en reglas, se determina del siguiente modo:

- las reglas se analizan a intervalos de tiempo fijos, cuyo valor por defecto es 1/10 del intervalo de cálculo hidráulico.
- según este intervalo de tiempo, se actualizan la hora de la simulación y los niveles de agua en los depósitos.
- las actuaciones derivadas del cumplimiento de reglas se añaden a una lista, prevaleciendo la actuación de prioridad más alta, o bien la que ya estaba en la lista.
- si como consecuencia de dichas actuaciones el estado de una o más líneas cambia, se obtiene una nueva solución.

Una vez determinado el intervalo de avance, se actualiza el tiempo de la simulación, se calculan las nuevas demandas, se ajustan los niveles en los depósitos y se verifican las reglas de control.

Finalmente se desencadena un nuevo proceso iterativo para resolver el sistema de ecuaciones, partiendo de los caudales actuales.

Una vez que se conocen las posibilidades y limitaciones EPANET a la hora de describir el comportamiento y el modo de operación del sistema, caracterizando cada elemento, es posible comenzar a rodar el programa para analizar los resultados obtenidos.

#### 1.2.4.5. Manejo del programa

El programa Epanet representa un modelo en condiciones de cuasi-equilibrio. De esta forma se hará una aproximación del comportamiento real de la red estudiada, sin presentar cambios bruscos en la red además de diferentes factores. Sin embargo, existen algunos fenómenos reales y rápidos como un reventón en una tubería, golpe de ariete al cerrar una válvula de no retorno, el inicio o la parada de una bomba, etc.

Éstos son fenómenos muy rápidos y Epanet no tiene capacidad para calcularlos, no obstante, como se verá más adelante, se estudiarán diferentes ensayos tanto para roturas como para hidrantes de incendios.

El programa informático Epanet, permite modelizar un sistema de distribución de agua mediante una serie de líneas interconectadas a partir de nudos. Los nudos representan las conexiones, embalses y depósitos de la red, mientras que las líneas representan las tuberías, bombas y válvulas.

**Nudo o conexión:** El nudo es un punto con cota determinada por donde sale agua de la red. La información básica que se requiere para las conexiones es la cota y la demanda puntual de agua. En los nudos es conocida la demanda y desconocida la presión <sup>6</sup>.

---

<sup>6</sup>Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

Las conexiones también pueden tener la demanda puede ser negativa cuando inyectas agua a red desde ese nudo por ejemplo el nudo de conexión de un embalse, o la demanda puede ser variable con el tiempo, para ello se usaran las curvas de modulación que modificará la demanda media introducida en cada nudo.

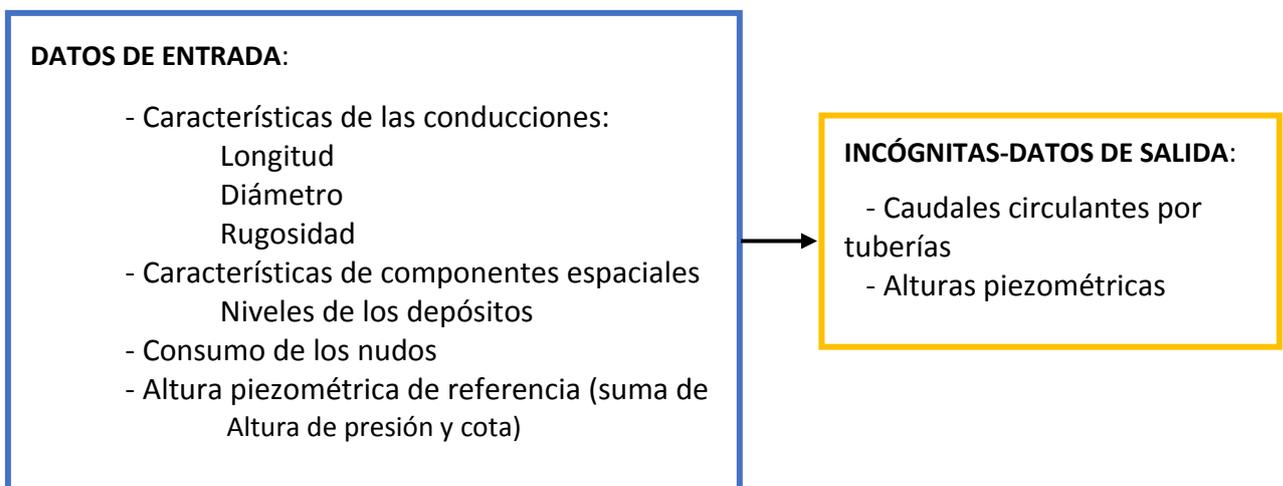
**Embalse:** El embalse actúa como fuente de suministro de agua a la red, se suelen considerar fuentes infinitas externas o sumideros para el sistema. En Epanet no se determina su volumen según las entradas y salidas de agua, sino que se supone que su tamaño es muy grande en comparación con el sistema, pues son utilizados para modelizar lagos, ríos, acuíferos subterráneos y conexiones con otros sistemas. El embalse se caracteriza por su altura piezométrica, y en el modelo supone un punto donde se desconoce el caudal y se conoce la altura total (cota + presión) <sup>6</sup>.

**El depósito o tanque:** El depósito es un nudo con capacidad limitada de almacenar agua, o variable a lo largo de la simulación.

**La tubería:** La tubería es el medio que permite el transporte de agua entre diferentes partes del sistema.

Epanet asume que siempre están llenas, y además se pueden abrir o cerrar o limitar el flujo a una sola dirección a partir de sus propiedades.

#### Modelo de Simulación Hidráulica



El modelo de simulación hidráulica de Epanet calcula alturas en conexiones y caudales en líneas, para un conjunto fijo de niveles de embalse, niveles de depósitos, y demandas de agua a lo largo de una sucesión de instantes temporales.

Desde un instante de tiempo, los valores de niveles de depósitos y demandas en las conexiones son actualizadas siguiendo los patrones de tiempo que se les ha asociado.

---

<sup>6</sup>Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

## **2. ANÁLISIS HIDRÁULICO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI-MANANTIALES Y PROBLEMÁTICA ACTUAL**

### **2.1. ESTADO INICIAL DEL SISTEMA DE APR CHOLQUI-MANANTIALES Y POSTERIOR AMPLIACIÓN Y MEJORA EN EL AÑO 2017**

#### **2.1.1. SITUACIÓN INICIAL**

##### **2.1.1.1. Descripción de la zona de estudio**

Toda la información relativa al sistema de agua potable rural de Cholqui-Manantiales ha sido proporcionada y puesta a disposición para la realización del trabajo de memoria por la empresa privada de Aguas Andinas.

La Provincia de Melipilla es una de las 6 provincias que conforman la Región Metropolitana, ubicada a unos 60 Km. de Santiago, posee una superficie de  $4.553 \text{ km}^2$ , se desarrolla en los valles que se van conformando en medio de las formaciones de la cordillera de la costa.

Dentro de sus límites podemos mencionar que limita al norte con la Región Metropolitana y la Región de Valparaíso, al este con las provincias de Chacabuco y Talagante, al oeste con la Región de Valparaíso y al sur con la Región del Libertador Bernardo O'Higgins.

Melipilla, comuna cabecera, es el centro político de la Provincia, encontrándose en ella la Gobernación Provincial, y así también las principales entidades sociales económicas del país, como son Bancos, Obispado, Hospitales, Industrias y Servicios Públicos.

La localidad de Cholqui pertenece a la Comuna de Melipilla. Cholqui se ubica aproximadamente a 18 km al sur oriente de Melipilla y 20 km al sur del Río Maipo. Las coordenadas geográficas de la localidad son  $33^{\circ}46'$  de latitud sur y  $71^{\circ}08'$  longitud oeste.

La localidad se encuentra ubicada entre las cotas 143 y 182 msnm que es por donde se desarrolla el sistema actual de agua potable; mientras que el estanque ubicado en la ladera de un cerro cercano a la localidad presenta una altura de 193 msnm.



Figura 2.1. Localización de Melipilla y Colqui en Google Earth

#### 2.1.1.2. Sistema de APR anterior al año 2017

Esta localidad contaba con un Servicio de Agua Potable Rural que tenía conectados 412 arranques existiendo una solicitud de factibilidad por 227 nuevos arranques domiciliarios, los cuales no se pudieron conectar a la red existente debido a la no existencia de una matriz de agua potable frente a las propiedades solicitantes; y a su vez, el Comité de Agua Potable Rural Cholqui no posee la capacidad económica ni técnica para realizar las extensiones de redes, transformándose ésta en una de las principales necesidades de la localidad ya que ellos no pueden postular al beneficio social de Subsidio habitacional debido a que no se puede entregar factibilidad de agua.

El servicio fue instalado en la localidad el año 1988 y posteriormente ampliado y mejorado el año 2000. El agua potable es distribuida a los clientes por medio de cañerías de PVC C-6, de diámetros de 140, 90, 75 y 63 mm.

El mejoramiento del sistema de agua potable rural realizado el año 2000, fue diseñado y construido para captar, procesar y distribuir el agua mediante dos redes de distribuciones independientes pero conectadas entre sí por una válvula sectorizadora. Cada sistema de distribución posee su correspondiente sondaje, caseta de control y cloración, conjuntamente con sus respectivos estanques de regulación. A continuación se esquematiza y describe cómo funcionaba cada sistema de distribución:

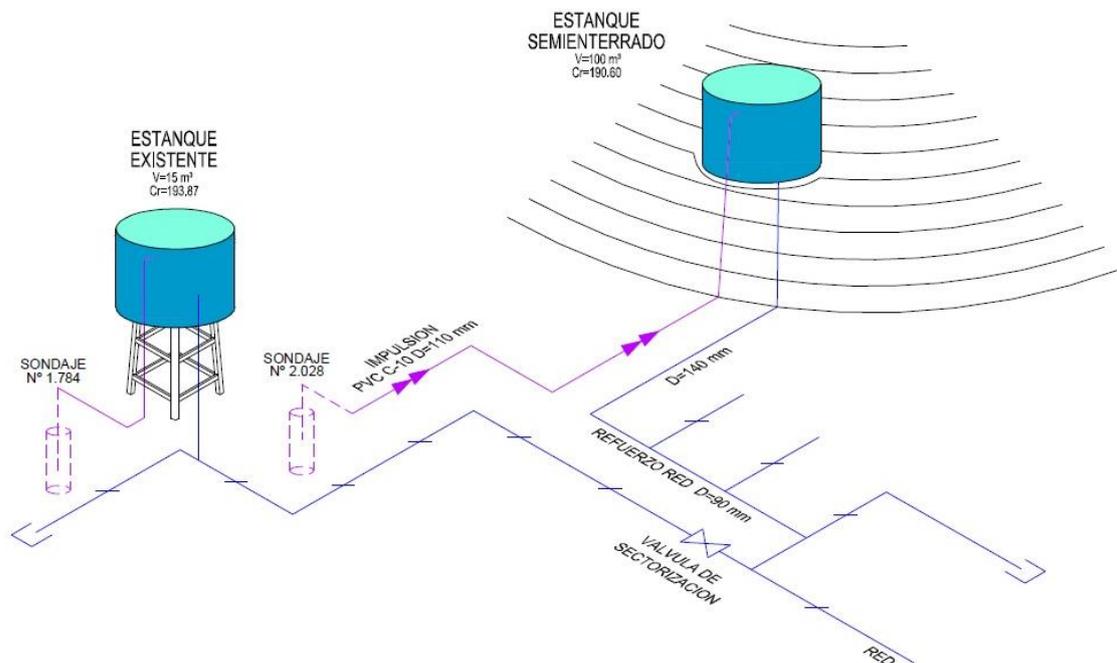


Figura 2.2. Esquema general del sistema de APR anterior al año 2017

El primer sistema extraía las aguas subterráneas crudas por medio del sondeaje Nº 1.784, el que fue construido y habilitado el año 1986. Este sondeaje posee 40 metros de profundidad, está entubado en acero de diámetro 8" y se ubica al costado de la caseta de control y desinfección existente. Las aguas captadas por este sondeaje son impulsadas por medio de una tubería de acero galvanizado de 3" hasta un estanque metálico elevado de 20 m de altura y 15 m<sup>3</sup> de capacidad, ubicado en el mismo recinto de captación y desinfección. Desde este estanque nace la red que abastecía a un sector de la localidad.

El segundo sistema extraía las aguas subterráneas crudas por medio del sondeaje Nº 2.026, el que fue construido y habilitado el año 1996. Este sondeaje posee 60 metros de profundidad, está entubado en acero de diámetro 10" y se ubica en los terrenos de la oficina del Comité de APR, junto a su caseta de control y desinfección. Las aguas captadas por este sondeaje son impulsadas por medio de una tubería de PVC C-10 de 1021 m de longitud y 110 mm de diámetro hasta un estanque semienterrado de hormigón armado de 100 m<sup>3</sup> de capacidad ubicado en los faldeos de un cerro local. Desde este estanque nace la red que abastece al resto del sector de la población.

Las aguas captadas por ambos sondeajes son desinfectadas mediante cloración, la cual se realiza inyectando directamente la solución en las líneas de cada impulsión que pasan los sus respectivas casetas de control y comando.

En el año 2016 el sondeaje Nº 1.784, correspondiente al primer sistema, se encontraba fuera de uso debido la oxidación de sus cribas y colmatación de su filtro, por consiguiente, el estanque metálico elevado de 20 m de altura y 15 m<sup>3</sup> de capacidad que regulaba en forma independiente un sector de la localidad también quedó fuera de uso al igual que su respectiva caseta de desinfección y comando. Debido a este motivo es que todo el sistema de distribución

ha sido conectado entre sí, mediante la válvula sectorizadora, para funcionar como uno solo y ser abastecido únicamente por el sondaje N°

2.026 y regulado por el estanque semienterrado de hormigón armado de 100 m<sup>3</sup> de capacidad. Esta situación generó una disminución en el caudal de agua potable que llegaba a las casas de los usuarios debido principalmente al escaso caudal de explotación, ya que los 5,5 l/s que llegan al estanque de regulación que se encuentra en uso es consumida inmediatamente por los usuarios del servicio y no alcanza a llenar el estanque, lo que generó consigo, por ejemplo, cortes de agua. Este problema se agudizó sobre todo en los meses de mayor consumo de agua como lo es el período estival. En ese período la bomba del sondaje que aún está en funcionamiento impulsaba agua las 24 horas del día.

En General, la red de distribución se desarrolla entre las cotas 140 y 190, aproximadamente; íntegramente en el área pública, principalmente por la ruta G-546 la cual se encuentra pavimentada, por lo cual gran parte del trazado se encuentra bajo la carpeta asfáltica o berma. Esta red, además de contar con la válvula de corte que permite sectorizar ambos sectores, la cual en la práctica no es utilizada, otra válvula de tipo globo de 2" en el sector de Manantiales. Además cuenta con desagües que descargan hacia acequias o canales.

A continuación se presenta un cuadro de resumen tanto de la red de distribución como de la impulsión que contemplan el Sistema de Agua Potable de la localidad de Cholqui-Manantiales, anterior a la mejora y ampliación:

Tabla N°6. Materiales, diámetros y longitudes de las tuberías que componen la red

**IMPULSIÓN**

<b>MATERIAL</b>	<b>DIÁMETRO</b>	<b>LONGITUD</b>
PVC C10	110 mm	1021 m
Acero Sch 40	4"	35 m

**RED DE DISTRIBUCIÓN**

<b>MATERIAL</b>	<b>DIÁMETRO</b>	<b>LONGITUD</b>
PVC C6	140 mm	523 m
PVC C6	90 mm	1285 m
PVC C6	75 mm	3157 m
PVC C6	63 mm	6250 m
Acero Sch 40	3"	66 m
Acero Sch 40	2"	78 m
<b>TOTAL</b>		<b>11.359 m</b>

Conforme a los antecedentes de calidad de las aguas que se disponen, para ambos sondajes, se concluye que los recursos de ambos sondajes cumplen con lo establecido en la Norma NCh 409 Of. 84, teniendo sí una tendencia corrosiva de muy baja intensidad. El tratamiento de las aguas producidas consiste, para ambos casos, en la inyección de una solución de hipoclorito de calcio.

### 2.1.1.3. Necesidades de ampliación y mejora

Preliminarmente se determinó que la única fuente de abastecimiento de 5,5 l/s que proveía de agua a toda la localidad no lograba satisfacer de manera óptima las necesidades de consumo de la población, ya que el caudal explotado era consumido inmediatamente por los usuarios, no alcanzando a llenar el único estanque de regulación que se encontraba en funcionamiento, provocando continuos cortes del suministro de agua y generando entre la población un sentimiento de problemas de presión en la red de abastecimiento, especialmente en época de verano. Es por ello, que se requería que el sistema funcionase con otra fuente de captación, la cual posea un caudal de explotación adecuado para lograr una dotación de consumo que se acomodase a las necesidades de la localidad.

Se planteó la necesidad de construir un nuevo estanque de regulación, ya que los actuales estanques existentes, no cumplirían con el volumen de regulación mínimo recomendado hasta el final del período de previsión.

Otro punto importante era la falta de cobertura de la red de distribución, no pudiendo el Comité, por razones técnicas y económicas, realizar mejoras ni extensiones de redes a nuevos consumidores y por lo tanto no entregar certificados de factibilidad de agua potable.

De esta manera, la solución que se adoptaría tenía que ir encaminada a satisfacer la demanda actual de la población y a ampliar la capacidad de la red de distribución para sufragar la necesidad de los nuevos arranques; contribuyendo al desarrollo de la localidad, una mejora de la calidad de vida de sus habitantes y acabando con la discriminación respecto a las demás poblaciones de la comuna.

## 2.1.2. ANTECEDENTES

### 2.1.2.1. Población actual y futura

De acuerdo a la encuesta que se realizó en la localidad, para las 616 viviendas que respondieron la encuesta se tiene una población de 5.156 habitantes, lo que arroja una densidad habitacional de 3,5 hab/viv.

Tabla N°7. Distribución de la población de Cholqui según el género

<b>POBLACIÓN ENCUESTADA (HABITANTES)</b>		
<b>Hombres</b>	<b>Mujeres</b>	<b>Total</b>
1124 (52%)	1032 (48%)	2156

Considerando las 639 viviendas existentes en la localidad (habitadas y sin moradores) y una densidad de 3,5 hab/viv, se obtuvo una población de 2.237 habitantes. La escuela básica de Cholqui posee una población de 55 personas, incluye a docentes y alumnos. Considerando una población equivalente del 35% de los estudiantes y profesores se tiene una población equivalente de 20 habitantes.

Por lo tanto, la situación sin proyecto correspondió a una población en el año 2015 de 2.257 habitantes. Para las Escuelas se adopta una población equivalente al 35% del total del alumnado y docentes, lo que es igual a 20 habitantes.

Si bien la tasa de crecimiento para la comuna de Melipilla asciende a un 1,35% entre los años 2002 al 2015, se debe tener en consideración el crecimiento particular de la localidad, que corresponde a un 3,50%, más del doble del valor de la comuna. Así, de manera de no sobreestimar el crecimiento, pero tampoco tomando un valor que no permita asumir el crecimiento de la población en particular de la localidad se toma un valor promedio de 2,4%.

Realizadas todas las consideraciones de densidad habitacional, tasa de crecimiento, existencia de población escolar y nuevos loteos, a continuación se presenta la proyección de población para los próximos 20 años mediante el método de proyección geométrica. Ya que las obras se realizaron a mediados del año 2016, finalizando el año 2017, se tomó este año como el año 0 de la proyección terminando la misma el año 2037.

En la tabla siguiente se entrega el resumen con la proyección de la población de diseño, calculada para los próximos 20 años mediante el método de la proyección geométrica.

Tabla Nº8. Proyección de población adoptada para la localidad de Colqui para un horizonte de 20 años.

	<b>AÑO</b>	<b>POBLACIÓN</b>
0	2017	2257
1	2018	2311
2	2019	2367
3	2020	2423
4	2021	2482
5	2022	2541
6	2023	2602
7	2024	2665
8	2025	2729
9	2026	2794
10	2027	2861
11	2028	2930
12	2029	3000
13	2030	3072
14	2031	3146
15	2032	3221
16	2033	3299
17	2034	3378
18	2035	3459
19	2036	3542
20	2037	3627

### 2.1.2.2. Proyección de caudales y necesidades de obra

Para la proyección de la demanda se requieren los parámetros de población, dotación, pérdidas, coeficientes de gasto máximo diario y coeficiente de gasto máximo horario. Los datos de la población se toman del apartado anterior. La dotación es obtenida a partir de lo indicado en conformidad con los Criterios de Diseño (Ord. DOH-RM N° 0773) de las bases del llamado a licitación, y las características socio-económicas de la localidad en estudio. Así se propuso adoptar una dotación de 150 l/hab/día sobre la base de los consumos históricos de la localidad.

Con respecto a las pérdidas del sistema se determinó en un análisis realizado a las mediciones de las lecturas de producción y facturación, que el nivel de pérdidas actual del sistema es cercano al 20%. Tomando en consideración el mejoramiento del sistema integral se estableció un nivel de pérdidas del 15%.

Por último, para los coeficientes de gasto máximo horario y máximo diario las Normas de Diseño para Agua Potable Rural, NCh 691, establecen que el coeficiente para el gasto máximo diario será variable, con valores entre 1,2 y 1,5 respecto del gasto medio y el coeficiente de gasto máximo horario será de 1,5 respecto al gasto máximo diario.

Estos valores se obtienen de los consumos reales del comité de Cholqui en los últimos 5 años:

- Dotación [l/hab/día]: 150
- Coeficiente Gasto Máximo Diario: 1,5
- Coeficiente Gasto Máximo Horario: 1,5

Con los parámetros señalados anteriormente de población, dotación, pérdidas, coeficientes de gasto máximo diario y coeficiente de gasto máximo horario, se proyectó la demanda que se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N°9. Proyección de demanda

AÑO	POBLACIÓN BASE	Qmed (l/s)	Q max diario (L/s)	Q max horario (L/s)
2017	2257	5,71	8,56	12,84
2018	2311	5,85	8,77	13,15
2019	2367	5,99	8,98	13,46
2020	2423	6,13	9,19	13,79
2021	2482	6,28	9,41	14,12
2022	2541	6,43	9,64	14,46
2023	2602	6,58	9,87	14,80
2024	2665	6,74	10,11	15,16
2025	2729	6,90	10,35	15,52
2026	2794	7,07	10,60	15,90
2027	2861	7,24	10,85	16,28
2028	2930	7,41	11,11	16,67
2029	3000	7,59	11,38	17,07
2030	3072	7,77	11,65	17,48

2031	3146	7,96	11,93	17,90
2032	3221	8,15	12,22	18,33
2033	3299	8,35	12,51	18,77
2034	3378	8,55	12,81	19,22
2035	3459	8,75	13,12	19,68
2036	3542	8,96	13,43	20,15
2037	3627	9,18	13,76	20,63

De acuerdo al estudio de demanda, los requerimientos de fuente para distintas horas de bombeo se indican a continuación:

Tabla N°10. Requerimientos de abastecimiento para distintas horas de bombeo

AÑO	Q max horario (L/s)	Qfuente (l/s)		
		12 h	16 h	18 h
2017	12,84	17,12	12,84	11,42
2022	13,15	17,53	13,15	11,69
2027	14,81	19,79	14,81	13,16
2037	16.67	22,23	16,67	14,82

Por tanto, el caudal de la fuente requerido para abastecer a la localidad corresponde a 14,82 l/s, considerando 15 horas de bombeo del grupo motor-bomba.

La localidad posee derechos de agua por 15 l/s en totalidad, por lo que se concluyó que puede abastecer la necesidad a los 20 años de proyección del estudio.

El siguiente paso que se siguió fue el cálculo de los requerimientos del estanque o depósito regulador. De acuerdo a las Normas de Diseño para A.P.R., NCh 691, los estanques de regulación podrán ser elevados o semienterrados, dependiendo de la topografía del terreno. Los estanques tendrán un volumen comprendido entre el 15% y el 20% del consumo máximo diario al año de previsión. Debido a que la localidad es pequeña y con pocos usuarios, la capacidad del estanque se determinó de acuerdo al siguiente criterio:

$$V_{\text{Estanque}} = V_{\text{Máximo diario}} \cdot 20\% \text{ Regulación}$$

En la Tabla siguiente se indican los volúmenes de regulación requeridos en el tiempo para diferentes porcentajes del consumo máximo diario:

Tabla N°11. Volúmenes de regulación requeridos para diferentes porcentajes de QMD

AÑO	Q max diario (L/s)	Regulación (m <sup>3</sup> )		
		15%	20%	25%
2017	12,84	113,62	151,5	189,37
2022	13,15	127,93	170,57	213,21
2027	14,81	144,03	192,05	240,06
2037	16.67	178,31	237,74	297,18

Por lo tanto, los estanques deberán tener una capacidad de regulación mínima en torno a 178- 297  $m^3$ , para un 15% y 25% respectivamente.

Por último, se llegó a la conclusión de que esas situaciones de déficit en la demanda y limitada capacidad del sistema de distribución sólo se pueden subsanar realizando una ampliación del sistema de APR existente y aumentando la capacidad de almacenamiento y regulación. No siendo posible considerar una optimización de la situación actual del sistema, ya que esta alternativa no cumpliría con los objetivos del programa y a su vez con lo establecido por el DFL N° 382 al no asegurar la cantidad, calidad y continuidad.

### 2.1.2.3. Optimización de los recursos existentes

El estanque semienterrado de hormigón armado de 100  $m^3$  se encontraba en buen estado de funcionamiento y no presentaba problemas de filtración tanto en su estructura como en sus interconexiones hidráulicas. Este estanque poseía una válvula flotador la cual regula la parada de la bomba y la partida es regulada por tiempo, es decir, una vez que la bomba deja pasar un lapso de tiempo en parada y mediante un sistema eléctrico, la bomba recibía la orden de trabajo y renovaba el bombeo. La altura de elevación de este estanque lograba mantener las presiones de la localidad dentro de lo exigido en la norma NCH 691 de producción, conducción, almacenamiento y distribución de agua potable rural.

### 2.1.3. SOLUCIÓN ADOPTADA POR AGUAS ANDINAS

Preliminarmente se estableció que las principales falencias del actual sistema de agua potable de la localidad eran:

- Falta de caudal de explotación.
- Falta de volumen de regulación del sistema, debido que los estanques existente de 100 y 15  $m^3$  no satisfacen el volumen de regulación mínimo recomendado hasta el final del periodo de previsión para el sistema.
- Extensión y mejoramiento de la red de distribución de agua potable a nuevos clientes e instalación de 204 nuevos arranques domiciliarios.

Luego de identificar los problemas existentes en la localidad, la orientación del estudio de alternativas para responder a los requerimientos a 20 años de período de previsión está supeditada a: aumentar el volumen de regulación del sistema, construir y habilitar un nuevo sondaje, mejorar y extender el sistema de distribución de agua potable e instalar arranques domiciliarios.

Bajo estos aspectos se consideraron dos alternativas; ambas consideraban que se debía construir un nuevo estanque de regulación, ya que si se habilitara el actual estanque metálico elevado de 15  $m^3$  de capacidad éste sería insuficiente para lograr la regulación requerida. Con la construcción de un nuevo estanque se aumentará el caudal de explotación para satisfacer de buena forma la demanda de agua potable.

La diferencia principal entre ambas alternativas residía en la ubicación de este nuevo depósito. Finalmente, tras un análisis costo-eficiencia, se optó por la alternativa que presentaba los mejores indicadores, además de cumplir con la restricción de 130 UF por arranque.

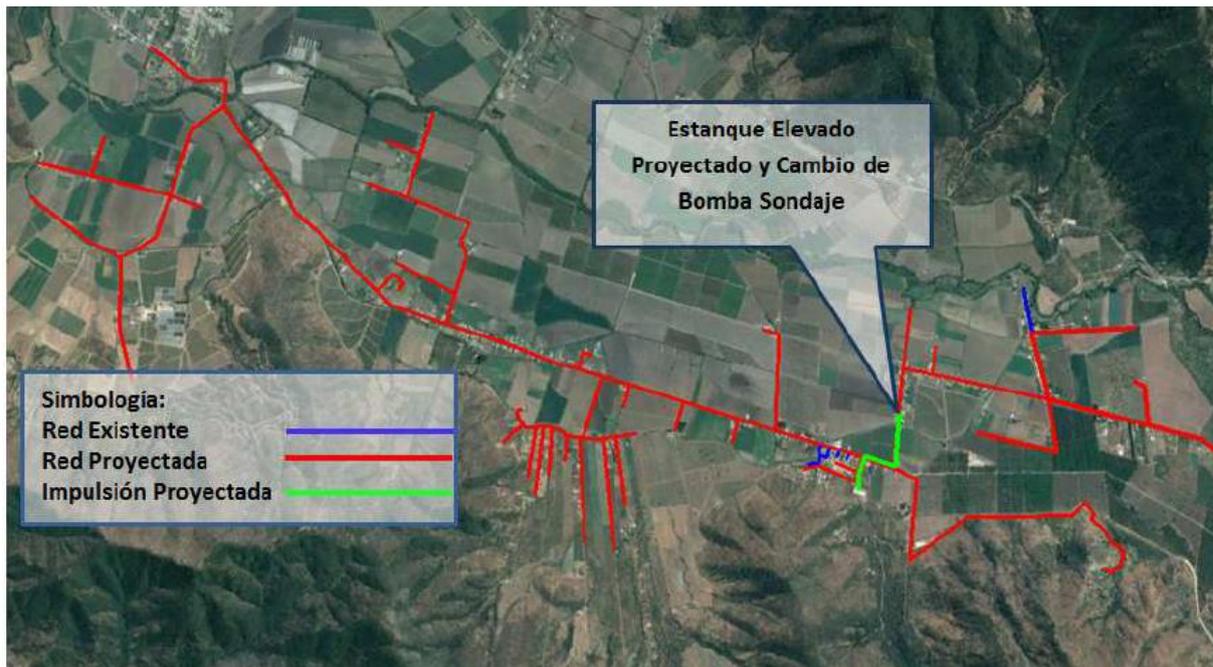


Figura 2.3. Mapa de ubicación del sistema de APR de Cholqui-Manantiales

La alternativa finalmente escogida consistió en mantener el estanque semienterrado de hormigón armado de  $100 \text{ m}^3$  de capacidad y aumentar la regulación del sistema mediante la construcción de un estanque metálico elevado de  $100 \text{ m}^3$  de capacidad el que está emplazado en el mismo lugar donde se localizaba el estanque metálico elevado de  $15 \text{ m}^3$  de capacidad. La cota de radier de este nuevo estanque metálico se eleva a una altura de 20 m.

De esta manera todo el sistema queda actuando como uno solo y no necesita ser independizado. La actual válvula de sectorización queda permanentemente abierta y será cerrada sólo en casos que se requiera alguna reparación.

La ubicación del nuevo sondaje que se proyectó es la misma que el antiguo sondaje N° 1.784 pero distanciado de este 15 m, y la nueva área de captación es aproximadamente el doble, por lo que el caudal de explotación de este sondaje podría ser de 20 l/s. La alternativa escogida contempló la construcción de un sondaje de 50 m de profundidad, entubado en acero de diámetro 12", con cribas de acero inoxidable tipo Johnson con el fin de evitar o retrasar la colmatación del filtro y oxidación de sus cribas, como sucedió en el sondaje anterior.

Se proyectó también la extensión de la red de distribución hacia sectores donde no existe cobertura, de tal forma de entregar el servicio a la totalidad de las viviendas de la localidad Cholqui-Manantiales.

Como medidas de mejoramiento se realizaron reemplazos de red existente en lugares donde se preveía una expansión poblacional y en donde los diámetros existentes no superen el mínimo de 75 mm recomendado por la normativa vigente; se realizaron refuerzos de redes existentes en 140 y 160 mm para distribuir de mejor manera las pérdidas de carga en el sistema; se habilitó el sondaje proyectado mediante la instalación de un equipo motobomba capaz de

impulsar el caudal requerido para satisfacer la demanda máxima diaria hasta el año 2021 e instaló de un nuevo tablero eléctrico y equipo clorador para las nuevas condiciones de bombeo, llevándose a cabo también una mejora de la caseta de control y comando existente en el recinto del sondaje proyectado, conjuntamente con su cierre perimetral, debido a la cantidad de años que ha estado fuera de servicio.

## **2.2. IDENTIFICACIÓN DE LA PROBLEMÁTICA EXISTENTE EN EL SISTEMA**

Desde la puesta en funcionamiento el sistema de APR de Cholqui-Manantiales ampliado y mejorado este año anterior, no ha manifestado ningún tipo de problema, dando cobertura al servicio de agua potable de toda la población. Sin embargo, fue durante los primeros días de Abril, que el sistema presento problemas de presión en la mayor parte de la red y se identificó a su vez una interrupción en el servicio de agua potable. Estos hechos coincidieron con la entrada del horario de invierno (desde el 1 de Abril al 30 de Septiembre), donde las horas de bombeo del sistema no pueden excederse de 18 horas diarias, debido a restricciones por tarifa eléctrica en hora punta. De esta manera, desde las 18:00 PM a las 00:00 AM las bombas permanecen paradas, y la demanda de agua potable continúa hasta agotar las reservas de agua almacenada en los depósitos sin la posibilidad de que estos se vuelvan a llenar.

A fin de entender la real operación del sistema de distribución de agua potable y comprender mejor el origen y que qué manera se genera la problemática anteriormente descrita, se construyó un modelo digital de la red utilizando el software EPANET. Este programa permite simular sistemas de agua potable a presión en régimen extendido y analiza hidráulicamente el comportamiento de la red en conjunto y de cada elemento que la forma, de manera específica.

## **2.3. MODELACIÓN DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI-MANANTIALES EMPLEANDO EL SOFTWARE EPANET**

### **2.3.1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL SISTEMA**

Dentro del sistema de distribución de agua potable rural de Cholqui se pueden identificar dos sectores, el sector antiguo y el sector nuevo, que se encuentran unidos por una válvula de sectorización que permanece abierta. El sistema es regulado por dos depósitos de 100  $m^3$  de capacidad cada uno. Uno de ellos elevado y otro semienterrado. El primero fue proyectado y construido en el año 2017 y se eleva 20 metros por encima de la cota de terreno. Y el depósito semienterrado es pre-existente a los trabajos de mejora y ampliación de este año anterior, 2017, ya que se puso en marcha en el año 1996, y no ha dado problema de filtraciones o grietas. El total de la capacidad de almacenamiento de agua potable del sistema para regular las necesidades del mismo es de 200  $m^3$ .

El conjunto de los dos grupos motor-bomba que alimentan a los estanques tienen un caudal de producción de 19 l/s. El agua en el sistema se distribuye de manera gravitacional por la red de tuberías a presión. Excepto en dos zonas donde las cotas de los nudos son muy elevadas, y superiores a las propias de los estanques. Es en estos puntos donde se construyeron presurizadoras que aportan una presión extra al agua y la impulsan para que pueda circular y llegar a todos los puntos de la red.



Figura 2.4. Mapa de sistema de APR Cholqui Manantiales

A continuación se presenta la ubicación y características de los sectores de producción:

a) Sector Antiguo

- Pozo N°1, con capacidad instalada de 14,06 l/s
- Estanque elevado de acero, con capacidad de 100 m<sup>3</sup>.



Figura 2.5. Mapa de ubicación del sistema APR del sector antiguo y sus componentes

El estanque elevado se encuentra a una cota de 174 msnm aproximadamente y se eleva 20 metros por encima de esta cota, convirtiéndose así en el punto de producción más elevado de la red. El depósito, de forma cilíndrica, comprende unas medidas de 3,85 m de altura y 5,75 m de diámetro. El grupo motor-bomba que explota el sondaje N°1 y que llena el depósito trabaja con una bomba cuyo régimen de funcionamiento aporta un caudal de 14,3 l/s y una altura de 41,2 m.

El nivel de agua en el depósito es regulado por una válvula modulante de control hidráulico que mantiene una altura constante de forma continua, mediante un sensor incorporado en un flotador que se sitúa por encima del nivel de agua. La válvula principal va montada sobre el depósito y no causa onda cuando el nivel del agua alcanza el nivel máximo. La velocidad de apertura y cierre de la válvula está justada a un valor establecido.

b) Sector Nuevo

- Pozo N°2, con capacidad instalada de 5,00 l/s
- Estanque Semienterrado de hormigón armado, con capacidad de 100 m<sup>3</sup>

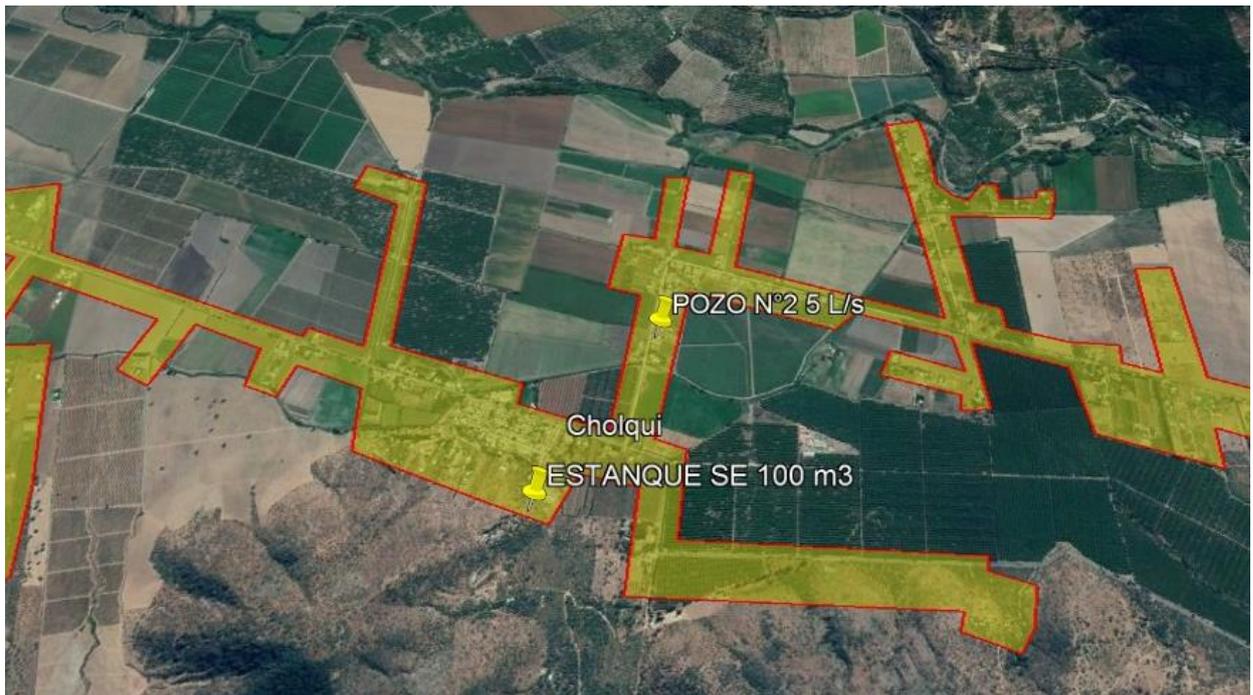


Figura 2.6. Mapa de ubicación del sistema APR del sector nuevo y sus componentes

El estanque elevado se encuentra a una cota de 189,4 msnm aproximadamente, y comprende unas medidas de 4,5 m de altura y 5,5 m de diámetro. El grupo motor-bomba que explota el sondaje N°2 y que llena el depósito trabaja con una bomba cuyo régimen de funcionamiento aporta un caudal de 5,5 l/s y una altura de 44,36 m.

El nivel de agua en el depósito es regulado por una válvula modulante de control hidráulico que mantiene una altura constante de forma continua, mediante un sensor incorporado en un flotador que se sitúa por encima del nivel de agua. La válvula principal va montada sobre el depósito y no causa onda cuando el nivel del agua alcanza el nivel máximo. La velocidad de apertura y cierre de la válvula está justada a un valor establecido.

Al ser un sistema de redes unificado, el depósito semienterrado actúa como estanque de cola durante las horas al día que desciende la demanda de agua potable, ya que la energía aportada por el depósito elevado es superior a la de este.

La red de tuberías de distribución de agua potable se desarrolla en una longitud total de 31 km, con diámetros comprendidos entre 80 y 150 mm. La pendiente de las conducciones es siempre descendiente excepto en dos tramos que derivan en varios ramales y donde están ubicadas dos presurizadoras para incrementar la presión del agua para que ésta llegue a puntos con cotas elevadas, de valores comprendidos entre 173 y 225 msnm. El agua potable es conducida desde los depósitos por gravedad a través de toda la red de tuberías a presión.

### 2.3.2. CONSTRUCCIÓN DEL MODELO EN EPANET Y ANÁLISIS HIDRÁULICO

Los objetivos del modelo serán entender el comportamiento del sistema de agua potable, reproducir el fenómeno de bajas presiones señalado por el APR y levantar propuestas de optimización del sistema. Para la elaboración del modelo hidráulico en EPANET se ha dispuesto de una serie de datos e información facilitada por la empresa de Aguas Andinas.

Los pasos seguidos para la generación del modelo en Epanet son los siguientes:

- 1) Primeramente se dibujó el esquema de todos los elementos que componen el sistema; se introdujeron las coordenadas y las cotas de todos los nudos, los depósitos, bombas, fuentes de abastecimiento (pozos) y las presurizadoras. Dando como resultado el croquis mostrado a continuación.

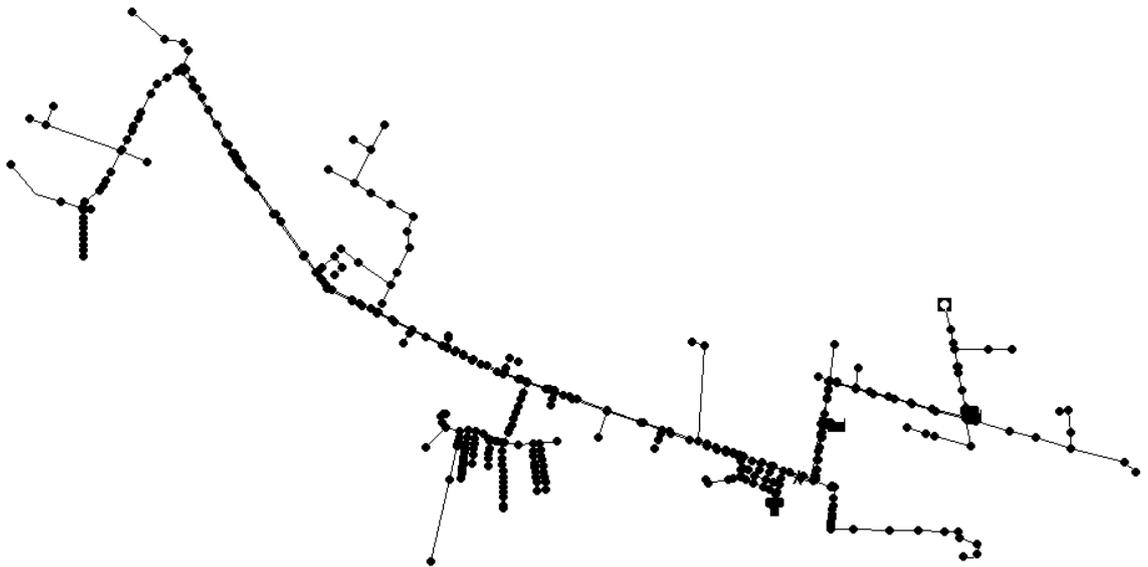


Figura 2.7. Esquema de la red de distribución de Cholqui en EPANET

- 2) Seguidamente se editaron las propiedades específicas de cada elemento:
  - Nudos: factor de demanda.
  - Tuberías: longitud, rugosidad ( $n=140$ , Hazen-Williams), diámetros y valvulería.
  - Depósitos: dimensiones, nivel inicial del agua, nivel mínimo y nivel máximo del agua.
  - Bombas: caudal de bombeo, altura manométrica y estado inicial (abierta o cerrada).
  - Fuente natural de abastecimiento: profundidad y calidad del agua.
- 3) Después se describió el modo de operación del sistema:
  - Se definen las curvas de funcionamiento de las bombas.

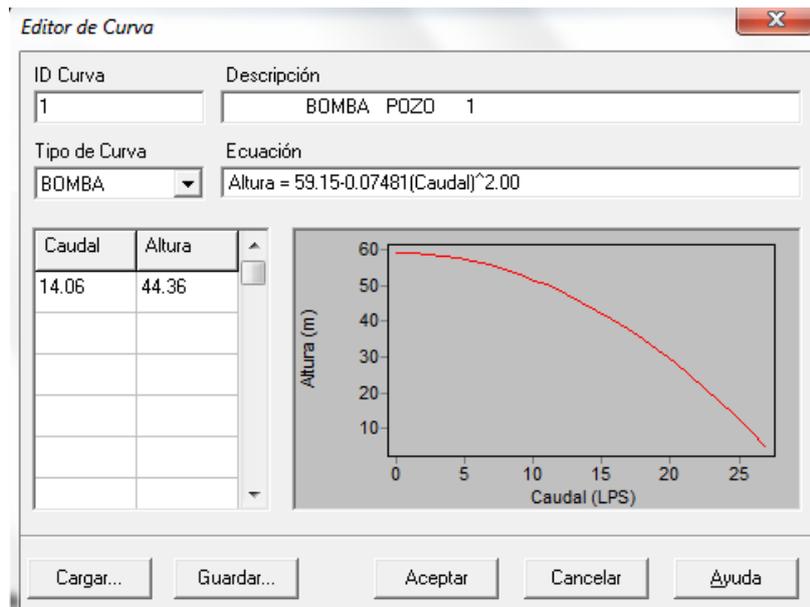


Figura 2.8. Curva de funcionamiento de la bomba N°1

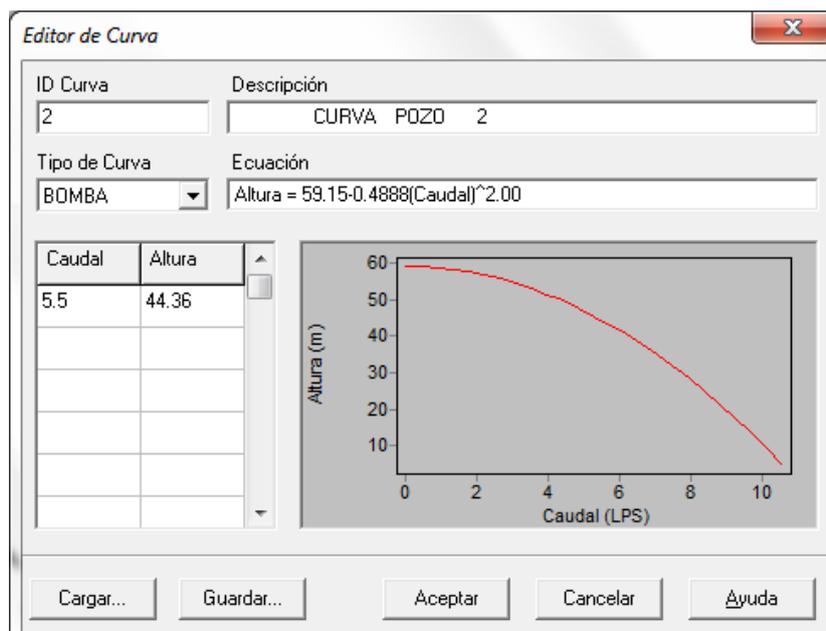


Figura 2.9. Curva de funcionamiento de la bomba N°2

- La curva de modulación o patrón de demanda.

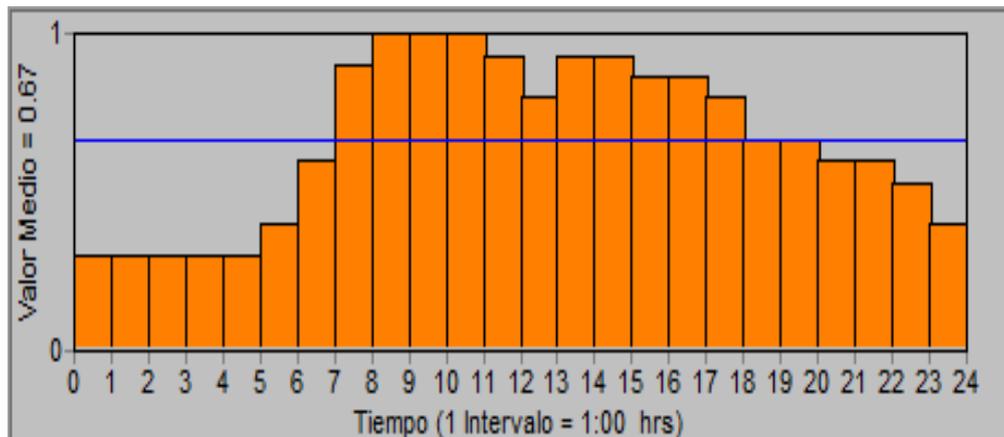


Figura 2.10. Gráfica de la demanda de agua a lo largo de 24 horas

- Y se programan las leyes de control de los distintos elementos.

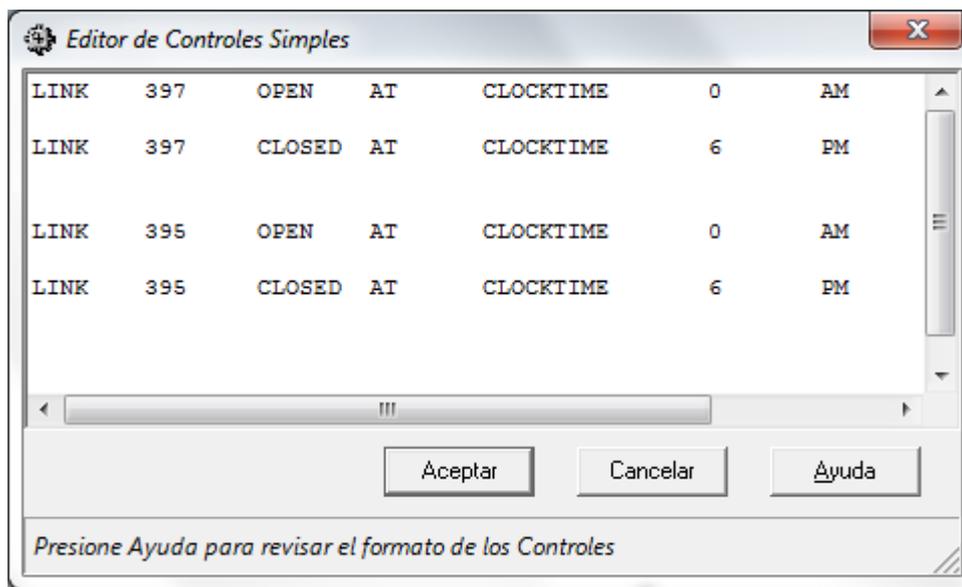


Figura 2.11. Controles de tiempo de las bombas 1 y 2, LINK 397 y LINK 395

4) Se seleccionan las opciones de cálculo del programa:

- Opciones hidráulicas: el caudal se medirá en unidades de l/s y se empleará la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de las pérdidas de carga en conducciones.

Propiedad	Valor
Unidades de Caudal	LPS
Ecuación de Pérdidas	H-W
Peso Específico	1
Viscosidad Relativa	1
Iteraciones Máx.	40
Precisión	0.001
Sistema no equilibrado	Continuar
Patrón predeterminado	1
Factor de Demanda	0.024090339
Exponente Emisores	0.5
Informe de Estado	Completo
CHECKFREQ	2
MAXCHECK	10
DAMPLIMIT	0

Figura 2.12. Cuadro de edición de Opciones hidráulicas en EPANET

- Opciones de tiempo: el modelo elaborado considera un análisis en tiempo extendido, es decir, trabaja considerando la simulación del modelo a lo largo de 24 horas en las que la demanda de agua potable varía en cada hora.

Propiedad	Hrs:Min
Duración Total	24:00
Intervalo Cálculo Hidráulico	1:00
Intervalo Cálculo Calidad	0:05
Intervalo Patrones	1:00
Tiempo Inicio Patrón	0:00
Intervalo Informe	1:00
Tiempo Inicio Informe	0:00
Tiempo Inicio Reloj	12 am
Estadística	NONE

Figura 2.13. Cuadro de edición de Opciones de tiempo en EPANET

- Opciones de energía: donde el rendimiento de las bombas hidráulicas se define en un 75%.

- 5) Una vez definido todo lo anterior, se realiza el análisis hidráulico del modelo. EPANET emite mensajes de error y de advertencia cuando surgen problemas durante la

simulación de un modelo hidráulico o de calidad; como puede ser que una bomba no pueda suministrar el caudal o la altura necesaria, que la red esté desconectada, o que existan presiones negativas, etc.

Una vez el software realiza la simulación sin presentar ningún tipo de advertencia o problema se corre el modelo y se realiza el análisis completo del comportamiento hidráulico del sistema de distribución de agua potable.

Los resultados que se obtienen del análisis son los siguientes:

- Resultados de los nudos: cota, demanda base, presión y calidad del agua
- Resultados de las líneas: caudal, velocidad, pérdida de carga y calidad del agua
- Resultados de las bombas: tiempo y caudal de bombeo
- Resultados de los estanques: presión, nivel del agua y calidad del agua
- Resultados generales del sistema: balance de caudales, perfiles longitudinales de presiones, mapa de isolíneas, porcentajes de distribución de presiones en un nudo...

La representación de resultados puede ser gráfica o en tablas. En el presente trabajo se ha considerado más oportuno y comprensible exponer los resultados obtenidos de EPANET a modo de gráficas.

Por último, para el desarrollo del modelo además se tuvieron en cuenta las siguientes condiciones:

- Se considera el efecto de estanques de regulación con un volumen fijo, simulación de equipos de bombeo con restricciones de tiempo de bombeo en horario normal y restricción de operación en horarios punta así como control por válvulas de nivel tipo no modulante. Este tipo de válvula hace la función de mantener el nivel del agua en el depósito en un valor casi constante, dejando pasar mayor o menor cantidad de caudal en función de ese nivel del agua.
- Como base del modelo, se utilizaron los planos AS BUILT elaborados por la empresa contratista que desarrollo la obra de mejoramiento y ampliación.
- El bombeo se simuló desde las fuentes subterráneas con una restricción de operación entre las 18:00 y las 00:00 (horario de invierno de las tarifas eléctricas).
- Debido a la dificultad para simular una válvula modulante en el programa EPANET se ha considerado se ha considerado un nivel mínimo y un nivel máximo en cada estanque de regulación. Por lo que las bombas se han programado para iniciar el bombeo únicamente cuando el nivel llega al mínimo y parar el bombeo cuando el nivel llega al máximo. Lo anterior, permite un mejor entendimiento del proceso de llenado de los estanques, pero no consigue simular su real influencia sobre la red, ya que con esta programación los niveles de los estanques varían y por tanto las líneas de energía, con respecto a la situación real de un estanque con nivel constante.
- Como dato de partida al arranque del modelo en EPANET se han impuesto como niveles iniciales del agua en los depósitos; 196 msnm para el depósito elevado y 192,7 msnm para el semienterrado. Por lo que las bombas comenzaran paradas.

### 2.3.3. RESULTADOS

En los resultados obtenidos en la simulación se han observado momentos a lo largo del día en los que las presiones en algunos nudos llegan a ser un poco bajas, pero esto es debido al problema para simular una válvula modulante anteriormente descrito. En el momento en que los depósitos se modulan como estanques, en los que el nivel de agua no varía, se observa que las presiones en todos los nudos de la red son superiores a 15 mca a lo largo de todo el día.

Igualmente, la modelación del sistema de APR modulado con válvulas de nivel programadas en los depósitos, en vez de las modulantes, nos sirve para arrojar la realidad en materia de producción de volúmenes de agua diarios, trabajo de las bombas y regulación del sistema.

Se han obtenido diferentes gráficas que ayudan a la comprensión de cómo actúa el sistema en el presente:

#### SECTOR NUEVO: Depósito semienterrado



Figura 2.14. Gráfica del caudal bombeado por el sondaje N°2

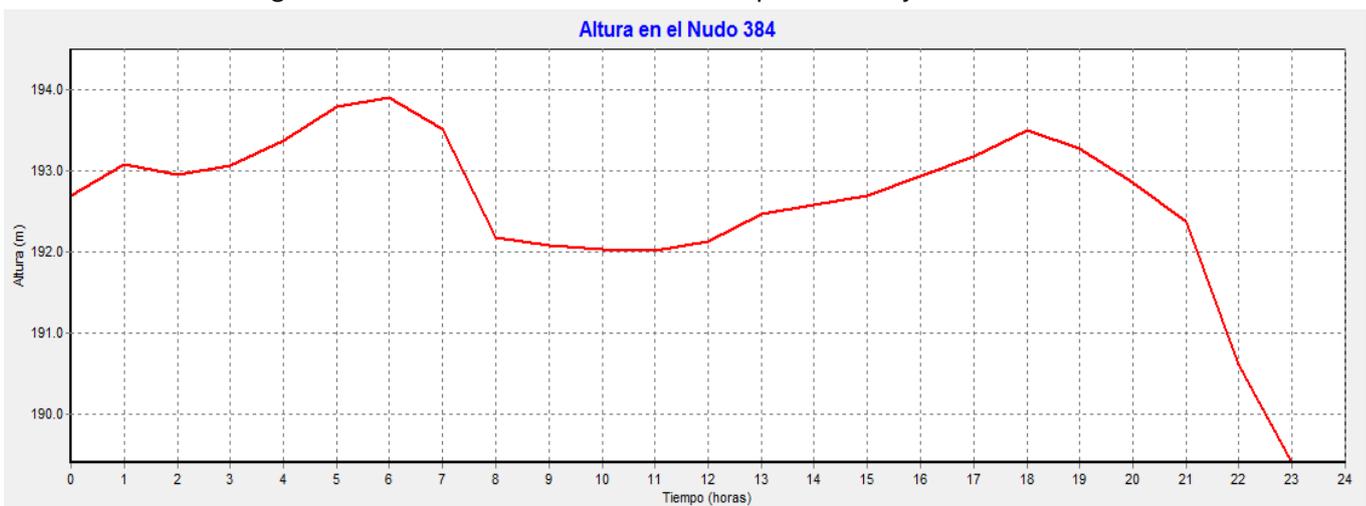


Figura 2.15. Gráfica de la altura de agua en el depósito semienterrado

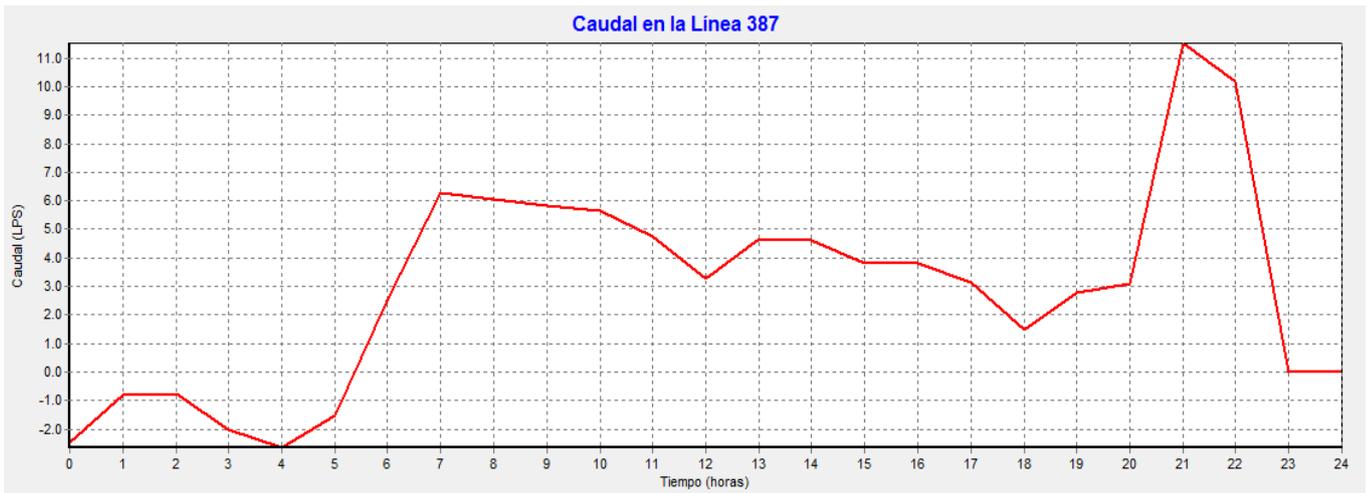


Figura 2.16. Gráfica del caudal de entrada y salida del depósito semienterrado

En las gráficas se observa que el estanque semienterrado trabaja como estanque de cola, y se llena por la tubería de descarga, durante las horas de menor consumo; debido a la inexistencia de una válvula anti retorno a la salida del estanque semienterrado. El depósito se llena hasta alcanzar su máximo (193,8 msnm) y a partir de ahí va bajando el nivel para satisfacer el consumo de la población hasta llegar al nivel mínimo (192,4 msnm), momento en el que se acciona la bomba y hasta las 18:00 PM, hora en la que entra la restricción de tarifa eléctrica en horario de invierno.

A las 23:00 PM el depósito se encuentra vacío sin posibilidad de llenarse hasta que termine la restricción horaria de electricidad. Y todo ese tiempo la población queda sin la posibilidad de consumir agua potable.

#### SECTOR ANTIGUO: Depósito elevado

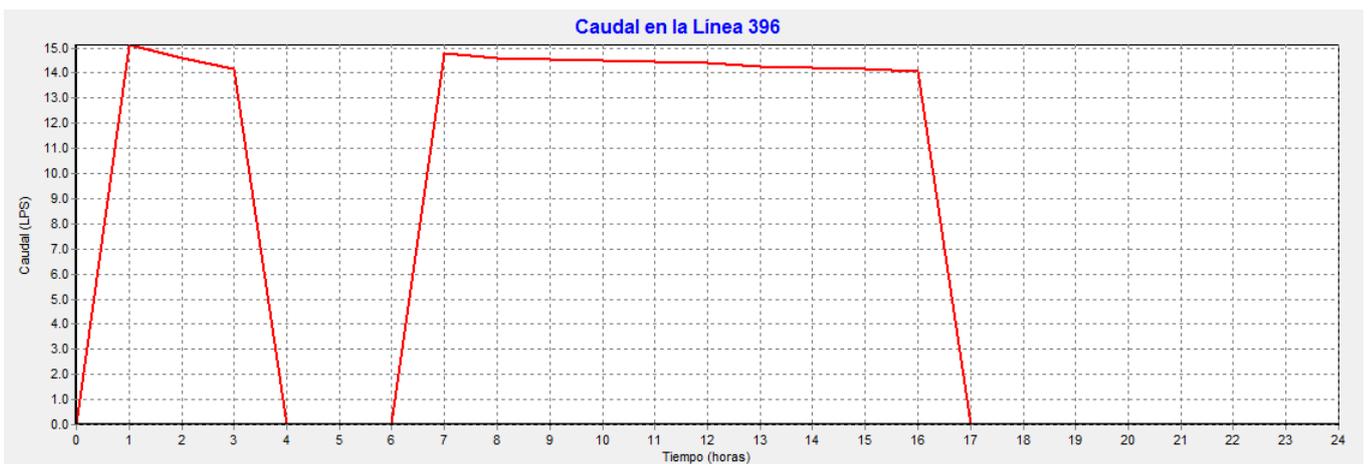


Figura 2.17. Gráfica del caudal bombeado por el sondaje N°1

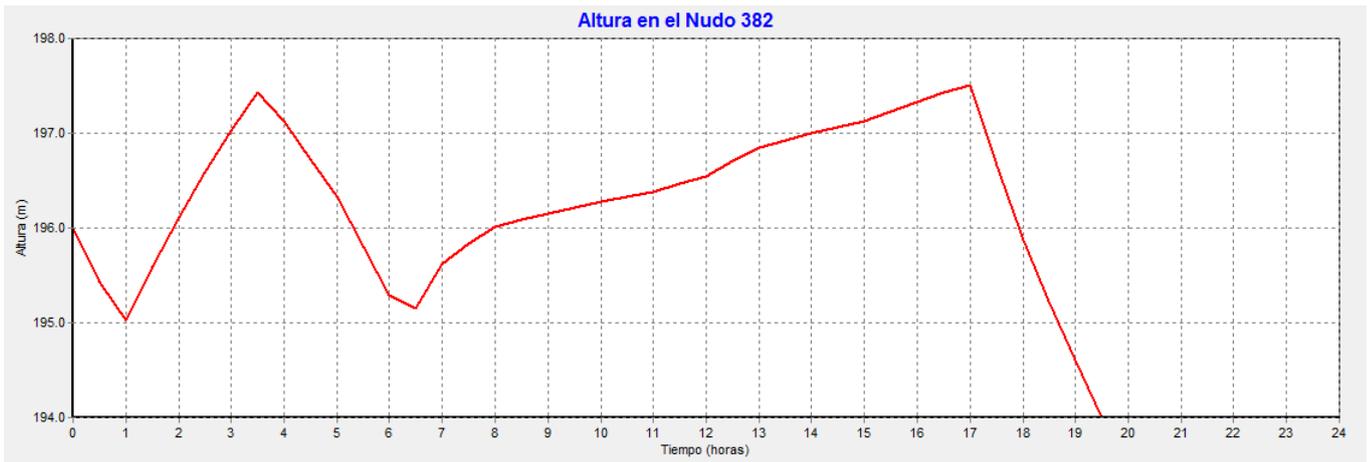


Figura 2.18. Gráfica de la altura de agua en el depósito elevado

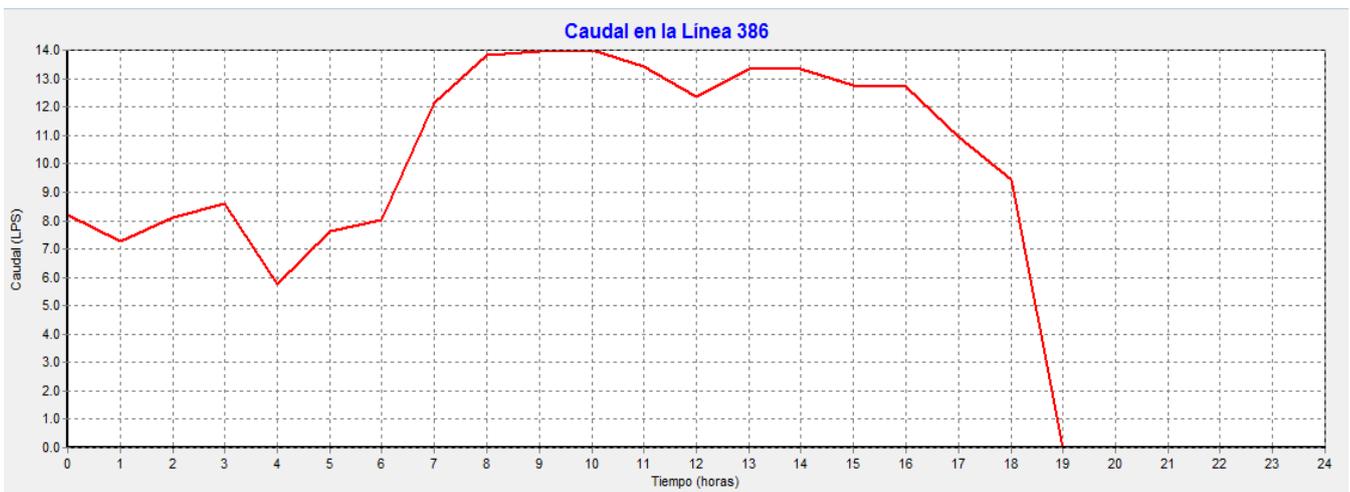


Figura 2.19. Gráfica del caudal de salida del depósito elevado

En el sector antiguo, la altura del nivel de agua del depósito elevado comienza a bajar, a pesar de que las primeras horas corresponden a las de menos consumo (gráfica de demanda), debido a que el depósito semienterrado se llena por cola.

El depósito alcanza su mínimo (195,5 msnm) entre las 00:00 y las 1:00 AM y la bomba se acciona, hasta que alcanza su máximo (197,52 msnm) entre las 3:00 y las 4:00 AM. A partir de este instante la altura del depósito desciende ya que el agua sigue saliendo para llenar el estanque semienterrado y equilibrar el sistema. A las 6:30 AM el agua almacenada alcanza de nuevo el nivel mínimo y la impulsión vuelve a accionarse hasta las 5:00 PM, hora en la que el nivel del agua dentro del depósito vuelve a alcanzar el nivel máximo. A partir de ahí, el agua desciende para hacer frente al consumo del sistema y el nivel del agua del depósito llega a su valor mínimo después de las 6:00 PM, por lo que la impulsión no se acciona y el depósito sigue vaciándose.

Se observa que antes de las 20:00 PM el depósito se encuentra vacío y sin posibilidad de llenarse hasta que termine la restricción horaria de electricidad. En todo ese período de tiempo la población queda sin la posibilidad de consumir agua potable.

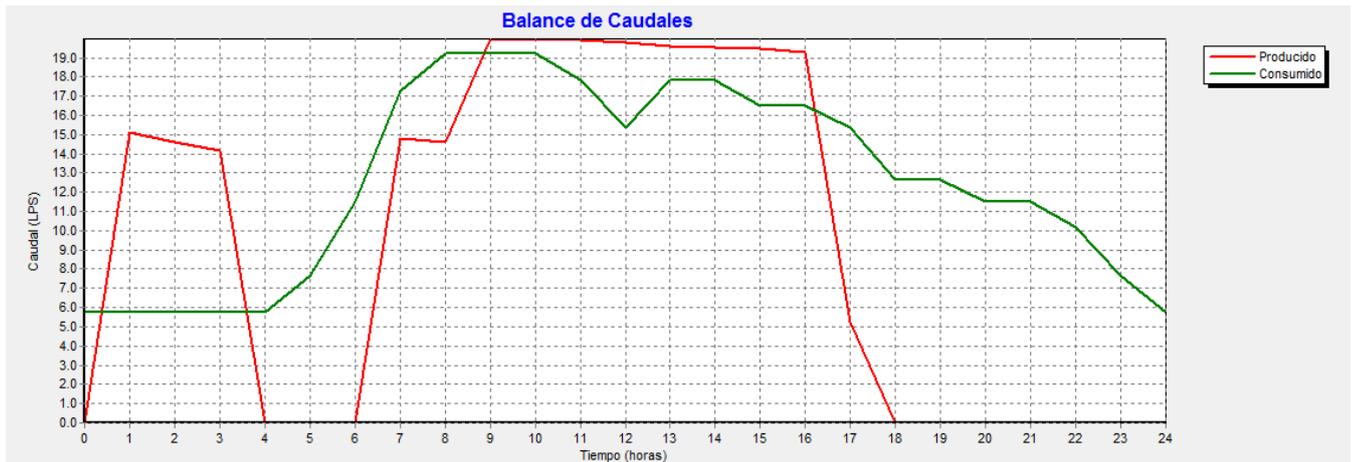


Figura 2.20. Gráfica de balance de caudales en el sistema de APR de Cholqui

El balance de los caudales producido y consumido que arroja el sistema muestra claramente la gran diferencia que existe entre ellos. En el gráfico existen tres partes diferenciadas; al principio, en las horas de menor consumo se produce poco caudal, hasta que depósitos se llenan completamente, en la segunda parte, a partir de las 5:00 AM, la demanda comienza a ascender y el caudal producido intenta igualar ese caudal consumido. Y por último, a las 18:00 PM, la demanda continúa pero el sistema es incapaz de producir más caudal debido a la restricción de la tarifa eléctrica.

#### IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA:

Se puede identificar, después de lo explicado hasta el momento, que el problema de las bajas presiones en la red es debido a que los 200  $m^3$  de almacenamiento instalados en el sistema por medio de los dos estanques no es suficiente para abastecer a la población de Cholqui una vez se restringe la electricidad que hace funcionar las bombas.

El caudal que se podría generar por medio de los grupos motor-bomba instalados sería suficiente aún con la restricción de que sólo pudiesen trabajar 18 horas diarias, pero se precisaría un mayor volumen de almacenamiento.

Las horas en que la demanda de agua potable desciende, el sistema no hace un gran trabajo de llenado de los estanques, ya que estos mantienen su nivel relativamente alto, pues el agua es consumida en menor cantidad. Es en ese período donde no se aprovecha el caudal de producción, que se encuentra fuera de la restricción de tarifa eléctrica pero no tiene donde bombear el agua para que sea almacenada, y así poderse regular y ser consumida por la población en las horas de restricción, cuando los grupos motor-bomba deban permanecer parados.

Una vez identificado y comprendido el problema gracias a la modulación de la red en EPANET, podemos comenzar a hacernos una idea de las posibles soluciones que se pueden plantear para solucionar el inconveniente de la restricción de tarifa eléctrica. Se podría comenzar a pensar en una manera de aumentar el volumen de almacenamiento del sistema o de instalar un generados eléctrico en alguno de los dos grupos motor-bomba o en los dos o una combinación de las dos ideas.

#### 2.3.4. SITUACIÓN ACTUALIZADA DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE RURAL DE CHOLQUI

La situación inicial que se ha reflejado anteriormente plasma el comportamiento del sistema de APR Cholqui-Manantiales al inicio del mes de Abril del año actual, 2018. Pero la situación a día de hoy, tres meses más tarde, arroja una realidad diferente, ya que según informó Aguas Andinas el pozo N°2 que impulsaba un caudal de 5 l/s al estanque semienterrado se encuentra fuera de uso debido a diversos problemas, por lo que actualmente queda impedida la explotación del sondaje N°2.

Lo que inicialmente se enfrentaba como un problema de regulación del sistema de APR Cholqui-Manantiales, ha pasado a determinarse como una deficiencia del sistema debida a que la única fuente de explotación de agua no satisface de manera adecuada las dotaciones de consumo de la población, provocando con esto continuos cortes en el suministro de agua potable y generando entre la población un sentimiento de problemas en la presión de la red. Es por ello que se debe habilitar una nueva fuente de abastecimiento, capaz de satisfacer de manera adecuada las necesidades de caudal hasta el final del período de previsión.

En resumen, el actual sistema de APR de Cholqui cuenta con dos depósitos de 100 m<sup>3</sup> en buenas condiciones; uno de ellos está semienterrado y no dispone de altura de agua excepto cuando actúa como tanque de cola en los momentos de descenso de la demanda, y otro elevado, nuevo y que opera llenándose mediante una bomba que impulsa 14 l/s desde un pozo de agua subterránea. La red de distribución es reciente, fue proyectada y construida hace alrededor de un año.

Así pues, los dos principales problemas que se han identificado actualmente en el sistema son: la falta de caudal de explotación y la ineficiencia en la regulación del agua potable.

Luego de identificar los problemas existentes en la localidad, la orientación del estudio de alternativas para intentar responder a los requerimientos a 10 años de período de previsión está supeditada a: construir y habilitar un nuevo sondaje, mejorar, diseñar unas buenas condiciones de regulación del sistema de APR y aprovechar en la medida de lo posible la infraestructura existente.

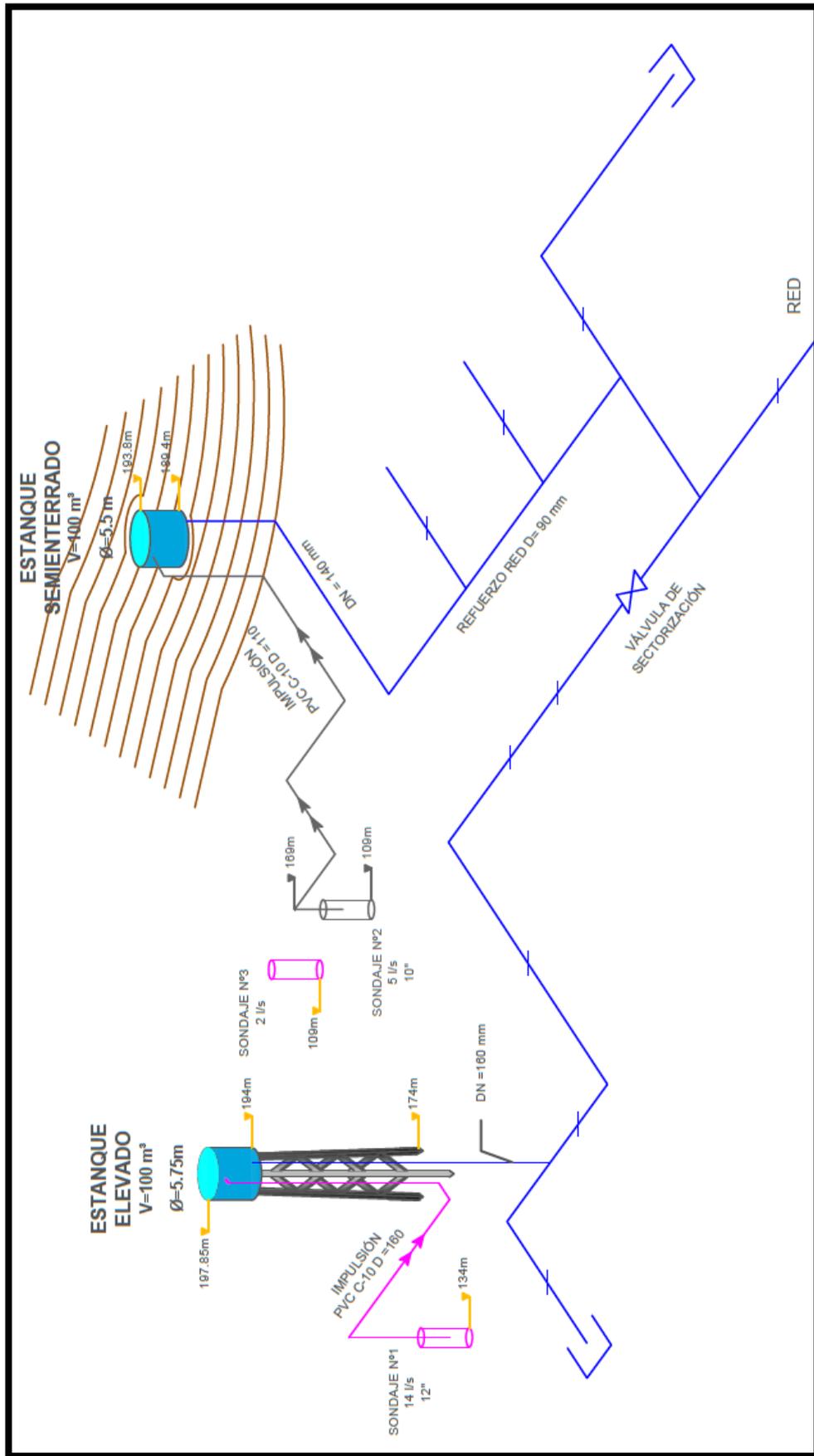


Figura 2.21. Croquis de la situación real del sistema APR de Cholqui-Manantiales

### 3. FORMULACIÓN DE ALTERNATIVAS

#### 3.1. INTRODUCCIÓN

Preliminarmente se han establecido una serie de condiciones iniciales que han de ser tenidas en cuenta a para el estudio y la propuesta de soluciones al panorama actual del sistema de APR.

A continuación se detallan las condiciones de partida:

- Todos los trabajos que se propongan realizar para la mejora y el buen funcionamiento del sistema de APR serán parte de un proyecto de conservación del sistema, es decir, que estarán limitados a un presupuesto máximo de 80 millones de pesos y a cumplir un período de servicio entre 5 y 10 años.
- Se ha considerado cambiar la tarifa eléctrica contratada para el año siguiente con el fin de que no existan límites horarios y que las bombas puedan operar las 24 horas del día.
- Se tendrá en cuenta la existencia de un pozo que produce un caudal de 2,1 l/s. Ubicado en los terrenos de la oficina del comité de APR. Su emplazamiento, junto con sus condiciones y calidad son consideradas óptimas para su explotación por la empresa de Aguas Andinas.
- Conforme a los antecedentes de calidad de las aguas que se disponen, se concluye que los recursos del nuevo sondaje cumple con lo establecido en la Norma NCh 409 Of. 84, teniendo sí una tendencia corrosiva de muy baja intensidad. El tratamiento de las aguas producidas consiste, para ambos casos, en la inyección de una solución de hipoclorito de calcio. En todas las alternativas se proyectará una caseta de control y dosificación de la solución NaClO.
- La presión mínima del agua en cada arranque será de 15 mca. Según la norma NCh 691 que es la norma chilena de Agua potable — Producción, conducción, almacenamiento y distribución — Requisitos de diseño. Los requisitos para la presión mínima de diseño o nivel de terreno sobre la tubería, excluyendo el arranque domiciliario, debe ser 0,147 MPa (1,5 bar = 1,5 kgf/cm<sup>2</sup> = 15 mca) y de 70 mca para la presión máxima.

Teniendo en cuenta todas las premisas anteriores, la realidad actual que arroja el sistema nos lleva a fijar un nuevo horizonte de diseño y a optar por una solución técnica que se defina como un proyecto de conservación del sistema APR de Cholqui-Manantiales.

Si tenemos en cuenta que el valor del consumo máximo horario, calculado para las condiciones anteriores, se empleó para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución para un horizonte de diseño de 20 años, queda claro que el caudal máximo instalado anteriormente de 19 l/s satisfacía las necesidades de abastecimiento del sistema hasta el año 2037, como se aprecia en la tabla siguiente. Pero como ya se ha venido comentando la realidad que las fuentes de abastecimiento arrojan en la actualidad es diferente, de tal manera que el caudal máximo que se podría instalar para dar cobertura a los 699 arranques existentes será de 16 l/s, lo que limita el horizonte de diseño a 14 años como máximo. Lo cual entraría dentro del período de servicio que se espera alcanzar con este proyecto de conservación.

En la siguiente tabla se refleja la proyección de la población a partir del año actual, la dotación de consumo diario estimada para cada habitante, caudales medios, caudal máximo diario y caudal máximo horario para unos factores máximos de consumo de 1,5 respectivamente.

Año	P1 (hab)	Pf (hab)	D (l/hab/día)	Qm (l/s)	Qm' (l/s)	QMD (l/s)	QMH (l/s)
2018	2311	2311	150	4,01	5,02	7,52	11,28
2019	2366	2366	150	4,11	5,14	7,70	11,56
2020	2423	2423	150	4,21	5,26	7,89	11,83
2021	2481	2481	150	4,31	5,39	8,08	12,12
2022	2541	2541	150	4,41	5,51	8,27	12,41
2023	2602	2602	150	4,52	5,65	8,47	12,70
2024	2664	2664	150	4,63	5,78	8,67	13,01
2025	2728	2728	150	4,74	5,92	8,88	13,32
2026	2794	2794	150	4,85	6,06	9,09	13,64
2027	2861	2861	150	4,97	6,21	9,31	13,97
2028	2930	2930	150	5,09	6,36	9,54	14,30
2029	3000	3000	150	5,21	6,51	9,77	14,65
2030	3072	3072	150	5,33	6,67	10,00	15,00
2031	3146	3146	150	5,46	6,83	10,24	15,36
2032	3221	3221	150	5,59	6,99	10,49	15,73
2033	3298	3298	150	5,73	7,16	10,74	16,11
2034	3378	3378	150	5,86	7,33	10,99	16,49
2035	3459	3459	150	6,00	7,51	11,26	16,89
2036	3542	3542	150	6,15	7,69	11,53	17,29
2037	3627	3627	150	6,30	7,87	11,81	17,71

Tabla N°18. Proyección de la población y estimación de caudales

Como se ha mencionado anteriormente, el horizonte de diseño máximo que se puede alcanzar con el planteamiento de las soluciones es de 14 años. Será necesario buscar fuentes de abastecimiento alternativas que puedan cubrir las necesidades de la población de Cholqui en un futuro no demasiado lejano.

Bajo estos aspectos se considerarán las siguientes alternativas:

### 3.2. ALTERNATIVA N°1

#### 3.2.1. Descripción

En esta primera alternativa se propone mantener el estanque semienterrado funcionando como depósito de alimentación de las redes del sistema, como ha sido siempre su función, y aprovechar también las conexiones existentes entre este y el antiguo sondaje en desuso N°2. De manera que se proyecte un nuevo sondaje (SONDAJE N°3) para el pozo de 2,1 l/s antes mencionado y una nueva conexión entre este y las tuberías ya existentes que conducirán el agua potable hasta el depósito semienterrado.

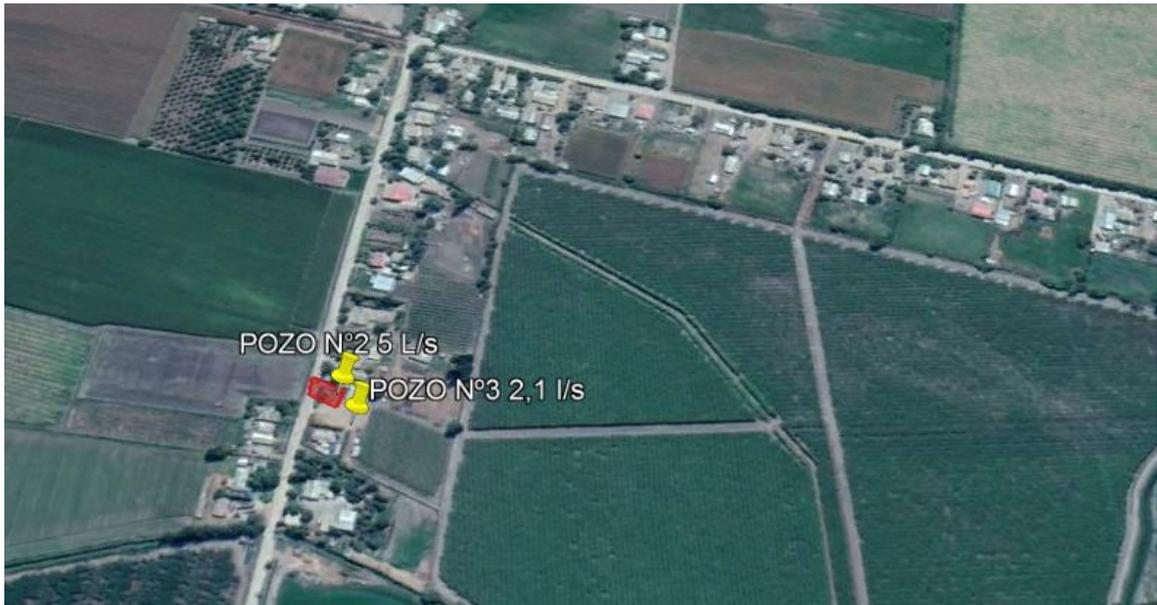


Figura 3.1. Mapa de ubicación de los sondajes N°2 y N°3 de Cholqui

Con la finalidad de aprovechar mejor el recurso y realizar una mejor regulación del sistema, esta alternativa propone también la instalación de una válvula de control gradual en la conexión de la bomba con el depósito semienterrado, con el fin de que se aproveche el caudal que entra en el depósito las horas de menor consumo, cuando la línea de demanda energética del sistema descende y éste actúa como estanque de cola. De esta manera, las horas en que la demanda de la población es más baja, desde las 17:00 de la tarde a las 7:00 de la mañana, la bomba permanece parada y la válvula cerrada mientras el depósito se llena aprovechando el caudal que no consume el sistema y las horas en que la demanda de agua potable es más fuerte, el resto del día, la válvula se encuentra abierta y la bomba en funcionamiento para mantener el nivel del depósito semienterrado.

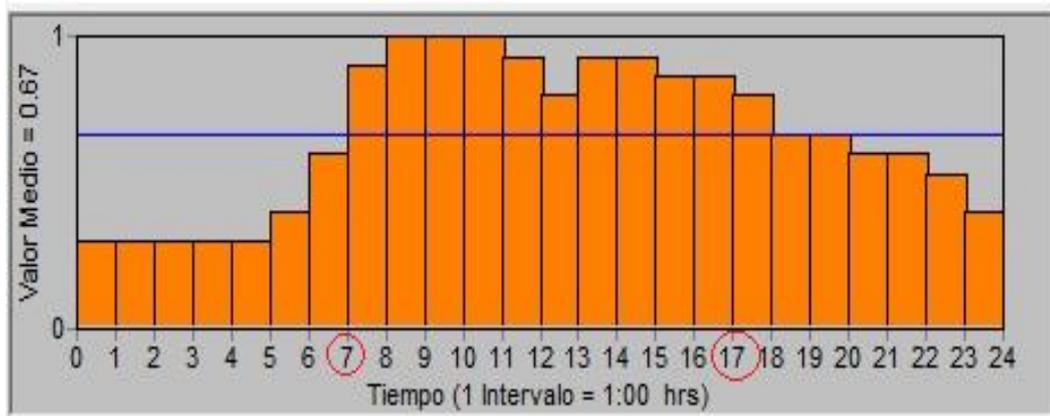


Figura 3.2. Gráfica de los coeficientes de demanda en función de las horas diarias

En la gráfica se aprecia perfectamente las horas de más bajo consumo en las que el depósito semienterrado trabaja como estanque de cola.

Con esta opción de diseño se consigue aprovechar casi la totalidad de la infraestructura existente, no se proyectan demasiadas obras para aprovechar el recurso y se regula el sistema de una manera bastante eficiente dando un descanso al grupo motor-bomba del sondaje de 11 horas diarias, lo cual se traduce en menor gasto eléctrico y económico del sistema en su explotación.

### 3.2.2. Croquis

A continuación se muestra un croquis de la Alternativa N°1 realizado en Autocad con el fin de comprender mejor todo lo anteriormente descrito con un apoyo visual que resume como están conectados y dispuestos todos los elementos que componen el sistema de APR de Cholqui-Manantiales en esta posible alternativa de solución. En esta alternativa no se aprovechará la válvula modulante existente en el estanque semienterrado, ya que la impulsión se programará para funcionar sólo durante el período de tiempo al día en que la demanda de agua es más elevada.

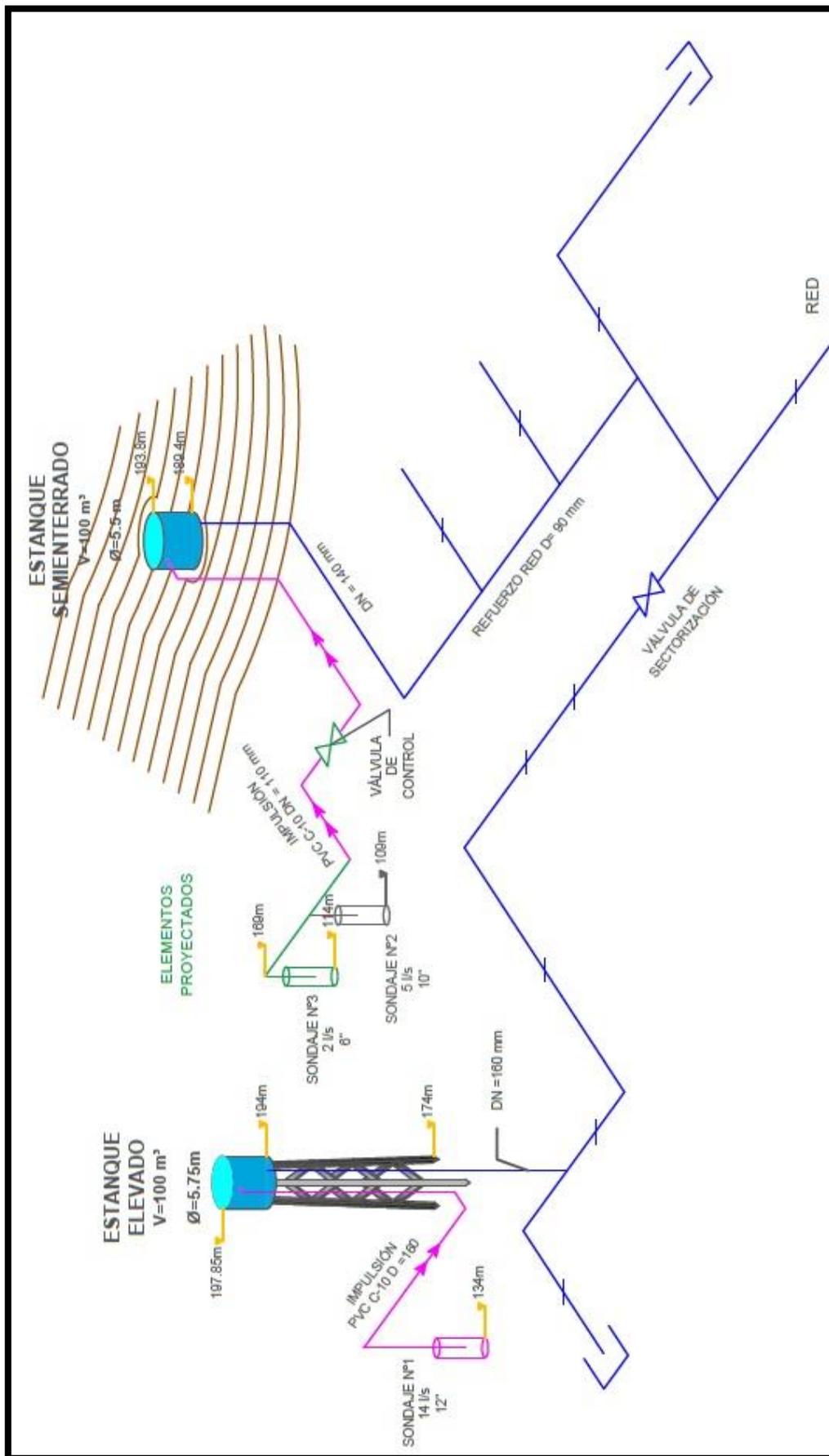


Figura 3.3. Croquis descriptivo de la primera alternativa

### 3.2.3. Desarrollo de los trabajos a realizar

1.- Construcción de un sondaje (SONDAJE N°3) de 60 metros de profundidad, entubado en acero de diámetro 6" con cribas de acero inoxidable tipo sumergido, ubicado en el mismo recinto del actual sondaje N°2, ubicado en los terrenos de la oficina del comité de APR, a unos 20 metros de distancia de este. El sondaje N°3 se instalará mediante un equipo motobomba capaz de impulsar el caudal de explotación estimado para el pozo de 2,1 l/s. Instalación de un nuevo tablero eléctrico y equipo clorador para las nuevas condiciones de bombeo.

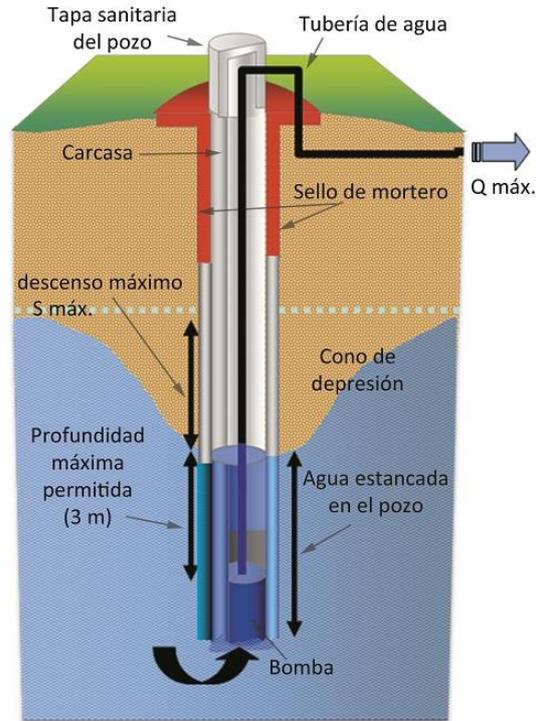


Figura 3.4. Instalación de un sondaje para la explotación de agua subterránea



Figura 3.5. Electrobomba sumergida marca Pedrollo modelo 6SR12/11 - PD

2.- Conexión del sondaje al depósito semienterrado mediante una conexión en parte ya proyectada de PVC C-6 con un diámetro de 140 mm y una longitud de 20 metros aproximadamente.

3.- Instalación de una válvula de globo de control hidráulico pilotado S300, marca DOROT de la gama de productos EATHISA.



Figura 3.6. Válvula hidráulica de control gradual pilotado S300 EATHISA

En agua potable se deben utilizar válvulas de control que soporten un uso continuo, por esto se utilizan válvulas más robustas que puedan soportar las exigencias de un trabajo continuo. En agua potable debe asegurarse la regulación frente a cualquier variación en el caudal de paso. Las válvulas DOROT Serie 300 son diseñadas especialmente para sistemas de regulación de agua potable, debido a su diseño robusto, con cuerpo, tapa y obturador en fundición nodular. Para facilitar su puesta en marcha y mantenimiento, viene equipado de serie con indicador de posición y porta manómetros. El obturador está equipado con pequeñas ranuras en forma de "V", que entran en función en los últimos grados de cierre de la válvula, para poder controlar los caudales más pequeños de paso. Incorpora un sistema, en que se puede insertar una doble cámara a la misma válvula, pudiendo transformar fácilmente este dispositivo en terreno.

La utilización de este tipo de válvula tiene diferentes ventajas como:

- Debido a su funcionamiento accionado hidráulicamente, no necesita energización y actúa sin presencia de operarios.
- Al poseer un indicador de posición visual de la válvula en acero inoxidable, es posible revisar el correcto funcionamiento de la válvula en forma muy rápida.
- Gracias a las válvulas que aíslan el sistema piloto, se puede hacer mantención sin cortar el agua.
- Gracias al perfil del obturador, con forma de "V", se logra una mejor regulación en bajos caudales.
- Al ser fabricada en fundición dúctil revestido en epoxi polvo, le confiere mayor resistencia, flexibilidad y duración al cuerpo de la válvula.
- Tiene una protección anticorrosiva, en epoxi polvo de 200 micrones, lo que evita los procesos corrosivos, alargando la vida útil de la válvula.

3.- Programación del funcionamiento de la bomba del sondaje N°3 con el fin de aprovechar las horas en la que desciende considerablemente la demanda de agua potable y el depósito

semienterrado se llena por cola. En esas horas la bomba permanece parada y la válvula anti-retorno se abre para dejar paso al caudal que llena la tubería de descarga y llega al depósito que en ese momento trabaja como estanque de cola.

Los controles de programación introducidos al programa EPANET para conseguir este diseño son:

```
LINK 395 OPEN AT CLOCKTIME 7 AM
LINK 395 CLOSEDAT CLOCKTIME 5 PM
```

Siendo LINK 395, la tubería que une el depósito semienterrado con el nuevo sondaje proyectado N°3.

### 3.2.4. Resultados de modelación obtenidos en EPANET

Lo primero que debemos de asegurar es que el diseño propuesto en la alternativa y modulado en EPANET cumpla con los objetivos principales en el sistema de APR; satisfacción en la demanda durante todo el período extendido de 24 horas que simulan un día completo y presiones óptimas en todos los nudos que componen la red de distribución. El modelo arroja buenos resultados en relación a estos objetivos.

A continuación se muestran las gráficas de variación, durante régimen extendido de 48 horas, de diferentes elementos hidráulicos de la red, generadas por el programa EPANET al correr el sistema de APR de Cholqui-Manantiales modulado de acuerdo al diseño de la primera alternativa:

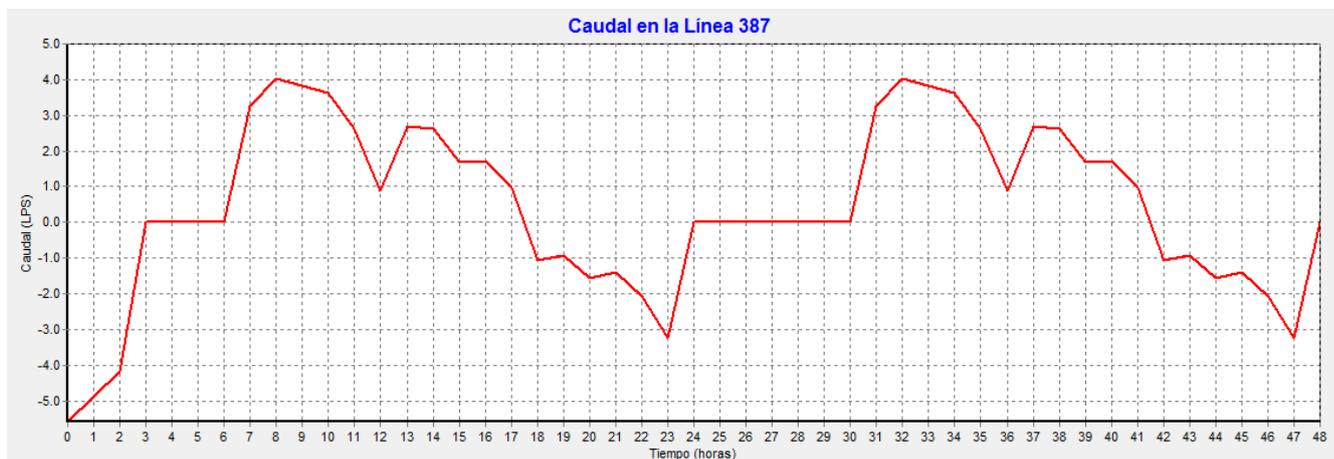


Figura 3.7. Caudal de entrada-salida del depósito semienterrado (A1)

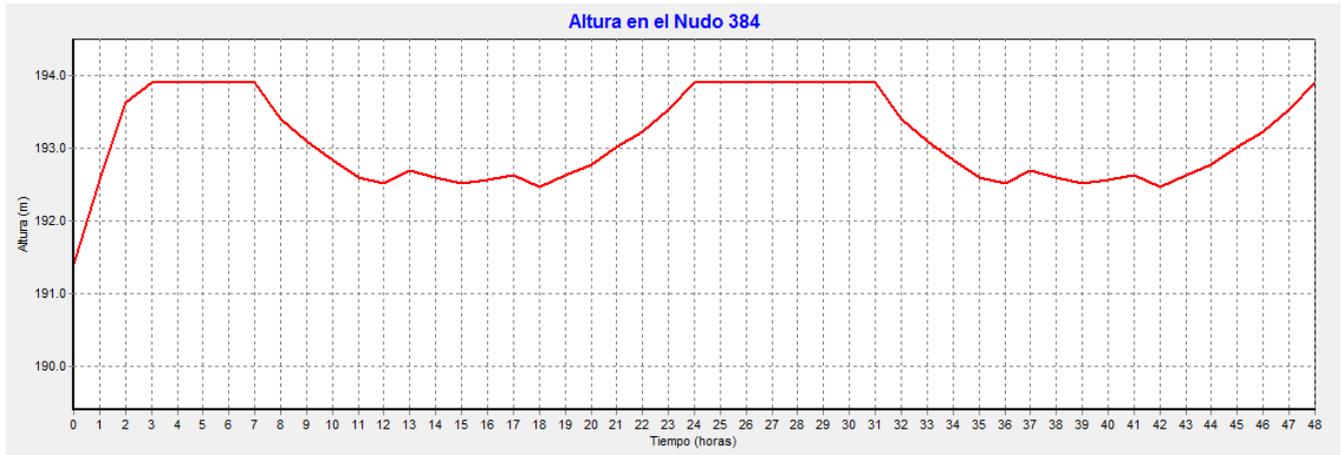


Figura 3.8. Altura del agua en el depósito semienterrado (A1)

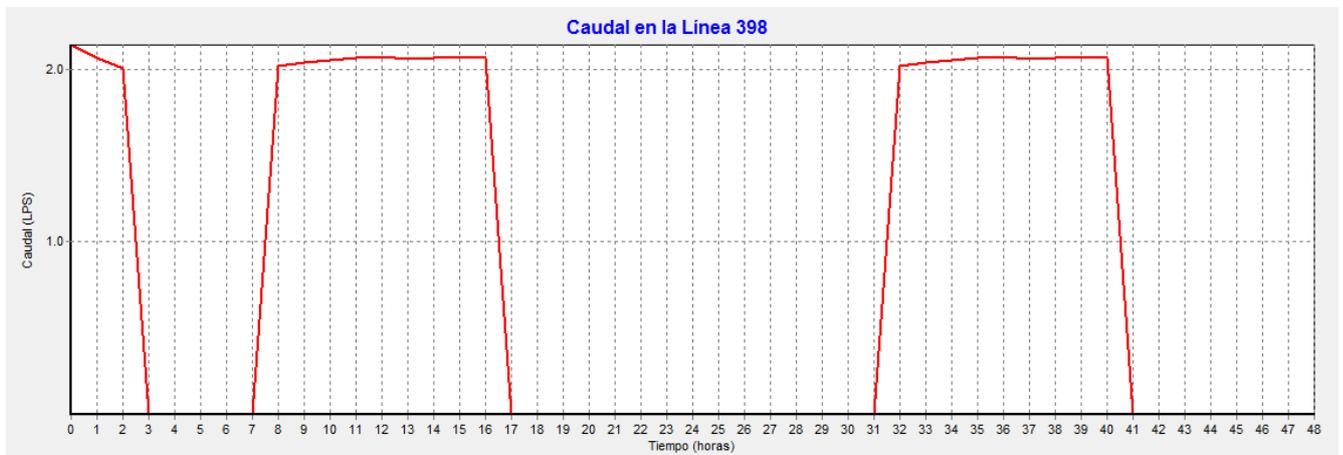


Figura 3.9. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A1)



Figura 3.10. Caudal de salida del depósito elevado de 100 m<sup>3</sup> (A1)

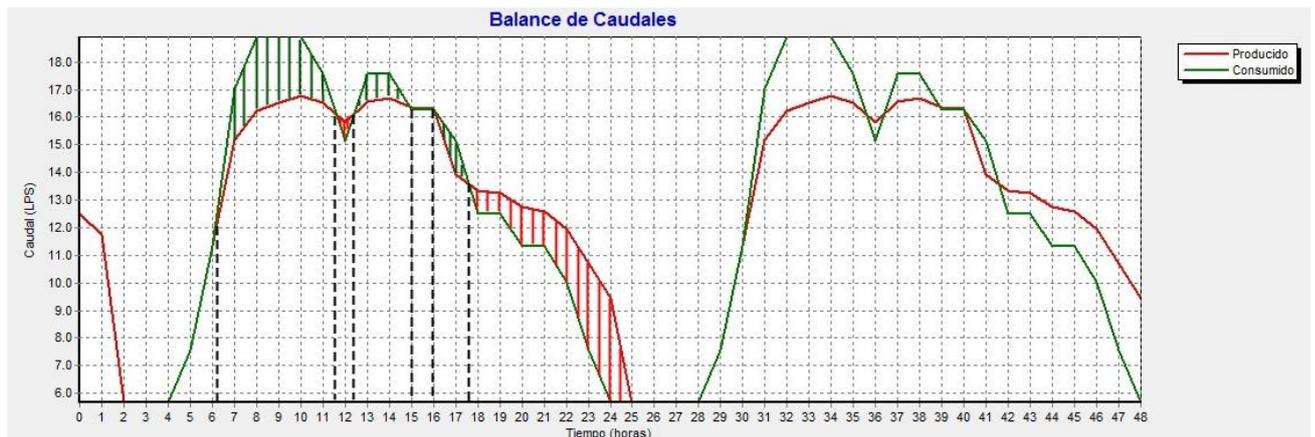


Figura 3.11. Balance de caudales del diseño modulado (A1)

Se ha estimado conveniente reflejar las gráficas en un período extendido de dos días ya que el modelo parte desde las 00:00 AM con unas condiciones en el nivel de los depósitos y una situación en las bombas que pueden no ser exactamente las mismas al día siguiente a esa misma hora. De esta manera, con el régimen extendido a 48 horas se consigue ver cuál será el comportamiento de los distintos elementos hidráulicos de la red perfectamente, durante cada día, siempre que la demanda se ajuste a la impuesta en el programa EPANET para este modelo.

Las condiciones en las que arranca el modelo de la simulación son: bomba de impulsión del Sondaje N°3 abierta, aunque por el horario debería de permanecer cerrada hasta las 7:00 AM, EPANET entiende que la bomba permanece cerrada toda la simulación si se la programa para que su estado inicial sea cerrada. Por esta razón y por el nivel inicial de agua que imponemos en el estanque semienterrado a la hora del arranque, es conveniente que el modelo se simule para un total de 48 horas, así los resultados serán más fieles a la realidad.

El depósito semienterrado empieza llenándose por cola y por bombeo hasta alcanzar el máximo nivel (193.8 msnm) a las 2:00 AM, en ese momento la bomba se detiene, el caudal de salida del otro depósito regulador para y el estanque semienterrado mantiene su nivel, hasta que la demanda de agua potable comienza a aumentar a las 7:00 AM, momento en el que arranca el grupo de impulsión y comienza a llenar el depósito semienterrado para hacer frente a las horas de más consumo, que van desde las 7:00 AM hasta las 5:00 PM. Durante estas horas el nivel del agua en el depósito semienterrado se mantiene entre 192,6 y 193,8 msnm (el nivel nunca desciende de 3,2 m). Una vez pasadas las horas de máximo consumo, la bomba se detiene pero el caudal de salida del depósito elevado continúa fluyendo hasta llenar de nuevo el depósito semienterrado por su tubería de salida de agua hasta las 00:00 AM del día siguiente, momento en el que el estanque llega a su nivel máximo.

A partir de ahí, el patrón se repite cada día. El caudal generado por el sistema es mayor que el caudal consumido durante las horas de menor demanda de agua potable, y durante las horas de mayor consumo se consume más caudal que el que se genera en el momento, como se puede apreciar fácilmente en la gráfica N°6.11 de balance de caudales.

No supone un problema que durante un período total de 9 horas se consuma más volumen de agua potable que el que puede producir el sistema, ya que se está consumiendo el agua almacenada previamente por este, a parte de la que genera en ese momento.

### 3.3. ALTERNATIVA N°2

#### 3.3.1. DESCRIPCIÓN

En esta segunda alternativa se propone mantener el estanque semienterrado de hormigón armado de  $100 m^3$  de capacidad, funcionando como depósito de alimentación de las redes del sistema, como ha sido siempre su función. Se plantea a su vez, la proyección de un depósito de  $30 m^3$  de capacidad y elevado a 21,5 metros del nivel del suelo, que irá conectado al depósito semienterrado mediante una conexión que permita el aprovechamiento de las tuberías existentes.

El depósito estará alimentado por un nuevo sondaje (SONDAJE N°3) para el pozo de 2,1 l/s antes mencionado y actuará como depósito de regulación alimentando al estanque semienterrado y el nivel del agua en éste será controlado por una válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico, programada junto con la bomba de impulsión para que llegado el nivel mínimo del agua en el depósito la bomba se accione y una vez llegado al nivel máximo la bomba se pare.

También se propone la instalación de una válvula de retención o anti-retorno a la salida del depósito semienterrado con la finalidad de que no actúe como estanque de cola en las horas en las que la demanda alcanza sus mínimos y se mantengan mejores presiones en el sistema.

La finalidad de este diseño es la de conseguir una mejor y más duradera explotación del sistema y de los recursos disponibles. Gracias a la construcción del depósito elevado de  $30 m^3$  de capacidad se conseguirá que el grupo motor-bomba de los dos sondajes que alimentarán al sistema (SONDAJE N°1 y SONDAJE N°3) trabajen menos horas al día con respecto a la alternativa anteriormente expuesta, ya que el sondaje N°1 no tendrá que producir caudal para llenar el depósito semienterrado por cola y el sondaje N°3 únicamente se accionará las horas al día necesarias para llenar el depósito de regulación. Con esta solución también se aprovecha la infraestructura existente como es la conexión al depósito semienterrado; esta tubería que lo conectaba antes con el sondaje N°3 se conectará al depósito regulador y de ahí el agua será conducida por gravedad hasta el estanque semienterrado.



Figura 3.12. Mapa de ubicación del depósito de regulación proyectado

### 3.3.2. CROQUIS

A continuación se muestra un croquis de la Alternativa N°2 realizado en Autocad con el fin de comprender mejor todo lo anteriormente descrito con un apoyo visual que resume como están conectados y dispuestos todos los elementos que componen el sistema de APR de Cholqui-Manantiales en esta posible alternativa de solución.

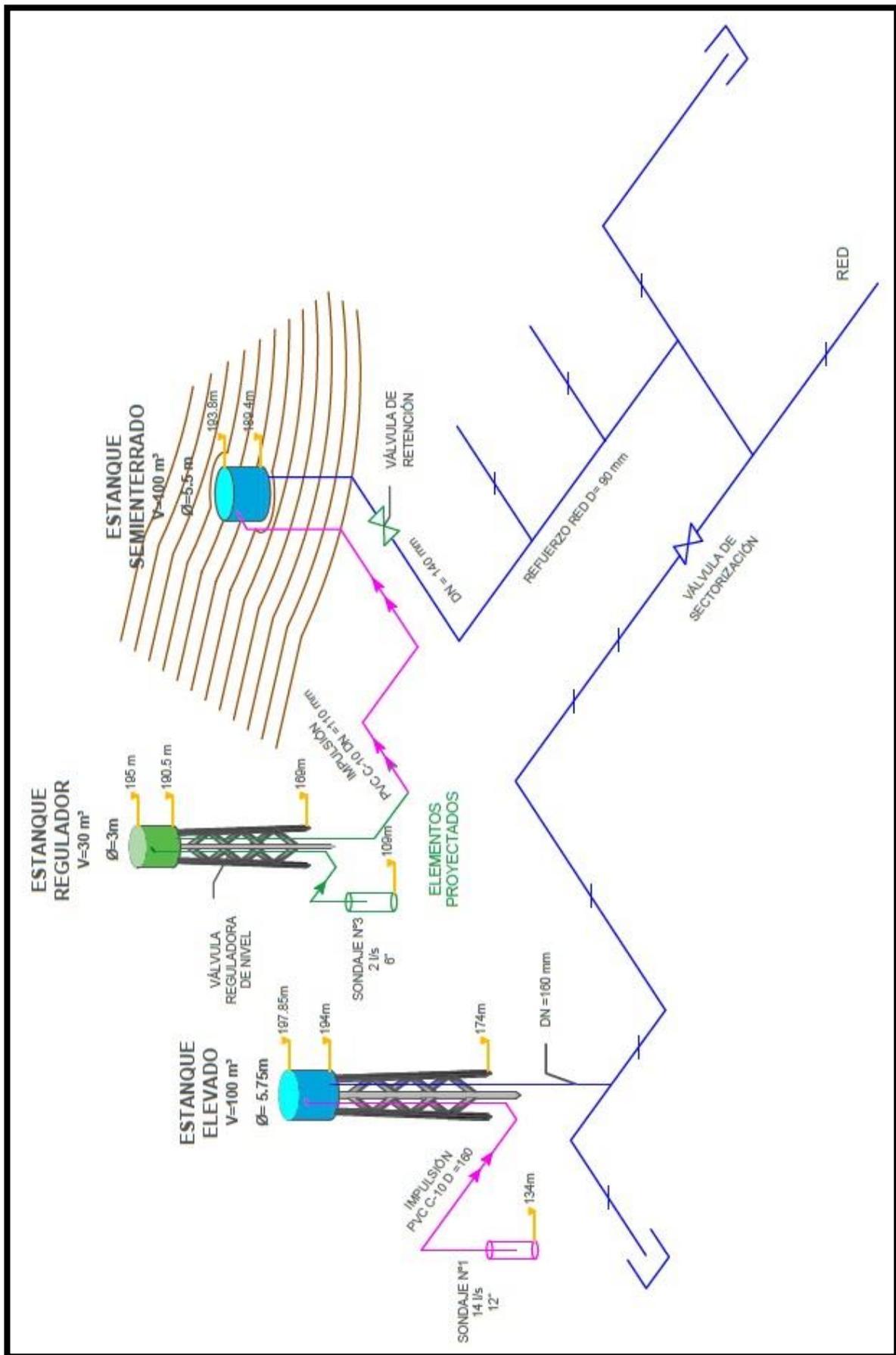


Figura 3.13. Croquis descriptivo de la segunda alternativa

### 3.3.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS A REALIZAR

1.- Construcción de un sondaje (SONDAJE N°3) de 60 metros de profundidad, entubado en acero de diámetro 6", con cribas de acero inoxidable ubicado en el mismo recinto del actual sondaje N°2, ubicado en los terrenos de la oficina del comité de APR, a unos 20 metros de distancia de este. El sondaje N°3 se instalará mediante un equipo motobomba capaz de impulsar el caudal de explotación estimado para el pozo de 2,1 l/s. Instalación de un nuevo tablero eléctrico y equipo clorador para las nuevas condiciones de bombeo.

La bomba proyectada será la misma que la descrita en la alternativa anterior: La electrobomba sumergida marca Pedrollo modelo 6SR12/11 – PD.

2.- Construcción de un nuevo depósito de fibra elevado de 30 m<sup>3</sup> de capacidad y 21 metros de elevación, cuyo emplazamiento se situaría a escasos metros del sondaje N°3.

La cota de radier del estanque metálico proyectado que estará elevado a una altura de 21 m presentará una diferencia de un metro aproximadamente con respecto a la cota de radier del estanque semienterrado de 100 m<sup>3</sup>.



Figura 3.14. Depósito de PRFV y 30.000 litros de capacidad BIOTANKS

Depósito fabricado en poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV) para una instalación en superficie, cuyas características específicas son:

- Alta resistencia química y mecánica.
- Alta resistencia a la corrosión y a la intemperie.
- Larga durabilidad.
- No necesitan mantenimiento.
- Ligeros y fáciles de transportar.
- Posibilidad de fabricación a medida

Depósito Vertical Aéreo				
Código	Vol. (L)	Med. (mm.)		Brida PRFV
		Ø	Altura	
DVA-90	9.000	2400	2000	DN 65
		2800	1450	
DVA-100	10.000	2400	2200	DN 65
		2800	1650	
DVA-120	12.000	2400	2600	DN 65
		2800	1900	
DVA-150	15.000	2400	3300	DN 65
		2800	2450	
DVA-180	18.000	2400	4000	DN 65
		2800	2950	
DVA-200	20.000	2400	4400	DN 80
		2800	3250	
DVA-220	22.000	2800	3600	DN 80
		3000	3000	
DVA-250	25.000	2800	4200	DN 80
		3000	3600	
DVA-300	30.000	2800	4900	DN 80
		3000	4400	
DVA-350	35.000	3000	5200	DN 80
DVA-400	40.000	3000	6200	DN 80
DVA-450	45.000	3000	6600	DN 80
DVA-500	50.000	3000	7600	DN 80

Figura 3.15. Catálogo de depósitos verticales aéreos BIOTANKS

El depósito de regulación se ha proyectado con una capacidad de  $30 m^3$ , lo que equivale a 30.000 litros. Buscando en la tabla del catálogo de los estanques se ve que el modelo DVA-300/DN-80 es el conveniente para nuestras necesidades actuales.

Existen dos modelos distintos dentro de esta clase, con unas medidas de diámetro y altura diferentes para elegir. Se ha considerado como mejor opción el depósito con medidas de 3000 mm de diámetro, por 4400 mm de altura, con el simple criterio de que su centro de gravedad, una vez se encuentre lleno de agua, y la masa estará más equitativamente repartida en todo el depósito, lo cual no estaría de más tenerlo en cuenta en consideración con la intensa actividad sísmica que se desarrolla en Chile.

3.- Conexión del Sondaje N°3 con el estanque regulación con el depósito semienterrado mediante una tubería de PVC C-10 y diámetro nominal de 90 mm.

4.- Instalación de una válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico para el control de la altura de agua en el depósito de regulación.



Figura 3.16. Válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico EATHISA

La válvula de control de nivel de flotador Eléctrico de la serie "FLEL" de ARMAŞ es la válvula de control hidráulico diseñada para controlar continuamente el nivel de agua por medio de un flotador eléctrico colocado en los depósitos y tanques. El flotador eléctrico envía una señal a la bobina solenoide de la válvula principal cuando el nivel de agua disminuye por debajo de los niveles fijados. La válvula principal se abre y se asegura de que el tanque o depósito este lleno de forma permanentemente. Cuando el agua alcanza el nivel máximo el flotador eléctrico envía una señal a la bobina solenoide de nuevo y la válvula principal se cierra y sella por completo. La válvula se puede utilizar en el sistema con un montaje en posición horizontal o vertical.

Las válvulas de control hidráulico automático de la serie Armas 800 están diseñadas en un modelo de cuerpo tipo "Y" con el fin de mostrar la máxima resistencia a la cavitación bajo mínima pérdida de carga en grandes caudales. Las válvulas automáticas de control hidráulico de la serie 800 de Armas son de diafragma de accionamiento de doble cámara y de cerrado tipo disco. La válvula tiene una cámara doble de control estándar. Sin embargo, si se requiere, se puede utilizar como una sola válvula de control sin necesidad de utilizar una cámara de control adicional. Además, si es necesario, la válvula funciona fácilmente y de manera controlada incluso en flujos muy bajos por medio de un puerto adicional añadido al disco. Las válvulas que realicen diversas funciones se pueden obtener mediante la adición de diferentes equipos de control para el cuerpo de la válvula básica.

Su utilización tiene diferentes ventajas como:

- Debido a su funcionamiento accionado hidráulicamente, no necesita energización y actúa sin presencia de operarios.
- Al poseer un indicador de posición visual de la válvula en acero inoxidable, es posible revisar el correcto funcionamiento de la válvula en forma muy rápida.

- Gracias a las válvulas que aíslan el sistema piloto, se puede hacer mantención sin cortar el agua.
- Gracias al perfil del obturador, con forma de “V”, se logra una mejor regulación en bajos caudales.
- Al ser fabricada en fundición dúctil revestido en epoxi polvo, le confiere mayor resistencia, flexibilidad y duración al cuerpo de la válvula.
- Tiene una protección anticorrosiva, en epoxi polvo de 200 micrones, lo que evita los procesos corrosivos, alargando la vida útil de la válvula.

5.- Instalación de una válvula de retención en la conexión del depósito semienterrado con la red de distribución.



Figura 3.17. Válvula anti-retorno de bola EATHISA

El diseño de la válvula anti-retorno de bola, se caracteriza por no llevar ningún tipo de articulación, sino que tiene un movimiento completamente libre. Al no tener articulaciones, no se producen espacios muertos donde se acumulen y polimerizan impurezas.

Al no tener articulaciones ni elementos metálicos los arrastres sólidos y viscosidades no pueden atorarse ni adherirse.

Al momento del cierre, si la bola topa con algún impedimento, éste hará que la bola gire pasando de esta forma el sólido, cerrando sin dificultad en presencia de sólidos.

Un sellado estanco, debido a que éste se produce entre la bola con recubrimiento elastomérico y el asiento de metal.

La ventaja de este tipo de válvulas de retención con respecto a las de clapeta en estas es común que a causa del uso del soporte donde va el eje de la clapeta, se produzca un desgaste constante y una corta vida útil. Por otra parte, al estar normalmente fabricadas en fundición gris y no ser dúctiles se deterioran producto de los frecuentes golpes de la clapeta contra el cuerpo. En algunos casos la clapeta puede llegar incluso a quebrarse, alcanzando pedazos de ella a las aspas de la bomba y produciendo daños irreparables.

Así pues, con la utilización de este modelo de válvula se consigue:

- Que los posibles arrastres sólidos y viscosidades no pueden atorarse ni adherirse, al no tener articulaciones ni elementos metálicos.
- Si la bola topa con algún impedimento al momento del cierre, éste hará que la bola gire pasando de esta forma el sólido, cerrando sin dificultad en presencia de sólidos.
- Un sellado estanco, debido a que éste se produce entre la bola con recubrimiento elastomérico y el asiento de metal.

6.- Conexión del estanque regulación con la conexión existente de PVC C-6 y diámetro de 140 mm mediante una tubería de las mismas condiciones y una longitud aproximada de 25 m.

7.- Programación del funcionamiento de la bomba del sondaje N°3 de manera que se accione cuando el nivel del agua en el depósito de regulación alcance el valor de 2,1 m y se pare cuando el nivel del agua alcance un valor de 4,1 m, con el fin de disponer siempre de volumen de agua para regular la altura del depósito semienterrado que está controlada por una válvula modulante pre-existente.

Los controles de programación introducidos al programa EPANET para conseguir este diseño son:

<b>RULE 1</b>						
IF	TANK	257	LEVEL	ABOVE	4.1	
THEN	PUMP	37	STATUS	IS	CLOSED	

<b>RULE 2</b>						
IF	TANK	257	LEVEL	BELOW	2.1	
THEN	PUMP	37	STATUS	IS	OPEN	

Siendo TANK 257 la identificación en EPANET del depósito proyectado y PUMP 37, el grupo motor-bomba del sondaje N°3 también proyectado.

### 3.3.4. RESULTADOS DE MODELACIÓN OBTENIDOS EN EPANET

El diseño propuesto en la alternativa y modulado en EPANET cumple con los objetivos principales en el sistema de APR; satisfacción en la demanda durante todo el período extendido de 24 horas que simulan un día completo y presiones óptimas en todos los nudos que componen la red de distribución.

A continuación se muestran las gráficas de variación, durante régimen extendido de 48 horas, de diferentes elementos hidráulicos de la red, generadas por el programa EPANET al correr el sistema de APR de Cholqui-Manantiales modulado de acuerdo al diseño de la segunda alternativa:



Figura 3.18. Caudal de salida del depósito semienterrado (A2)

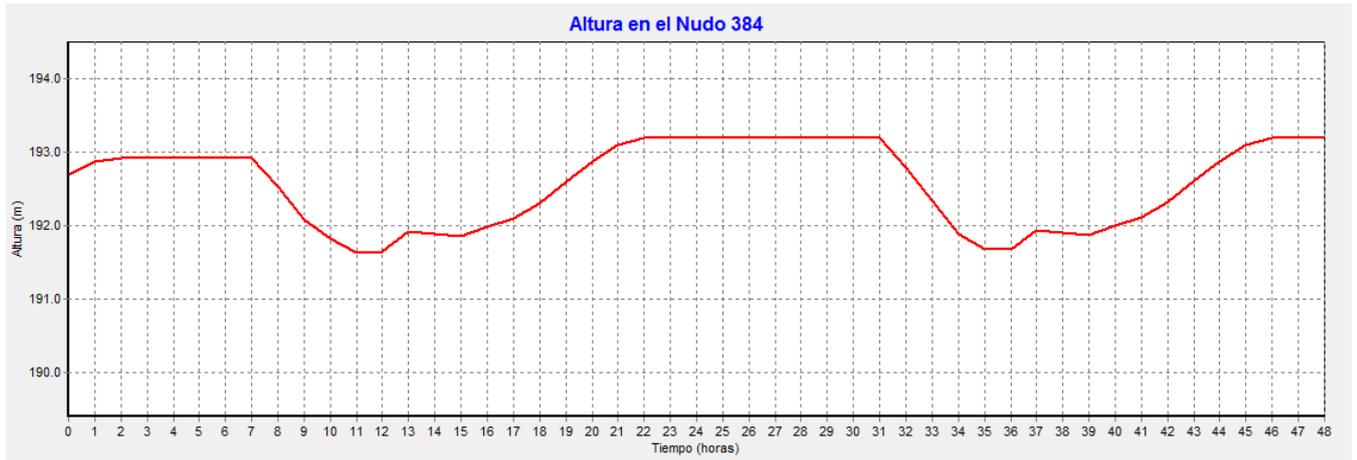


Figura 3.19. Altura del agua en el depósito semienterrado (A2)

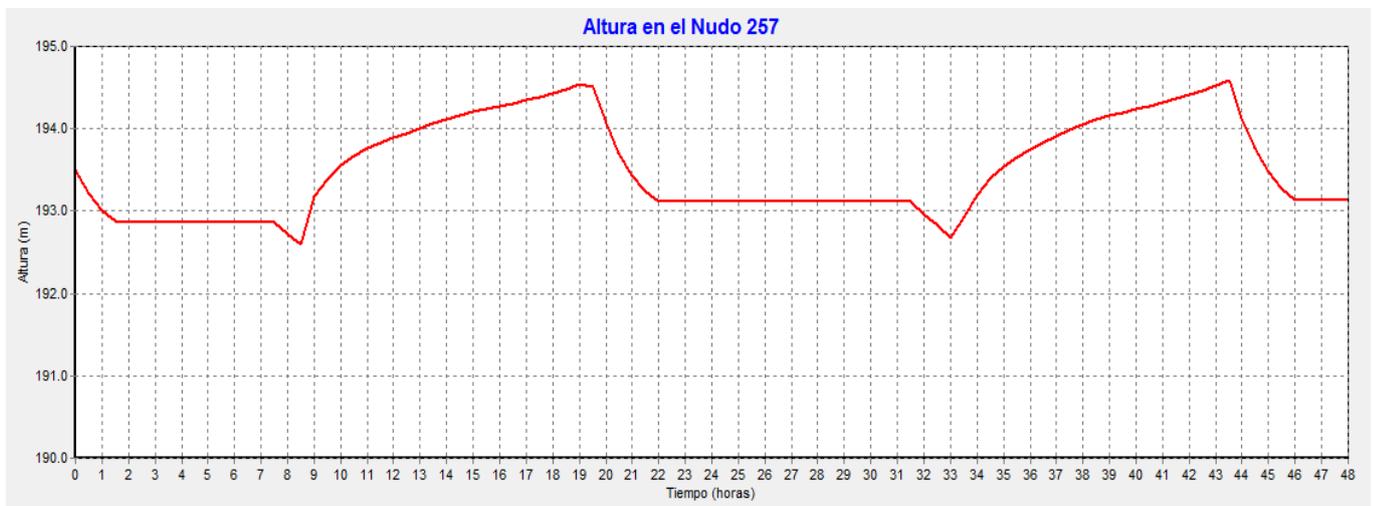


Figura 3.20. Altura del agua en el depósito de regulación proyectado de 30 m<sup>3</sup> (A2)

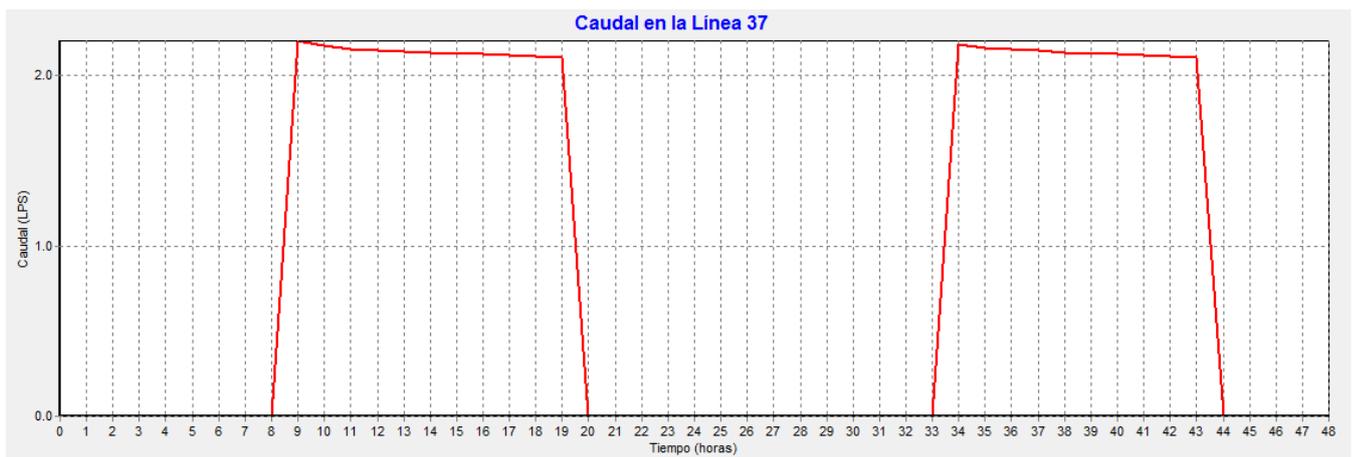


Figura 3.21. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A2)



Figura 3.22. Caudal de salida del depósito elevado de  $100\text{ m}^3$  (A2)

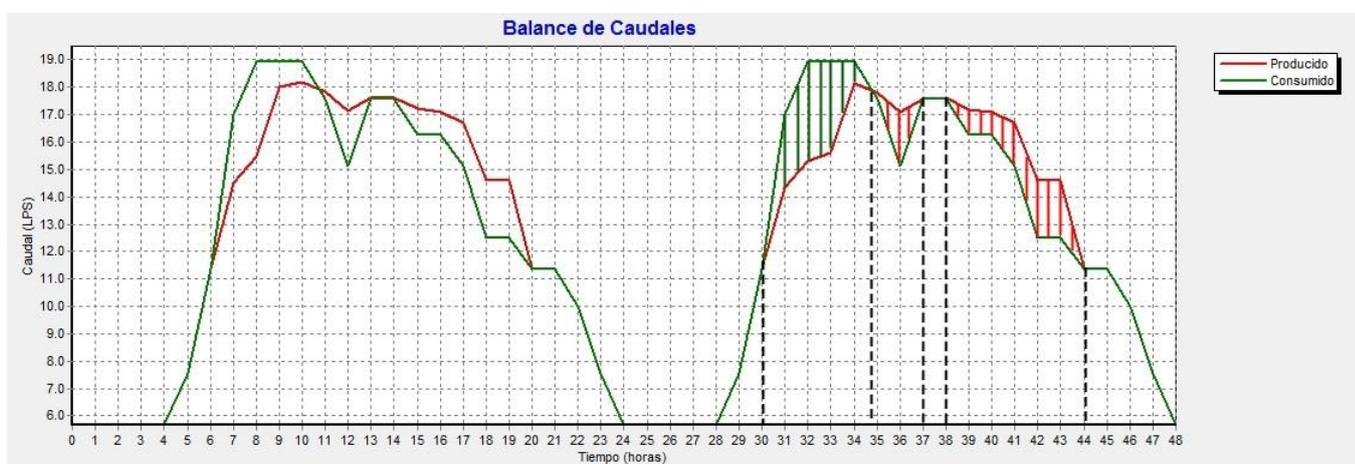


Figura 3.23. Balance de caudales del diseño modulado (A2)

Se ha estimado conveniente reflejar las gráficas en un período extendido de dos días ya que el modelo parte desde las 00:00 AM con unas condiciones en el nivel de los depósitos que pueden no ser exactamente las mismas al día siguiente a esa misma hora y que afecta a las horas de bombeo del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 que puede no ajustarse a la realidad diaria. De esta manera, con el régimen extendido a 48 horas se consigue ver cuál será el comportamiento de los distintos elementos hidráulicos de la red perfectamente, durante cada día, siempre que la demanda se ajuste a la impuesta en el programa EPANET para este modelo.

Las condiciones en las que arranca el modelo de la simulación son: un nivel inicial de agua en el depósito semienterrado de 3,3 m y de 3 m en el depósito de regulación proyectado. La bomba comienza con un estado inicial cerrado.

Gracias a la válvula anti retorno proyectada en la conexión del depósito semienterrado con la red de distribución, este no actúa en ningún momento como estanque de cola. De esta manera, hasta que no comienza a hacerse significativa la demanda de agua potable el agua no comienza a salir del depósito.

El nivel de agua en el depósito semienterrado que se consigue con esta alternativa de diseño es un poco inferior a la obtenida en la alternativa N°1; hecho que influirá en las presiones de los nudos del sistema de APR. El nivel del agua en este caso se mantendrá entre valores mínimos

de 191,7 msnm y máximos de 193,2 msnm, lo cual supone que el nivel del estanque semienterrado no bajará de 2,3 m.

El estanque semienterrado se conecta al regulador por medio de una conducción que permite que el agua fluya gravitacionalmente a través de esta y facilita el trabajo de la válvula modulante antes mencionada.

El grupo motor-bomba proyectado en el sondaje N°3 se accionará cuando el depósito de regulación de  $30\text{ m}^3$  llegue a su nivel mínimo (192,6 msnm) a las 8:00 AM y se parará cuando alcance su nivel máximo (194,9 msnm) a las 7:00 PM. De esta manera se reduce el caudal producido por el estanque elevado existente, ya que no llena al depósito semienterrado por su conexión de salida a la red. Por otro lado, con este diseño, la impulsión proyectada del sondaje N°3 trabaja una hora más con respecto a la opción anterior.

A partir de ahí, el patrón se repite cada día. El caudal generado por el sistema es mayor que el caudal consumido durante un total de casi 9 horas, mientras que durante 5 horas el sistema consume más caudal que el que genera en el momento, como se puede apreciar fácilmente en la gráfica N°6.23 de balance de caudales.

El balance de caudales obtenido con este diseño del sistema de APR de Cholqui es un poco más irregular que el obtenido en el diseño anterior, aunque las horas totales en que se consume más caudal que el producido se reducen bastante en esta alternativa.

### **3.4. ALTERNATIVA N°3**

#### **3.4.1. DESCRIPCIÓN**

Esta tercera y última alternativa propuesta se podría definir como una combinación de las ideas de diseño sugeridas en las dos alternativas anteriores. Es decir, en esta solución se recoge la idea de aprovechar el caudal de entrada al depósito semienterrado, cuando la demanda de agua potable desciende y actúa como estanque de cola, sugerida en la primera alternativa y además se propone la construcción del depósito de regulación de  $30\text{ m}^3$  de capacidad y elevado a 21 metros del nivel del suelo, como se planteó en la segunda alternativa.

La instalación y disposición de todos los elementos de la red será igual a la segunda alternativa, con la diferencia de que se no se instalará una válvula de retención en la conexión de salida del depósito semienterrado con la red de distribución para que así el estanque se llene por cola. Por otro lado, se propone la instalación de una válvula de control gradual en la tubería de conexión entre el estanque regulador elevado y el depósito semienterrado, con la finalidad de cerrar la conducción y parar la bomba durante las horas de menor consumo en las que la demanda energética del sistema desciende.

La finalidad de este diseño es la de conseguir una aún mejor y más duradera explotación del sistema y de los recursos disponibles. Gracias a la construcción del depósito elevado de  $30\text{ m}^3$  de capacidad se conseguirá que el grupo motor-bomba del sondaje N°3 trabaje, ya que únicamente se accionará las horas al día necesarias para llenar el depósito de regulación. Con esta solución también se aprovecha la infraestructura existente como es la conexión al depósito semienterrado; esta tubería que lo conectaba antes con el sondaje N°2 se conectará al

depósito regulador y de ahí el agua será conducida por gravedad hasta el estanque semienterrado.

#### 3.4.2. CROQUIS

A continuación se muestra un croquis de la Alternativa N°3 realizado en Autocad con el fin de comprender mejor todo lo anteriormente descrito con un apoyo visual que resume como están conectados y dispuestos todos los elementos que componen el sistema de APR de Cholqui-Manantiales en esta posible alternativa de solución.

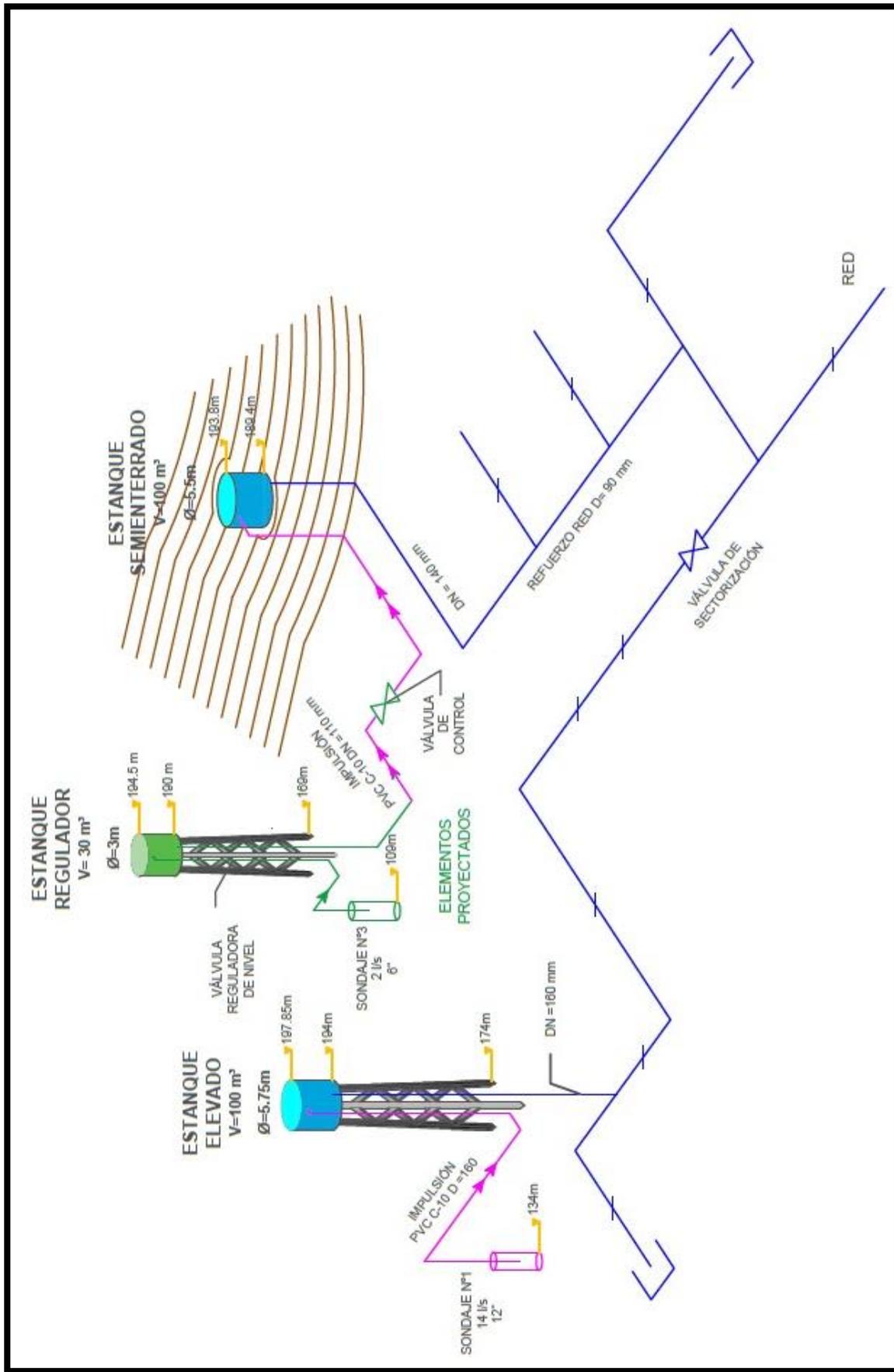


Figura 3.24. Croquis descriptivo de la tercera alternativa

### 3.4.3. DESARROLLO DE LOS TRABAJOS A REALIZAR

1.- Instalación de un sondaje (SONDAJE N°3) de 60 metros de profundidad, entubado en acero de diámetro 6", con cribas de acero inoxidable ubicado en el mismo recinto del actual sondaje N°2, ubicado en los terrenos de la oficina del comité de APR, a unos 20 metros de distancia de este. El sondaje N°3 se instalará mediante un equipo motobomba capaz de impulsar el caudal de explotación estimado para el pozo de 2,1 l/s. Instalación de un nuevo tablero eléctrico y equipo clorador para las nuevas condiciones de bombeo.

La bomba proyectada será la misma que la descrita en la alternativa anterior: La electrobomba sumergida marca Pedrollo modelo 6SR12/11 – PD.

2.- Construcción de un nuevo depósito de fibra elevado de 30 m<sup>3</sup> de capacidad y 21 metros de elevación, cuyo emplazamiento se situaría a escasos metros del sondaje N°3.

La cota de radier del estanque metálico proyectado que estará elevado a una altura de 21 m presentará una diferencia de un metro aproximadamente con respecto a la cota de radier del estanque semienterrado de 100 m<sup>3</sup>.

Las medidas del depósito son de 3 metros de diámetro y 4,4 m de altura y las características de este son las ya descritas en la alternativa N°2. Se ha seleccionado el modelo DVA-300/DN-80 por ser el conveniente para nuestras necesidades actuales.

3.- Conexión del Sondaje N°3 con el estanque regulación con el depósito semienterrado mediante una tubería de PVC C-10 y diámetro nominal de 90 mm. E instalación de una válvula de globo de control hidráulico pilotado S300, marca DOROT de la gama de productos EATHISA, descrita anteriormente.

4.- Instalación de una válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico para el control de la altura de agua en el depósito de regulación.

La válvula seleccionada es la misma que se describió en la alternativa anterior. Es una válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico EATHISA de la serie "FLEL" de ARMAS. Su funcionamiento se base en que el flotador eléctrico envía una señal a la bobina solenoide de la válvula principal cuando el nivel de agua disminuye por debajo de los niveles fijados. La válvula principal se abre y se asegura de que el tanque o depósito este lleno de forma permanentemente. Cuando el agua alcanza el nivel máximo el flotador eléctrico envía una señal a la bobina solenoide de nuevo y la válvula principal se cierra y sella por completo.

5.- Conexión del estanque regulación con la conexión existente de PVC C-6 y diámetro de 140 mm mediante una tubería de las mismas condiciones y una longitud aproximada de 25 m.

6.- Programación del funcionamiento de la bomba del sondaje N°3 de manera que se accione cuando el nivel del agua en el depósito de regulación alcance el valor de 2,1 m y se pare cuando el nivel del agua alcance un valor de 4,4 m, con el fin de disponer siempre de volumen de agua para regular la altura del depósito semienterrado que está controlada por una válvula modulante pre-existente.

Los controles de programación introducidos al programa EPANET para conseguir este diseño son:

```

RULE 1
IF TANK 257 LEVEL ABOVE 4.4
THEN PUMP 37 STATUS IS CLOSED

RULE 2
IF TANK 257 LEVEL BELOW 2.1
THEN PUMP 37 STATUS IS OPEN
    
```

Siendo TANK 257 la identificación en EPANET del depósito proyectado y PUMP 37, el grupo motor-bomba del sondaje N°3 también proyectado.

Además de lo anterior, se programa la válvula de control proyectada en la conexión entre estanque regulador y el semienterrado para que esta se cierre a las 17:00 y se abra de nuevo a las 7:00 AM del día siguiente.

```

LINK 395 OPEN AT CLOCKTIME 7 AM
LINK 395 CLOSED AT CLOCKTIME 5 PM
    
```

Siendo LINK 395, la tubería en la que se instalará la válvula de control gradual.

#### 3.4.4. RESULTADOS DE MODELACIÓN OBTENIDOS EN EPANET

El diseño propuesto en esta última alternativa y modulado en EPANET cumple con los objetivos principales en el sistema de APR; satisfacción en la demanda durante todo el período extendido de 24 horas que simulan un día completo y presiones óptimas en todos los nudos que componen la red de distribución.

A continuación se muestran las gráficas de variación, durante régimen extendido de 48 horas, de diferentes elementos hidráulicos de la red, generadas por el programa EPANET al correr el sistema de APR de Cholqui-Manantiales modulado de acuerdo al diseño de la tercera alternativa:

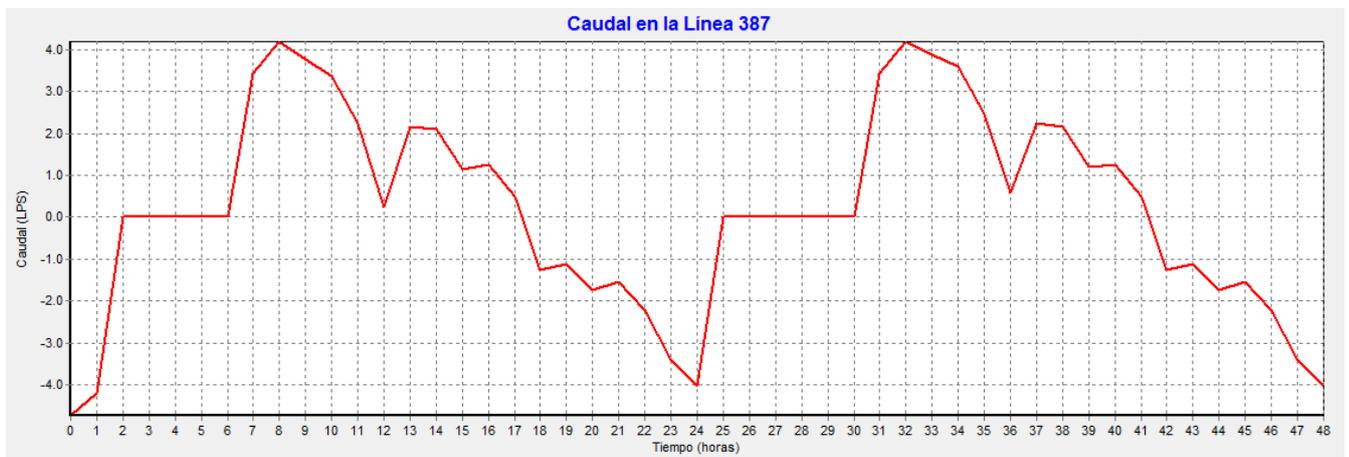


Figura 3.25. Caudal de entrada-salida del depósito semienterrado (A3)

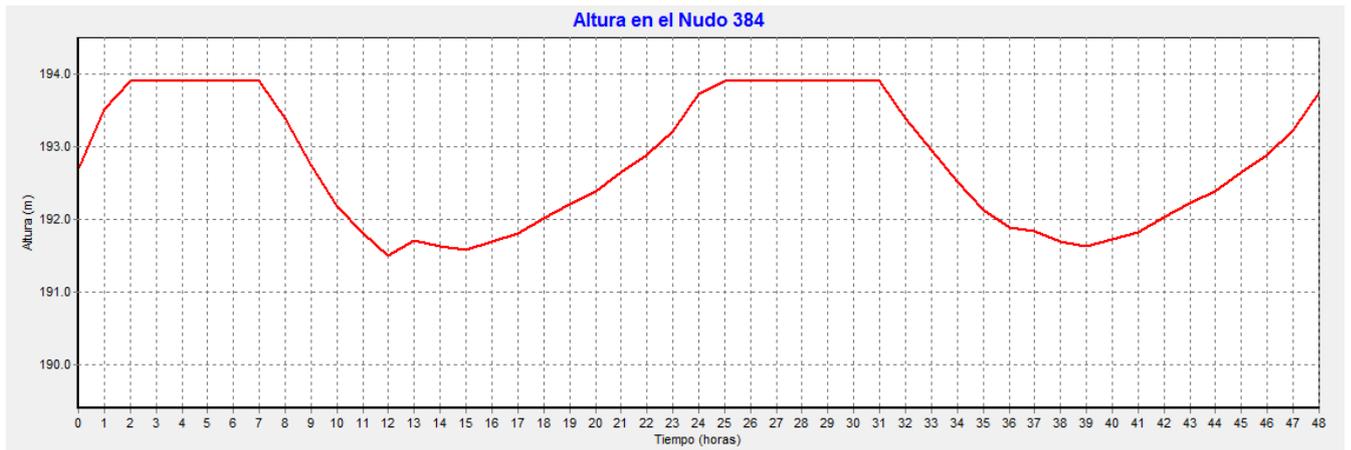


Figura 3.26. Altura del agua en el depósito semienterrado (A3)

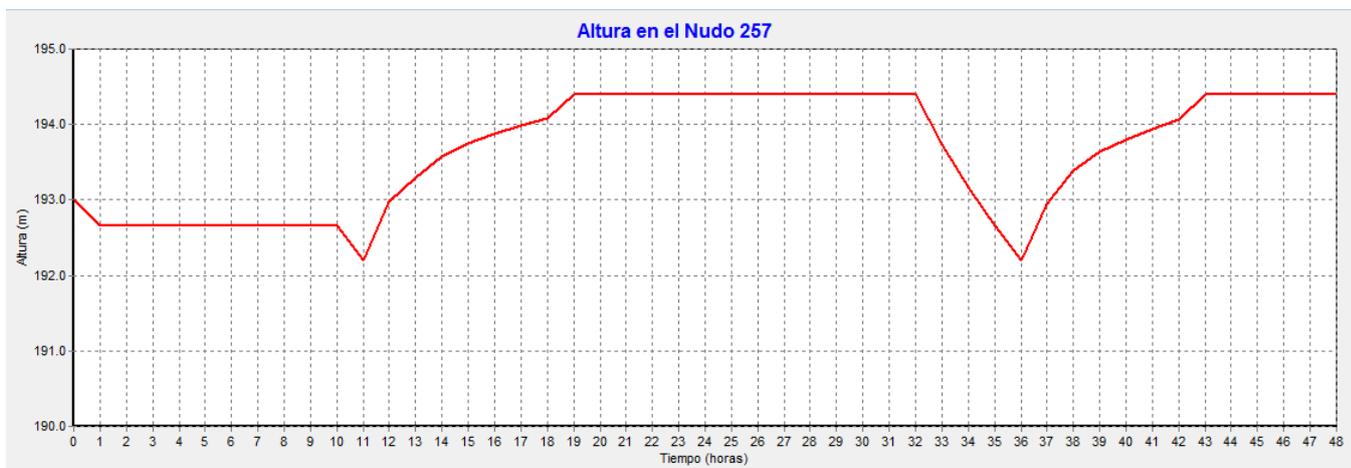


Figura 3.27. Altura del agua en el depósito de regulación proyectado de  $30 \text{ m}^3$  (A3)

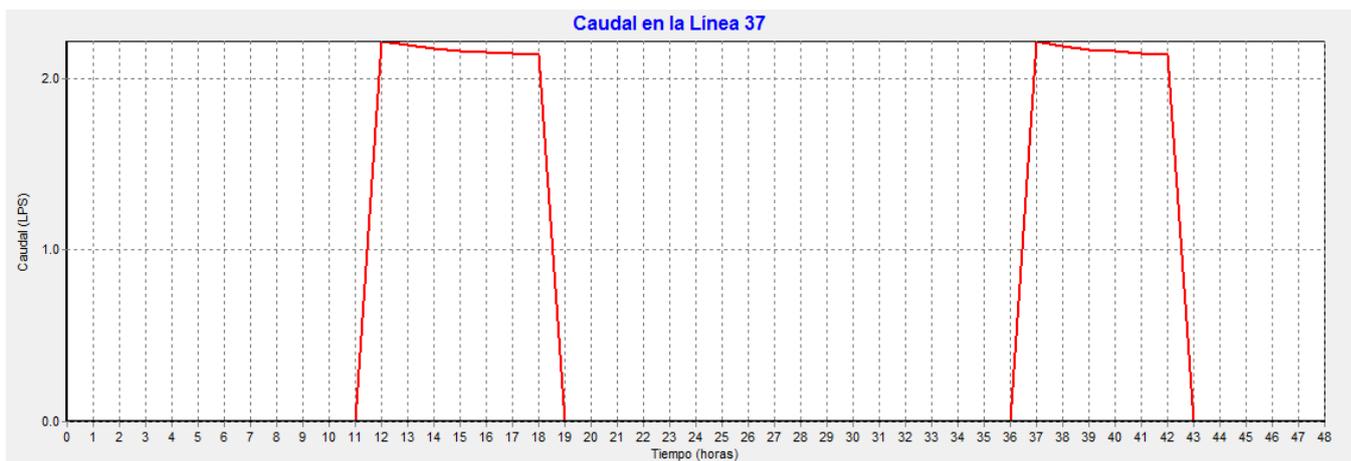


Figura 3.28. Caudal de impulsión del grupo motor-bomba del sondaje proyectado N°3 (A3)



Figura 3.29. Caudal de salida del depósito elevado de  $100 \text{ m}^3$  (A3)

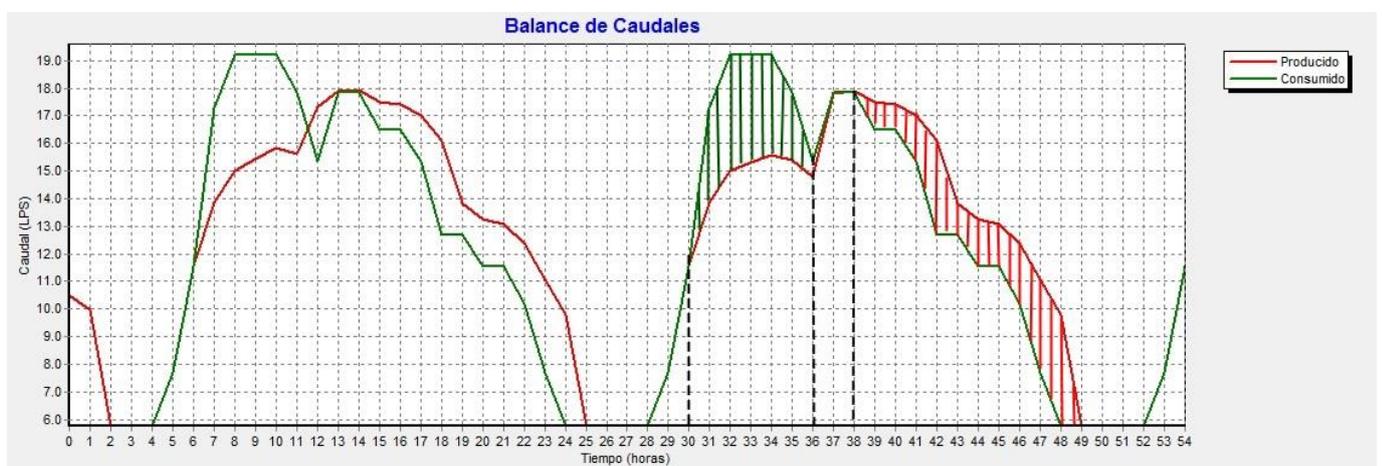


Figura 3.30. Balance de caudales del diseño modulado (A3)

Se ha estimado conveniente reflejar las gráficas en un período extendido de dos días ya que el modelo parte desde las 00:00 AM con unas condiciones en el nivel de los depósitos que pueden no ser exactamente las mismas al día siguiente a esa misma hora. De esta manera, con el régimen extendido a 48 horas se consigue ver cuál será el comportamiento de los distintos elementos hidráulicos de la red perfectamente, durante cada día, siempre que la demanda se ajuste a la impuesta en el programa EPANET para este modelo.

Las condiciones previas con las que arranca el modelo de la simulación son: un nivel inicial de agua en el depósito semienterrado de 3,3 m y de 3 m en el depósito de regulación proyectado. La bomba comienza con un estado inicial cerrado.

El depósito semienterrado empieza llenándose por cola hasta alcanzar el máximo nivel (193.8 msnm) a las 2:00 AM, en ese momento el caudal de salida del otro depósito elevado existente para y el estanque semienterrado mantiene su nivel, hasta que la demanda de agua potable comienza a aumentar de las 7:00 AM, momento en el que se abre la válvula de control que irá instalada en la conexión entre el depósito semienterrado y el regulador proyectado, con el fin de permitir que el agua almacenada en el estanque regulador fluya por gravedad hasta llegar al semienterrado. Entre las 9:00 AM y las 10:00 AM el nivel del agua del depósito semienterrado

desciende de 192,5 msnm y comienza a llenarse; el agua comienza a entrar desde el depósito regulador proyectado.

A las 11:00 AM el nivel de agua en el depósito proyectado alcanza su mínimo (192,1 msnm) y se acciona la impulsión del sondaje N°3, que estará en funcionamiento hasta las 7:00 PM, momento en el que el nivel del agua llega a su máximo (194,4 msnm). De esta manera, el depósito semienterrado será capaz de alimentar a la red durante las horas de más consumo, y reducir las horas de trabajo de la impulsión con respecto a las alternativas anteriores.

El nivel del agua en el estanque semienterrado variará, con este diseño, entre 191,6 msnm y el nivel máximo (193,8 msnm); no bajando nunca de 2,2 msnm.

Llegadas las 5:00 PM la válvula de control se cierra y el depósito semienterrado comienza a llenarse por cola hasta alcanzar de nuevo su nivel máximo (194,6 msnm).

A partir de ahí, el patrón se repite cada día.

El balance obtenido en esta alternativa de diseño marca cierta diferencia con respecto a los balances obtenidos en las alternativas N°1 y N°2, ya que en la gráfica N°6.31 se aprecian mayores diferencias entre los caudales consumidos y los caudales, también está más definido; en el período de máximo consumo de agua potable, el caudal consumido es mayor al producido durante 6 horas, y durante 11 horas el caudal producido es mayor al consumido.

## 4. ELECCIÓN DE LA SOLUCIÓN MÁS CONVENIENTE

### 4.1. CRITERIOS DE SELECCIÓN

#### 4.1.1. PRESIONES EN LA RED

Con este criterio se busca analizar cuál es la alternativa de diseño que consigue las presiones más altas en todos los nudos de la red y más continuas a lo largo de todo el período de 24 horas.

Para ello se han estudiado las presiones y sus variaciones, en tres nudos determinados de la red durante el período extendido para cada una de las alternativas. Cada punto tiene un factor de demanda diferente y se sitúa en sitios opuestos dentro de la red.

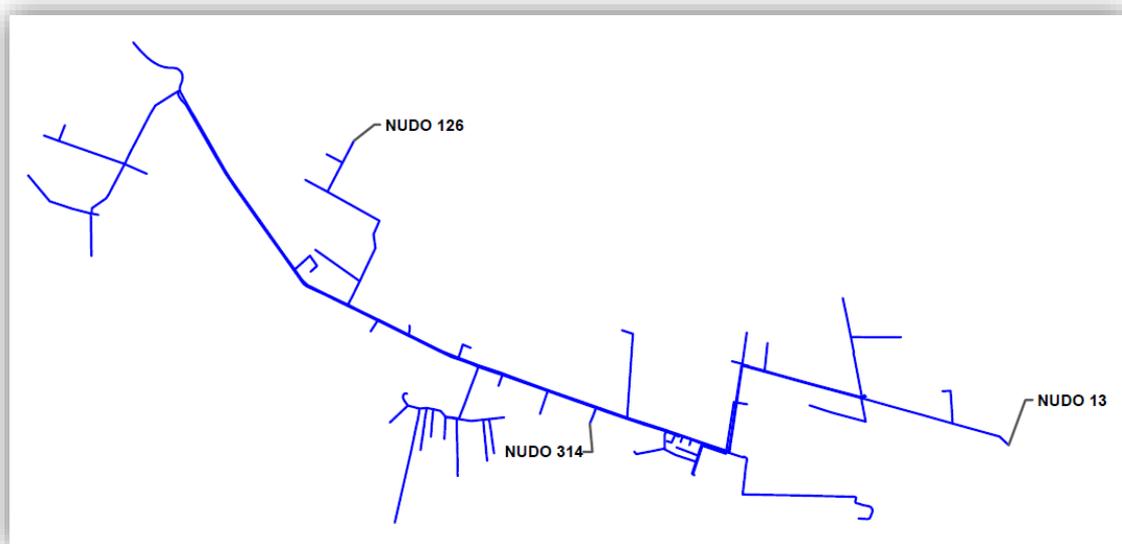


Figura 4.1. Esquema de localización de los nudos escogidos

A continuación se plasman los resultados obtenidos en cada nudo para las tres alternativas:

#### - **Nudo 13**

Tabla N°12. Variación de presiones del nudo 13 en las distintas alternativas

TIEMPO (H)	PRESIÓN A1	PRESIÓN A2	PRESIÓN A3
0:00	20,35	20,42	20,35
1:00	20,36	20,42	20,35
2:00	20,42	20,42	20,36
3:00	20,42	20,42	20,42
4:00	20,42	20,42	20,42
5:00	20,36	20,36	20,36
6:00	20,21	20,21	20,21
7:00	19,99	19,95	19,99
8:00	19,89	19,85	19,89
9:00	19,88	19,85	19,87
10:00	19,88	19,84	19,86

11:00	19,94	19,9	19,92
12:00	20,04	20,01	20,02
13:00	19,99	19,9	19,91
14:00	19,99	19,9	19,9
15:00	20,04	19,96	19,96
16:00	19,99	19,96	19,96
17:00	20,04	20,01	20,01
18:00	20,13	20,16	20,12
19:00	20,14	20,16	20,12
20:00	20,18	20,21	20,17
21:00	20,18	20,21	20,18
22:00	20,23	20,27	20,23
23:00	20,31	20,36	20,31
0:00	20,36	20,42	20,37

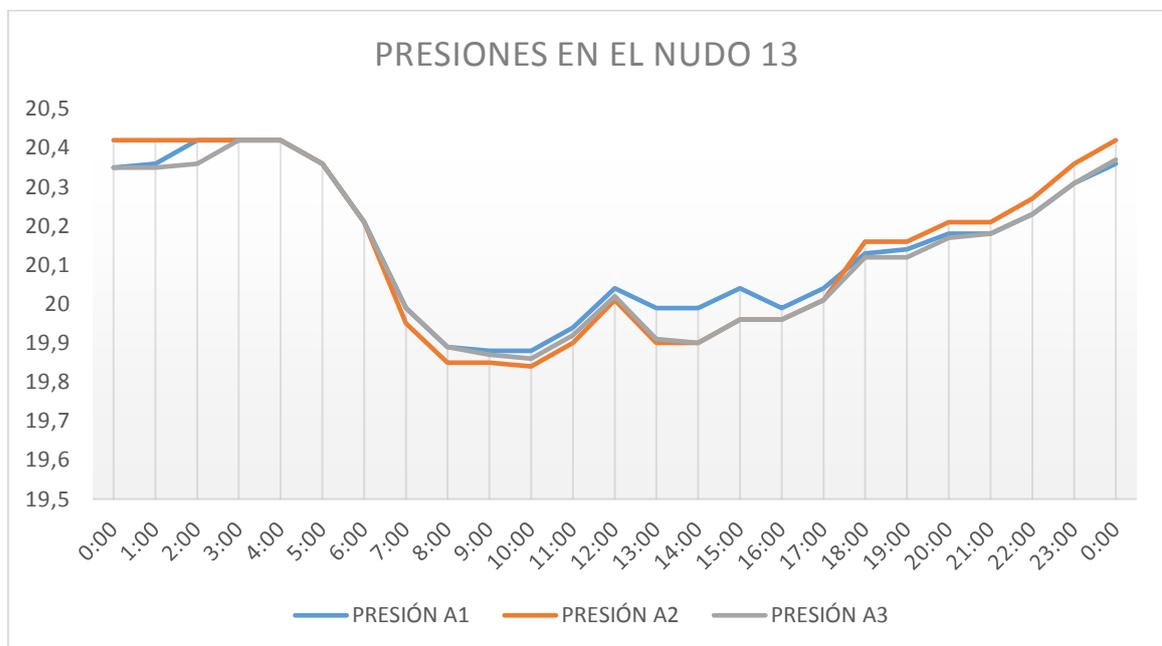


Figura 4.2. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 13 para cada alternativa

Como se puede observar en el gráfico, las presiones en el nudo 13 que arroja el modelo de la alternativa A2 son las más dispares, es decir, las que más varían entre las horas de mayor consumo y las de menos. Por otro lado, la alternativa A3 se mantiene más estable durante las 24 horas. Sin embargo, el diseño de la alternativa A1 proporciona unas presiones en el nudo 13 aún más estabilizadas y a su vez, un poco más elevadas que en el alternativa A3.

- **Nudo 126**

Tabla N°13. Variación de presiones del nudo 126 en las distintas alternativas

TIEMPO (H)	PRESIÓN A1	PRESIÓN A2	PRESIÓN A3
0:00	42,44	45,6	42,44
1:00	43,02	45,6	42,84

2:00	45,6	45,6	43,21
3:00	45,6	45,6	45,6
4:00	45,6	45,6	45,6
5:00	43,92	43,92	43,92
6:00	39,37	39,35	39,37
7:00	33,62	32,25	33,62
8:00	30,96	29,61	30,77
9:00	30,69	29,24	30,33
10:00	30,45	29	29,91
11:00	31,95	30,41	31,2
12:00	34,66	33,26	33,63
13:00	31,91	30,49	30,97
14:00	31,8	31,99	30,72
15:00	33,28	32,14	32,09
16:00	33,29	33,4	32,09
17:00	34,53	37,68	33,23
18:00	36,84	37,68	36,03
19:00	36,95	39	36,39
20:00	38,06	35	37,77
21:00	38,22	39,35	38,13
22:00	39,49	41,12	39,56
23:00	41,64	43,92	41,77
0:00	43,24	45,6	43,35

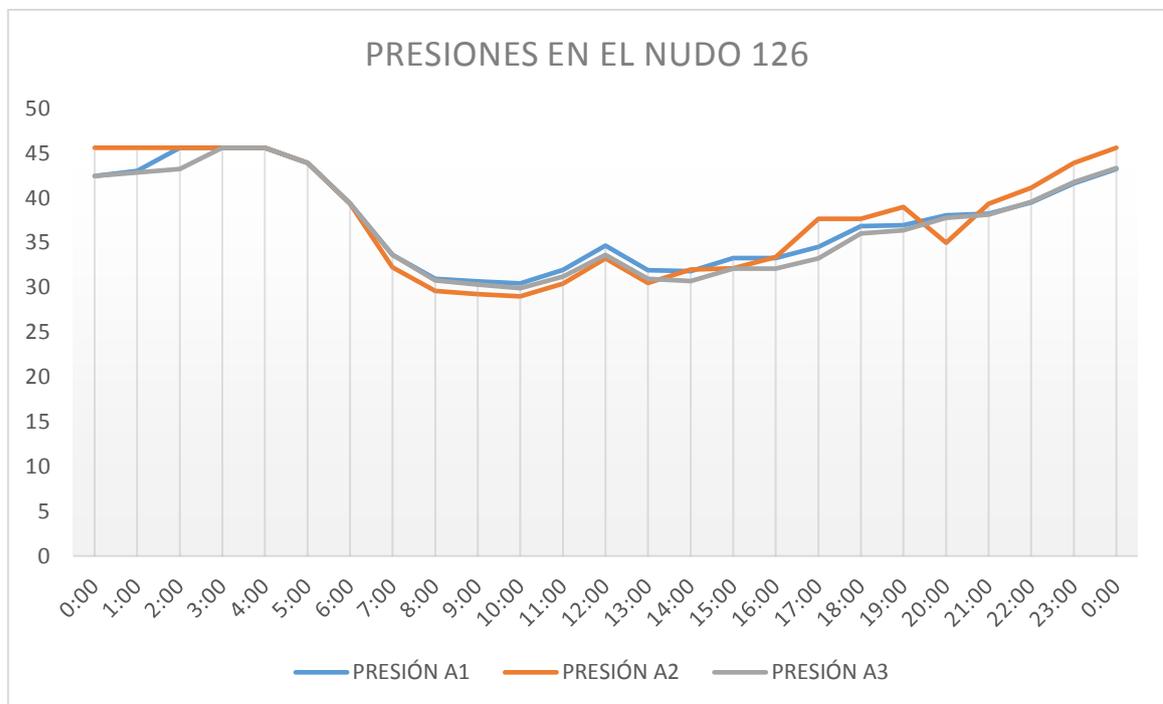


Figura 4.3. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 126 para cada alternativa

La realidad que se observa en la gráfica correspondiente al nudo 126 es bastante similar a la reflejada en el nudo 13. En este caso, las alternativas A1 y A3 disponen una variación de presiones en el nudo muy similares, casi iguales. Pero, al igual que en el caso anterior, la alternativa A1 arroja presiones un poco más altas al nudo.

- **Nudo 314**

Tabla N°14. Variación de presiones del nudo 314 en las distintas alternativas

TIEMPO (H)	PRESIÓN A1	PRESIÓN A2	PRESIÓN A3
0:00	26,32	29,49	26,32
1:00	26,89	29,5	26,72
2:00	29,49	29,51	27,09
3:00	29,49	29,52	29,49
4:00	29,49	29,53	28,43
5:00	28,43	28,43	25,58
6:00	25,58	25,55	23,42
7:00	23,42	22,05	22,04
8:00	22,23	20,88	21,6
9:00	21,96	20,51	21,17
10:00	21,72	20,26	21,43
11:00	22,18	20,64	22,1
12:00	23,13	21,72	21,2
13:00	22,14	20,7	21,2
14:00	22,03	20,69	20,95
15:00	22,53	21,22	21,33
16:00	22,54	21,37	21,27
17:00	23	21,86	21,69
18:00	23,66	24,5	22,85
19:00	23,77	24,5	23,21
20:00	24,46	25,55	23,97
21:00	24,42	25,55	24,33
22:00	25,04	26,67	25,1
23:00	26,14	28,43	26,28
0:00	27,12	29,49	27,23

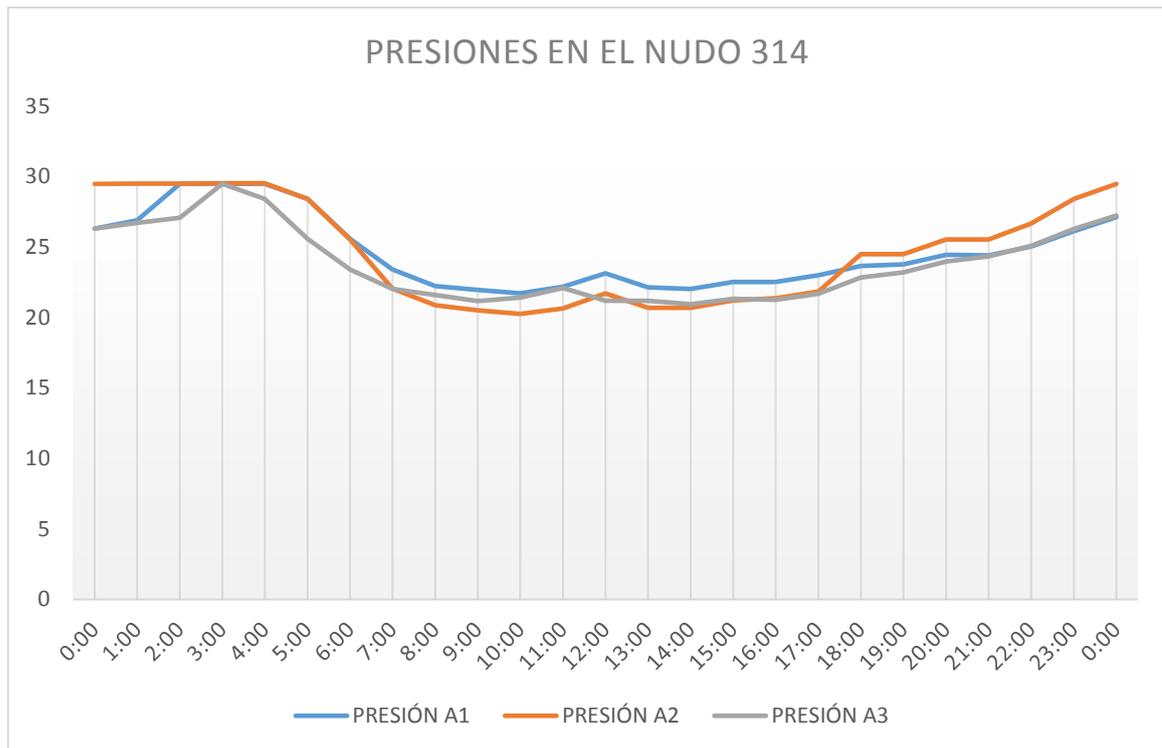


Figura 4.4. Gráfica de las variaciones de las presiones en el nudo 314 para cada alternativa

Por último, en el nudo 314, se aprecia aún con más claridad lo anteriormente comentado. El diseño de la alternativa A1 plasma una mayor estabilidad de presiones con respecto a la alternativa A2, y por otro lado, de presiones más elevadas con respecto a la alternativa A3.

Así pues, según los criterios desarrollados en este punto con respecto a las presiones en los nudos de la red, se podría considerar la alternativa A1 como la que mejor resultados obtiene, seguida de la alternativa A3 y en último lugar, la alternativa A2.

#### 4.1.2. TRABAJO DE LOS GRUPOS MOTOR-BOMBA

El objetivo de este criterio es el de considerar las horas de trabajo diario que tendrá el grupo motor-bomba proyectado para la impulsión del agua desde el nuevo sondaje (Sondaje N°3).

Es un punto importante a tener en cuenta ya que las horas de funcionamiento influirán directamente en la explotación del sistema de APR, su durabilidad y por supuesto en el coste económico que tendrá el consumo eléctrico.

A continuación se presentan las gráficas de funcionamiento de la nueva impulsión durante un período extendido de 48 horas:

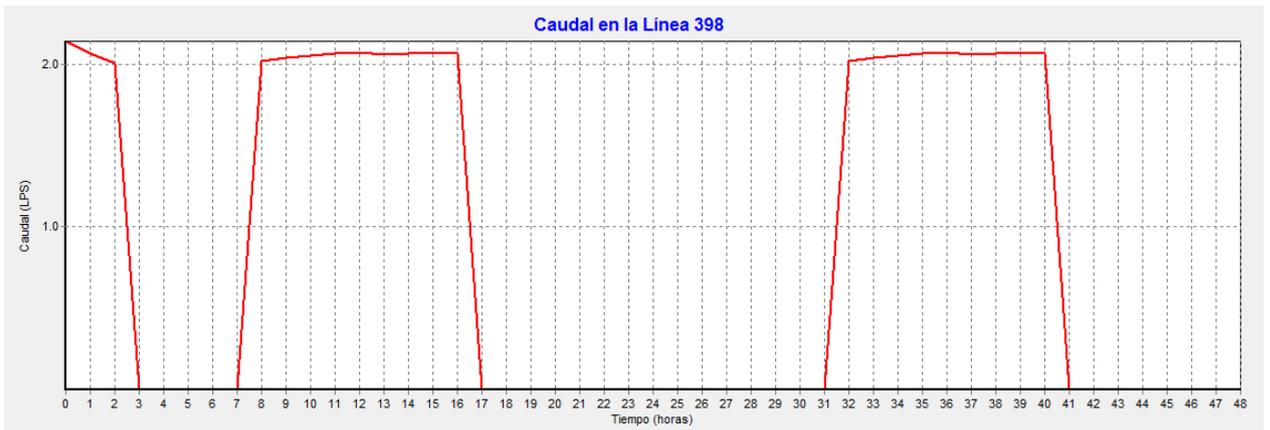


Figura 4.5. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A1)

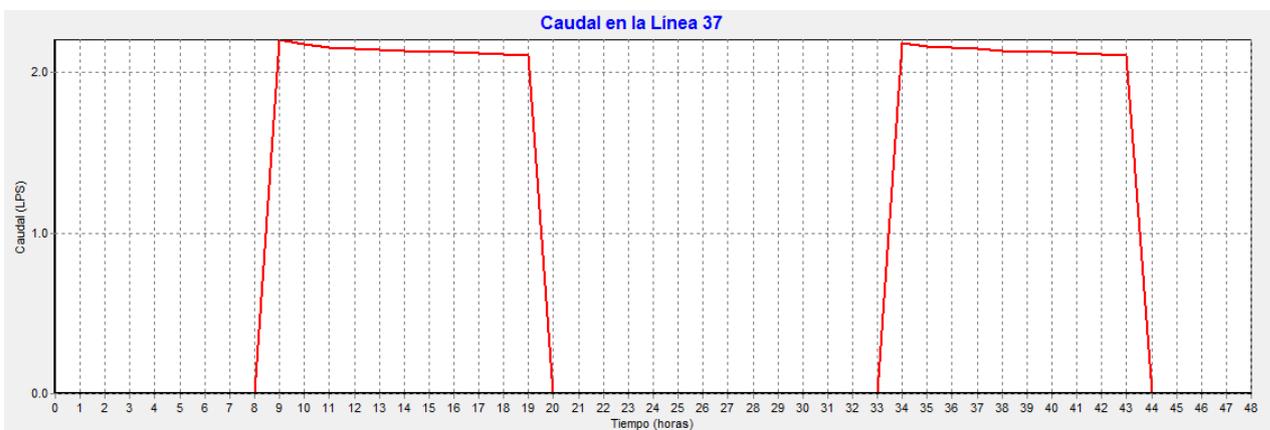


Figura 4.6. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A2)

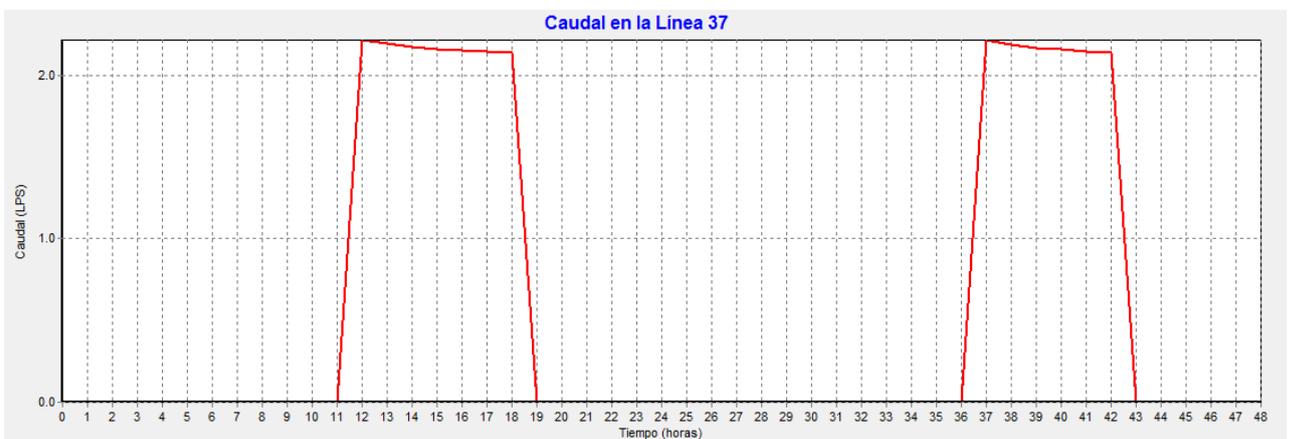


Figura 4.7. Gráfica del caudal de impulsión del sondaje N°3 (A3)

En la primera alternativa de diseño propuesta el grupo motor-bomba se acciona durante un total de 10 horas diarias. La siguiente gráfica refleja el funcionamiento del grupo durante 11 horas diarias. Y por último, la tercera alternativa reduce las horas de impulsión del sondaje a 7 horas diarias.

La alternativa más favorable a este criterio es la que exija menos horas de trabajo al grupo motor-bomba, según lo comentado anteriormente, ya que será la que mejor explotación aporte al sistema y menor coste económico diario suponga.

La alternativa más conveniente entonces será la A3, seguida por la alternativa A2 y por último, la alternativa A1. Ya que aunque existe poca diferencia entre las horas de impulsión entre la alternativa A2 y la A1, con la segunda solución se consigue reducir también las horas de bombeo del depósito elevado existente.

#### 4.1.3. APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS EXISTENTES

Es importante tener en cuenta, a la hora de valorar las distintas alternativas, que se utiliza la infraestructura existente en el sistema de APR para el diseño y planteamiento de las soluciones. Es esencial aprovechar el equipamiento existente, ya que ello supondrá un ahorro económico en la inversión inicial; tanto en materiales, como en mano de obra, duración de los trabajos a desarrollar etc. E implicará una menor transformación del medio natural.

Al estudiar las distintas alternativas, rápidamente se identifica a la alternativa A1 como la que más aprovecha para su diseño la infraestructura existente, ya que utiliza casi en su totalidad la tubería existente entre el depósito semienterrado y el sondaje N°2 en desuso.

Por otro lado, las alternativas A2 y A3 emplean en su diseño buena parte también de esta conexión entre el depósito semienterrado y el antiguo sondaje, pero con menor aprovechamiento. En concreto, la alternativa A2 no termina de aprovechar toda la capacidad de almacenamiento del depósito semienterrado, por lo que será la solución menos favorable según este criterio en concreto.

#### 4.1.4. DURABILIDAD

Para la evaluación de este criterio es importante tener en cuenta distintos aspectos de las soluciones de diseño que se han planteado; como las horas de explotación del sondaje, el volumen de almacenamiento, el caudal de producción y las presiones en la red.

Todas estas variables influyen en la duración de la vida útil del sistema de APR y basándonos en ellas para analizar las alternativas, se estima que la alternativa de diseño A3 sería que la proporciona un período de utilización del sistema más largo, ya que aumenta la capacidad de almacenamiento y regulación del sistema y consigue un menor período de trabajo para la impulsión, lo cual beneficiará al mantenimiento del grupo-motor bomba y del nivel freático en el pozo.

Seguida de esta alternativa, la solución A2 se identifica como el segundo diseño que aporta mayor vida útil al sistema, y por último, la alternativa A1 queda en tercer lugar ya que no aumenta el volumen de regulación del sistema y conlleva una utilización de la impulsión durante 11 horas diarias.

### 4.2. MATRIZ DE SELECCIÓN

Una matriz de selección, también conocida como una matriz de priorización, es una técnica de clasificación jerárquica para evaluar proyectos potenciales, problemas, alternativas o soluciones propuestas basadas en un criterio específico o dimensiones de calidad.

La matriz generada lista los criterios expuestos debajo de la columna izquierda y las alternativas disponibles en la columna a la derecha.

Para completar la matriz, se han acordado los criterios a utilizar o los puntos ideales que satisfacen el criterio.

Una vez se valoran las distintas alternativas según cada criterio, se colocan los puntajes valorados en una escala del 1 al 3, debajo de las columnas de cada alternativa; siendo 3 el más favorable y 1 el menos favorable según el criterio. En la matriz mostrada aquí se da puntaje a las tres alternativas propuestas según los criterios de análisis.

Cuando todos los puntajes están completos para cada alternativa, se computa una cuenta global sumando las valoraciones individuales de las alternativas abajo las columnas. Luego de que la cuenta global se computa para cada alternativa, se selecciona la opción más conveniente.

Tabla Nº15. Matriz de selección de alternativas

<b>MATRIZ DE SELECCIÓN</b>			
CRITERIO DE SELECCIÓN	Alternativas		
	Solución propuesta Nº1	Solución propuesta Nº2	Solución propuesta Nº3
A. Presiones en la red	3	1	2
B. Horas de bombeo	1	2	3
E. Aprovechamiento de los recursos	3	1	2
F. Durabilidad	1	2	3
<b>Puntaje total</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>10</b>

En la matriz creada la alternativa con mayor puntaje global de todas fue la número tres, convirtiéndola en la opción más conveniente según todos los criterios empleados para el análisis.

#### **4.3. OPCIÓN ELEGIDA**

La solución propuesta en este trabajo de memoria podrá no ser la opción mejor considerada por Aguas Andinas para ponerla en marcha en el actual sistema de APR de Cholqui-Manantiales.

La opción escogida como la que mejor se ajusta a los criterios seleccionados se fundamenta en aprovechar el caudal de entrada al depósito semienterrado, cuando la demanda de agua potable descende y actúa como estanque de cola y utilizar un depósito de 30 m<sup>3</sup> elevado como apoyo para la regulación del depósito semienterrado ya que se conectará a este por una tubería instalada con una válvula de control y el agua será conducida por gravedad a través de la conducción a presión.

La justificación a la proyección de esa válvula de control será la de aprovechar mejor el recurso y realizar una mejor regulación del sistema. Así pues, se proyecta con el fin de aprovechar el caudal que entra en el depósito las horas de menor consumo, cuando la línea energética del sistema descende y éste actúa como estanque de cola. De esta manera, las horas en que la demanda de la población es más baja, desde las 17:00 de la tarde a las 6:00 de la mañana, la bomba permanece parada y la válvula cerrada mientras el depósito se llena aprovechando el caudal que no consume el sistema y las horas en que la demanda de agua potable es más fuerte, el resto del día, la válvula se encuentra abierta y la bomba en funcionamiento para mantener el nivel del depósito semienterrado.

El control del nivel del agua en el depósito de regulación proyectado se realiza por medio de una válvula reguladora de nivel por flotador eléctrico. La cual acciona la bomba cuando el nivel del agua llega al mínimo y la para cuando se alcanza el nivel máximo.

Con esta opción de diseño se consigue aprovechar casi la totalidad de la infraestructura existente, y se regula el sistema de una manera bastante eficiente. El grupo motor-bomba del sondaje trabaja un total de tan sólo 7 horas diarias, lo cual se traduce en menor gasto eléctrico y económico del sistema en su explotación.

#### **4.4. COMPROBACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA EN PERÍODO EXTENDIDO**

La manera más simple en la que podemos expresar los resultados de EPANET para comprobar, en un solo vistazo, que se cumplen las condiciones de presión mínimas en todos los nudos que componen la red de distribución y durante todas las horas que dura la simulación del sistema de APR en régimen extendido, es gráficamente.

En una gráfica podemos identificar rápidamente si existe algún nodo que en cierto momento a lo largo de la simulación hidráulica no cumpla con la condición de presiones superiores a 15 mca que pretendemos conseguir.

A la hora de reflejar los resultados obtenidos hemos escogido las horas en las que la demanda de agua potable aumenta considerablemente. Como se ha expresado con anterioridad, ese período de máximo consumo va desde las 6:00 AM hasta las 5:00 PM. Se han escogido pues, estas horas dentro del régimen extendido para representar la distribución de presiones en el sistema de APR de Cholqui-Manantiales modulado con la alternativa de diseño N°3 escogida como la más conveniente.

El funcionamiento del diseño desarrollado para solucionar los problemas que presentaba el sistema de APR de Cholqui, quedará justificado como óptimo si en las horas de mayor consumo de agua potable, asegura una continuidad en el abastecimiento y unas presiones en los nudos superiores a 15 mca en toda la red.

Así pues, a continuación se representan las gráficas de las curvas de distribución de las presiones en todo el sistema. Cada hora, de las escogidas anteriormente como más desfavorables, se representa en una gráfica; para asegurar así la continuidad de presiones óptimas durante todo el período de mayor demanda.

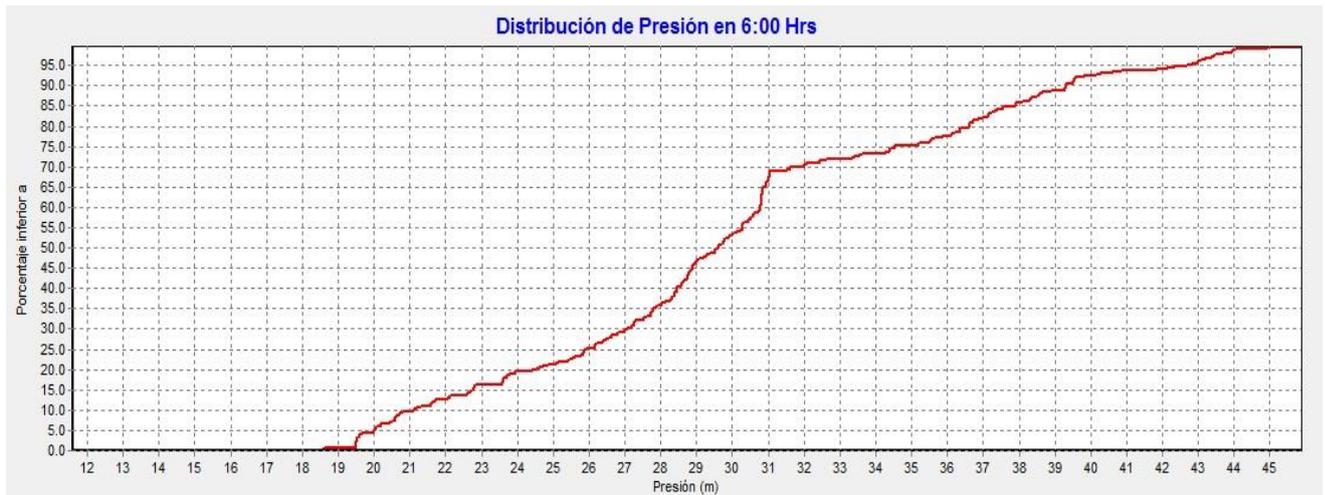


Figura 4.8. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 6:00 H

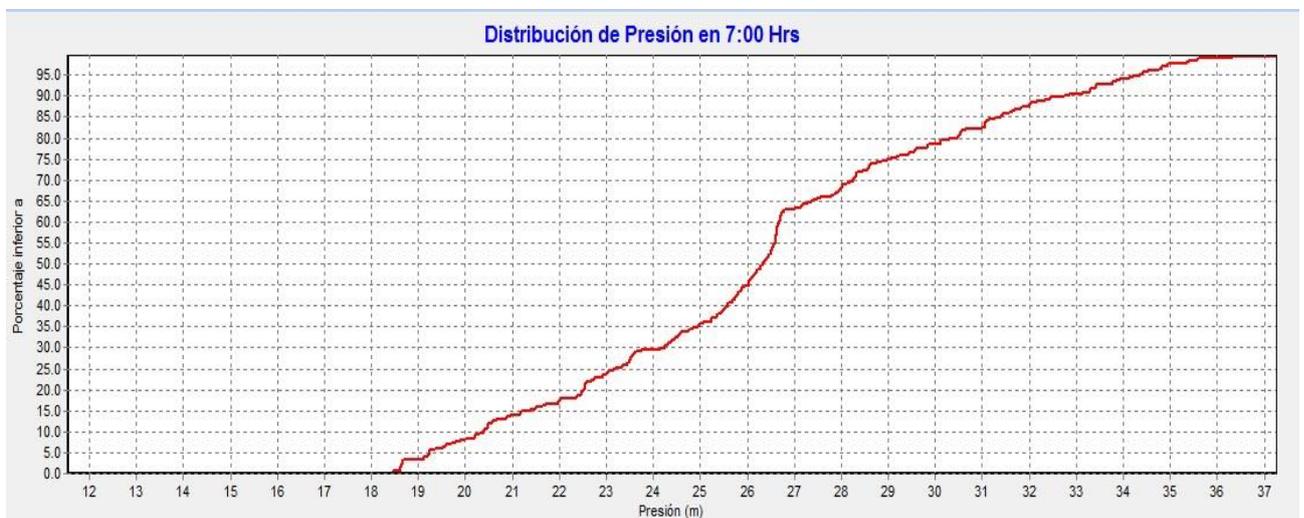


Figura 4.9. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 7:00 H

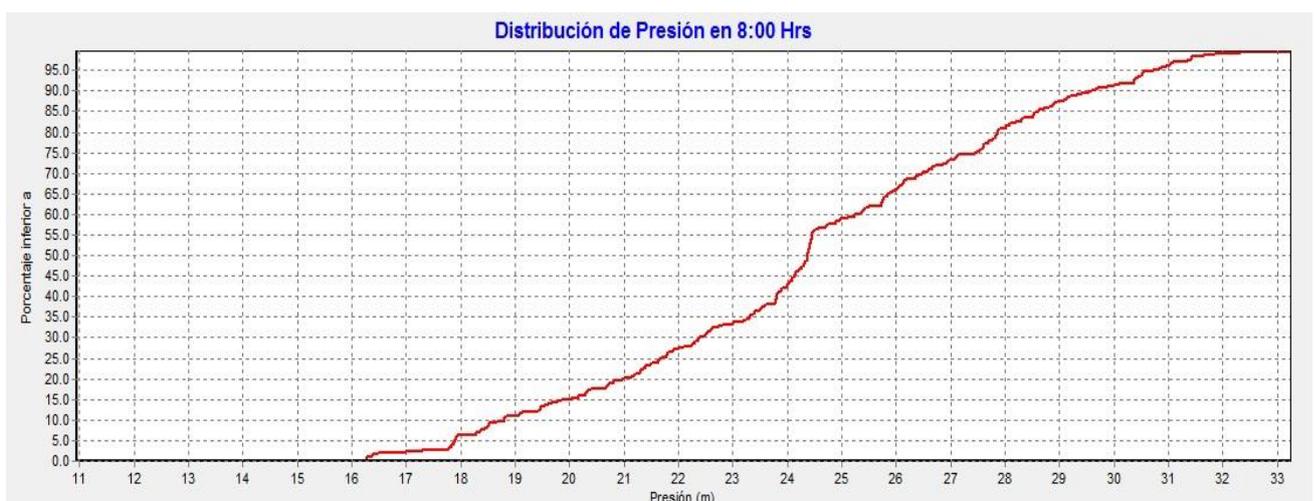


Figura 4.10. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 8:00 H



Figura 4.11. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 9:00 H



Figura 4.12. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 10:00 H



Figura 4.13. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 11:00 H



Figura 4.14. Distribución de presiones en los nodos de la red de Cholqui a las 12:00 H



Figura 4.15. Distribución de presiones en los nodos de la red de Cholqui a las 13:00 H



Figura 4.16. Distribución de presiones en los nodos de la red de Cholqui a las 14:00 H

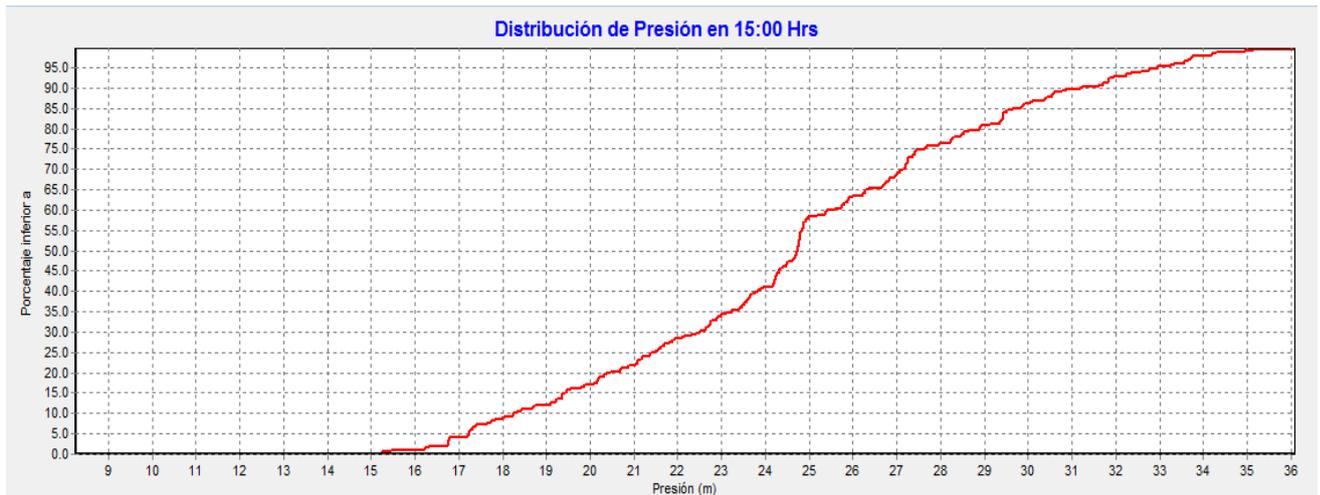


Figura 4.17. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 15:00 H

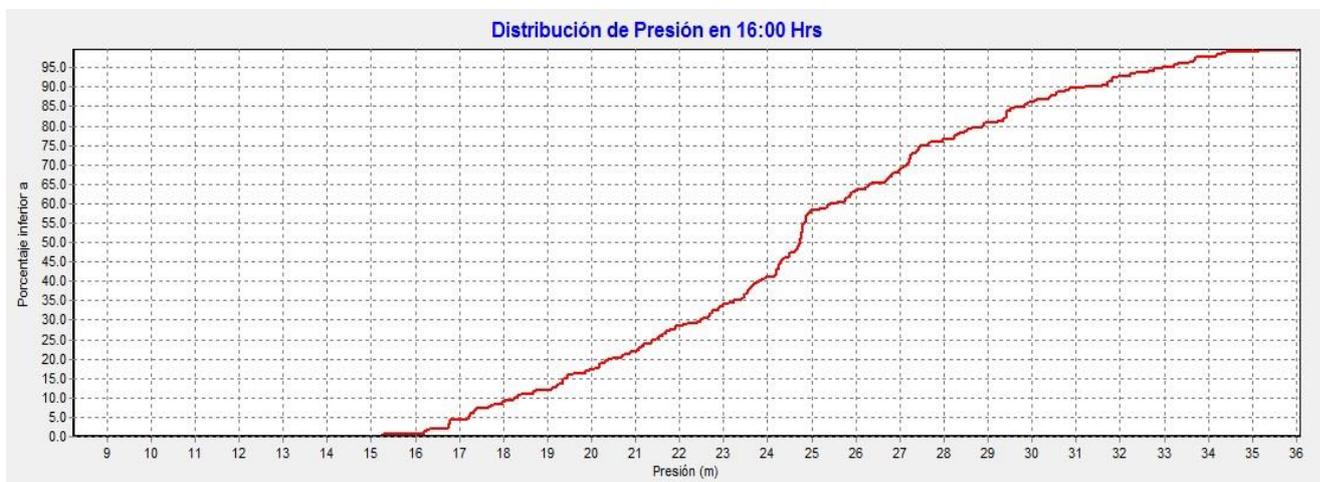


Figura 4.18. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 16:00 H

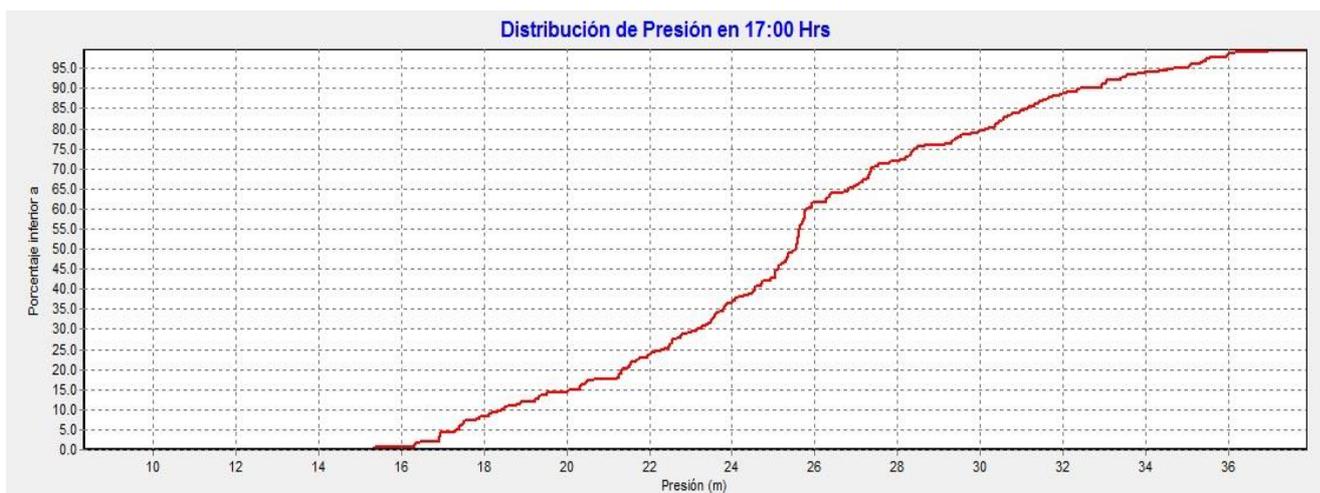


Figura 4.19. Distribución de presiones en los nudos de la red de Cholqui a las 17:00 H

En las gráficas se plasma el comportamiento de las presiones en todos los nudos de la red durante las horas de mayor demanda de agua potable de la población de Cholqui-Manantiales.

Según se observa, entre las 9:00 AM y las 17:00 PM, las presiones alcanzan los mínimos diarios, sin llegar en ningún caso a bajar de los 15 mca en ningún nudo.

El porcentaje de nudos con presiones mayores a 15 mca y menores a 20 mca nunca asciende del 20%, y en la mayoría de horas está por debajo del 17%. Las presiones que se mantienen por encima de los 25 mca varían entre el 40 y el 70% dependiendo de la hora del día.

Así que se podría afirmar que el sistema trabaja con una presión hidráulica en la mayor parte de los nudos de la red de entre 20 y 25 mca.

## 5. CONCLUSIONES

- La solución identificada como la más conveniente en el trabajo de memoria no será necesariamente la seleccionada por la empresa de Aguas Andinas.
- La solución de diseño escogida como la más conveniente es la que mayor inversión inicial conlleva de todas pero también la que más rentabilidad y vida útil aportará al sistema.
- La alternativa A1 es la que mejores resultados de comportamiento hidráulico presenta, pero a su vez es la que peor funcionamiento de sistema de agua potable tendrá en el futuro cuando la demanda de agua potable aumente; debido a su mínima capacidad de regulación en el caudal de entrada al depósito semienterrado. Lo cual se traduce en una incapacidad de mantener ciertos niveles de agua dentro del depósito para abastecer a la población de Cholqui y asegurar el valor mínimo de presiones en todos los nudos de la red de distribución.
- Si tal vez Aguas Andinas escoja la alternativa A1 como la más favorable debido a su escasa inversión inicial y las altas presiones que asegura en todos los nudos de la red; se podría plantear el seguir con la actual tarifa eléctrica de restricción en las horas de bombeo, ya que la impulsión del sondaje N°3 cumple con el horario de invierno (el grupo motor-bomba no trabaja durante el período que va de 18:00 PM a 00:00 AM) y se podría estudiar la instalación de un grupo generador para que la impulsión N°1 trabaje 4 horas durante la restricción de tarifa horaria, y así esta opción de diseño pudiese ser más rentable.
- Será necesario buscar fuentes de abastecimiento alternativas que puedan cubrir las necesidades de la población de Cholqui en un futuro no demasiado lejano.
- Se podría plantear una pequeña modificación en la alternativa escogida para que el nivel mínimo al que llega el agua en el depósito semienterrado sea mayor y conseguir una mejor distribución de presiones en la red. Habría que aumentar el nivel mínimo que debe alcanzar el agua en el depósito de PRFV para que se accione la bomba, en 0,5 metros. De esta manera, la bomba trabajará un par de horas más pero el depósito semienterrado mantendrá un nivel del agua más alto durante las horas de mayor consumo.

## 6. BIBLIOGRAFÍA

Alcaraz, M. D. M. G. (2006). Modelación y simulación de redes hidráulicas a presión mediante herramientas informáticas. El Autor.

Ayala, L. 2010. Aspectos técnicos de la gestión integrada de las aguas (GIRH) – Primera etapa diagnóstico. Informe preparado para el diagnóstico de la gestión de los recursos hídricos. Santiago, Chile.

DE, I. D. S. D. A. Guía de diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural.

DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS (1996) “Análisis Actual y Futuro de los Recursos Hídricos en Chile”. Ministerio de Obras Públicas, Dirección General de Aguas.

Domper, M. (2010). Proyecto de ley de agua potable rural. Gobierno de Chile.

FALCÓN, FRANCISCA (2001) “Diagnóstico de la situación de los recursos hídricos”. Documento de trabajo, Programa Chile Sustentable.

Flo Palomino, A. (2014). Estudio y dimensionamiento de una red de distribución de agua en una población (Bachelor's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).

Gómez Hernández, María (2013-2014). Diseño de la red de suministro de agua de una población de 20000 habitantes y alta variación estacional. Comunidad Valenciana, España.

INN (Instituto Nacional de Normalización) (1978) “Norma Chilena N° 409 “Agua Potable. Parte 1: Requisitos”.

Instituto de Ingenieros, (2011). Temas Prioritarios para una Política Nacional de Recursos Hídricos. Comisión de Agua.

Jaume, A. T. (2014). Infraestructuras Hidráulico-Sanitarias I. Abastecimiento y distribución de agua. Universidad de Alicante.

Jaume, A. T. (2014). Infraestructuras Hidráulico-Sanitarias II. Saneamiento y drenaje urbano. Universidad de Alicante.

LIRA O., PEDRO (2002) “Agua, Agricultura de Riego y Medio Ambiente”. Diálogo Nacional para el Tercer Foro Mundial del Agua. Asociación Global del Agua – Comité Técnico Asesor para América del Sur (GWPSAMTAC).

NCh 691 (1998). Agua potable - Producción, conducción, almacenamiento y distribución - Requisitos de diseño

Rossmán, L. A. (1999). The EPANET programmer's toolkit for analysis of water distribution systems. In WRPMD'99: Preparing for the 21st Century (pp. 1-10).

Rossmán, L. A. (2000). EPANET 2: user's manual.

Salazar, C. (2003). Situación de los Recursos Hídricos en Chile, Reporte de Investigación. Santiago.

Villarroel, C & Navarrete, K & Aedo, M & Larraín, S. (2010). Situación del agua en Chile: Diagnóstico y desafíos. Programa Chile Sustentable. Santiago. Chile.