



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**ANÁLISIS TÉCNICO Y ECONÓMICO DE ALTERNATIVAS PARA ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE EN VILLUCURA, SANTA BÁRBARA**

POR

Joel Ernesto Araneda Mella

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título profesional de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Alejandra Stehr Gesche

Profesional Supervisor
Alex Schwarz Kusch

Abril 2025
Concepción (Chile)

© 2025 Joel Ernesto Araneda Mella

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

Resumen

La localidad de Villucura en Santa Bárbara tiene un sistema de agua potable mejorado y ampliado en 2004 con una cobertura actual de 57% y que ha cumplido su vida útil por lo que corresponde el estudio y mejoramiento de este. Se estudiaron tres fuentes de agua superficial cercanas a la zona a abastecer, estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén, de las cuales se requiere extraer 4.7 l/s mediante equipos de bombeo funcionando 12 horas diarias para satisfacer la demanda proyectada de 840 habitantes al último año de previsión.

Los diseños realizados a nivel de anteproyecto incluyen una captación lateral mediante un vertedero frontal, un sistema de tratamiento, dos ubicaciones de estanques de regulación y una red de distribución. El sistema de tratamiento consta de un desarenador, un filtro abatidor de hierro y manganeso y un filtro floculador. Con estas partidas se determinó que la mejor alternativa desde el punto de vista económico es la que extrae agua desde el río Arilahuén y utiliza un estanque metálico elevado de 15 m y volumen 100 m³, por ser la opción con el menor valor actual de costos. Lo que se explica por una inversión inicial, operación y reposición de equipos más económicos. Además, es la que ofrece una tarifa al consumidor más baja, \$1172/m³.

Abstract

The town of Villucura in Santa Bárbara has a drinking water system improved and expanded in 2004 with a current coverage of 57% and that has reached its life expectancy, so it is necessary to study and improve it. Three water sources close to the area to be supplied were studied, Angelito creek, Dimilhue river and Arilahuén river, which requires to extract 4.7 l/s through a pumping system working 12 hours per day to satisfy the projected demand of 840 population in the final year of forecast.

The designs carried out at the preliminary project level included a lateral intake through a front spillway, treatment system, regulation tanks and distribution network. The treatment system consists of a sand trap, an iron and manganese abatement filter, and a flocculation filter. With these items, it was determined that the best alternative from the economic point of view is the one that extracts water from the Arilahuén river and uses an elevated metal tank of 15 m and volume of 100 m³, as it is the option with the lowest current cost value. This is explained by a lower initial investment, operation and replacement of equipment. In addition, it is the one that offers the lowest consumer tariff, \$1172/m³.

INDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivos	2
1.2.1	Objetivos generales	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Alcance del estudio	3
1.4	Plan de trabajo.....	3
1.5	Principales resultados.....	3
1.6	Organización de la memoria	3
CAPÍTULO 2	DESCRIPCIÓN ZONA DE ESTUDIO	4
2.1	Información del lugar	4
2.2	Descripción hidrológica y morfológica.....	5
2.3	Cobertura de suelos y vegetación.....	6
2.4	Situación actual sistema SSR	8
CAPÍTULO 3	PARÁMETROS DE DISEÑO	10
3.1	Proyección de demanda y periodo de diseño	10
3.1.1	Densidad de habitantes.....	10
3.1.2	Cálculo de población.....	10
3.2	Cálculo de dotación.....	12
3.3	Caudales de suministro.....	14
3.3.1	Cálculo de caudales.....	14
3.3.2	Definición volumen estanque.....	15
CAPÍTULO 4	ESTIMACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS	18
4.1	Análisis fluviométrico estación patrón.....	19
4.1.1	Análisis de frecuencia y curva de variación estacional.....	20
4.2	Análisis pluviométrico	22
4.3	Transposición de caudales.....	25
4.4	Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica	27
4.5	Caudales instantáneos máximos.....	28
CAPÍTULO 5	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	31
5.1	Fuente de abastecimiento	31

5.2	Captación.....	32
5.2.1	Captación lateral.....	33
5.3	Estanques de regulación	36
5.4	Sistema de tratamiento	38
5.5	Impulsión.....	40
5.5.1	Impulsión desde estero Angelito	46
5.5.2	Impulsión río Dimilhue	49
5.5.3	Impulsión río Arilahuén	51
5.6	Red de distribución.....	54
5.6.1	Red de distribución para impulsión estero Angelito	55
5.6.2	Red de distribución impulsiones río Dimilhue y río Arilahuén	55
CAPÍTULO 6 ANÁLISIS ECONÓMICO		56
6.1	Costos de inversión	56
6.2	Costos de operación	57
6.3	Valor actual de costos	58
6.4	Tarifa	59
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES		60
REFERENCIAS		61
ANEXOS.....		63
ANEXO 1.1 Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible.....		63
ANEXO 2.1 Análisis físico químico agua cruda estero Angelito.....		64
ANEXO 3.1 Proyección de población.....		65
ANEXO 3.2 Caudales de suministro.....		66
ANEXO 3.3 Patrón de consumo diario		67
ANEXO 4.1 Caudales medios mensuales estación patrón		68
ANEXO 4.2 Correlaciones para relleno de caudales medios mensuales		69
ANEXO 4.3 Correlaciones para relleno de precipitaciones mensuales		70
ANEXO 4.4 Caudales medios mensuales cuencas de interés		71
ANEXO 4.5 Disponibilidad hídrica		72
ANEXO 4.6 Métodos para determinación de caudales instantáneos máximos		74
ANEXO 5.1 Aforo estero Angelito		76
ANEXO 5.2 Curva de descarga estero Angelito		77
ANEXO 5.3 Coeficientes de gasto para orificios de pared gruesa.....		80

ANEXO 5.4 Fichas técnicas filtros	81
ANEXO 5.5 Coeficientes de ajuste de Mendiluce	83
ANEXO 5.6 Impulsión desde estero Angelito	84
ANEXO 5.7 Impulsión desde río Dimilhue	86
ANEXO 5.8 Impulsión desde río Arilahuén	87
ANEXO 5.9 Red de distribución estero Angelito	88
ANEXO 5.10 Red de distribución río Dimilhue y río Arilahuén	93
ANEXO 6.1 Cotización de equipos de elevación y sistemas de tratamiento	98
ANEXO 6.2 Presupuesto estero Angelito	101
ANEXO 6.3 Evaluación económica río Dimilhue	106
ANEXO 6.4 Evaluación económica río Arilahuén	108
ANEXO 6.5 Costos de operación	110
ANEXO 6.6 Valor actual de costos	111

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Parámetros morfométricos	5
Tabla 2.2 Uso de suelo de la cuenca del estero Angelito	7
Tabla 2.3 Distribución de los tipos de bosques	7
Tabla 3.1 Estudio de dotación	13
Tabla 3.2 Patrón de demanda por hora	67
Tabla 3.3 Distribución de consumo por hora	15
Tabla 3.4 Demanda y oferta de agua en estanque	16
Tabla 4.1 Diagrama periodo longitud estaciones fluviométricas	19
Tabla 4.2 Estadígrafos estación Río Lirquén en cerro El padre	20
Tabla 4.3 Identificadores de funciones de densidad de probabilidades	21
Tabla 4.4 Análisis de frecuencia cuenca río Lirquén en cerro El padre	21
Tabla 4.5 Estaciones pluviométricas cercanas al área de estudio	22
Tabla 4.6 Diagrama periodo longitud estaciones pluviométricas	23
Tabla 4.7 Estaciones cercanas usadas para el relleno de precipitaciones mensuales	23
Tabla 4.8 Estaciones cercanas usadas para el relleno de precipitaciones anuales	24
Tabla 4.9 Precipitación media anual estaciones cercanas	24
Tabla 4.10 Precipitación media anual cuencas analizadas	25
Tabla 4.11 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica estero Angelito	27
Tabla 4.12 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica río Dimilhue	28
Tabla 4.13 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica río Arilahuén	28
Tabla 4.14 Caudales instantáneos máximos	29
Tabla 4.15 Caudales instantáneos máximos por transposición de caudales	30
Tabla 5.1 Disponibilidad hídrica y demanda	31
Tabla 5.2 Coeficientes de pérdidas singulares	42
Tabla 5.3 Cotas elementos impulsión estero Angelito	46
Tabla 5.4 Pérdidas regulares impulsión estero Angelito	46
Tabla 5.5 Cantidad de singularidades impulsión Angelito	47
Tabla 5.6 Pérdidas y altura manométrica impulsión estero Angelito	47
Tabla 5.7 Verificación retrolavado filtro floculador	48
Tabla 5.8 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn	48

Tabla 5.9 Verificación golpe de ariete impulsión estero Angelito.....	48
Tabla 5.10 Cotas elementos impulsión río Dimilhue	49
Tabla 5.11 Pérdidas regulares impulsión río Dimilhue.....	50
Tabla 5.12 Pérdidas y altura manométrica impulsión hacia estanque 1.....	50
Tabla 5.13 Verificación retrolavado filtro floculador	50
Tabla 5.14 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn.....	50
Tabla 5.15 Verificación golpe de ariete impulsión río Dimilhue.....	51
Tabla 5.16 Cotas elementos impulsión río Arilahuén	52
Tabla 5.17 Pérdidas regulares impulsión río Arilahuén	52
Tabla 5.18 Pérdidas y altura manométrica impulsión hacia estanque 1.....	52
Tabla 5.19 Verificación retrolavado filtro floculador	53
Tabla 5.20 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn.....	53
Tabla 5.21 Verificación golpe de ariete impulsión río Arilahuén.....	53
Tabla 6.1 Costos de inversión de cada alternativa	56
Tabla 6.2 Costos de reposición para cada alternativa	58

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Zona de estudio	4
Figura 2.2 Cuenca de estudio	5
Figura 2.3 Curva hipsométrica	6
Figura 2.4 Cobertura de suelos de la zona de estudio	7
Figura 2.5 Captación sobre el estero.....	8
Figura 2.6 Agua permeando cámara de toma de captación.....	9
Figura 2.7 Disposición actual red agua potable	9
Figura 3.1 Volúmenes acumulados demandados y ofertados	17
Figura 4.1 Fuentes de abastecimiento cercanas a Villucura.....	18
Figura 4.2 Estaciones utilizadas para el relleno del registro de la estación patrón	19
Figura 4.3 Curva variación estacional Río Lirquén en cerro El padre	21
Figura 4.4 Ubicación estaciones pluviométricas	22
Figura 4.5 Mapa de isoyetas.....	25
Figura 4.6 Curva variación estacional estero Angelito	26
Figura 4.7 Curva variación estacional río Dimilhue	26
Figura 4.8 Curva variación estacional río Arilahuén	27
Figura 5.1 Alternativas de abastecimiento	31
Figura 5.2 Sección transversal cauce en sitio de captación.....	32
Figura 5.3 Barrera frontal y rejilla de captación	36
Figura 5.4 Alternativas ubicación estanques	37
Figura 5.5 Viviendas alimentadas por estanques 1 y 2	37
Figura 5.6 Desarenador rectangular	39
Figura 5.7 Impulsiones alternativas	41
Figura 5.8 a) Red de distribución estero Angelito	55
Figura 5.8 b) Red de distribución río Dimilhue y río Arilahuén.....	55

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

El acceso a agua potable ha permitido una disminución drástica de muertes y enfermedades infecciosas derivadas de la falta de servicios sanitarios a lo largo de Chile y el mundo y, por lo tanto, es algo que impacta directamente en la salud de la población, por esto los esfuerzos estatales por contar con una alta cobertura de este servicio (Nazer y Llorca, 2023). En particular, Chile cuenta con una cobertura casi total en el ámbito urbano, sin embargo, no ocurre lo mismo en sectores rurales, donde la población se encuentra más dispersa y esto hace menos factible la acción de empresas de servicios sanitarios en estos lugares. Así, es el Programa de Agua Potable Rural (APR) de la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) perteneciente al Ministerio de Obras Públicas (MOP) el encargado de abastecer con agua potable a localidades rurales del país otorgándoles infraestructura a las comunidades para esto (DOH,2024).

Como es natural la evolución a nivel país de la ruralidad ha ido disminuyendo a través de los años. Según datos del INE, en 2002 había un 13.7% de población rural (2150200 habitantes) y 86.3% urbana (13541501 habitantes), en 2019 un 11.6% de población rural (2223520 habitantes) y 88.4% población urbana (16883696 habitantes), y para 2035 se proyecta un 10.9% de población rural (2306146 habitantes) y 89.1% población urbana (18831623 habitantes), (INE,2019). Así, aunque en relación con la población urbana la población rural va disminuyendo, la cantidad de habitantes va en ligero aumento, teniendo alrededor de 2 millones de personas que deben ser abastecidas mediante el Programa de APR de la DOH. A diciembre de 2019 se cuentan con 1939 sistemas sanitarios rurales (SSR) construidos, lo que equivale a 1843919 beneficiarios, siendo esto aproximadamente un 80% de la población rural total de ese año. Todos estos proyectos son diseñados y construidos con financiamiento estatal a cargo del MOP, quienes ponen a disposición de las localidades la infraestructura y depositan en ella la responsabilidad de administrar estos sistemas. Una vez entregada la infraestructura, es común encontrar problemas de servicio, ya sea por falta de mantenimiento o reparación de los sistemas derivado de la poca capacidad técnica de los operadores y poco asesoramiento que reciben. Por la misma razón, es también usual encontrarse con problemas financieros y de gestión de los operadores de estos sistemas, y es en ese contexto que surge la ley que regula los servicios sanitarios rurales. La ley 20998 promulgada en 2017, es la primera normativa que regula los servicios sanitarios rurales. Ofrece un marco regulatorio en que define claramente entes

fiscalizadores y aspectos tarifarios, además de definir a comités o cooperativas como operadores de estos sistemas a quienes se les otorgara licencias para esto. En cuanto al diseño de proyectos de agua potable rural, la DOH elaboro en 2019 el Manual de Proyectos de Agua Potable Rural ¹, el cual ofrece una guía para el diseño de estos proyectos, para quienes desarrollen y diseñen los proyectos y obras de abastecimiento de agua potable rural.

En particular, en la localidad de Villucura, ubicada en la comuna de Santa Bárbara perteneciente a la provincia de Biobío de la 8ª región, cuenta con un sistema construido en 1985 y mejorado y ampliado en 2005 que está cumpliendo con su periodo de previsión y por tanto necesita ser diseñado nuevamente. En el desarrollo de este tipo de proyectos es de vital importancia evaluar la disponibilidad hídrica de las posibles fuentes de abastecimiento. Para esto, este trabajo utiliza métodos tradicionales para la evaluación de recursos hídricos que permiten la construcción de la curva de variación estacional de la cuenca, siendo esta indispensable para conocer la estacionalidad y disponibilidad durante todos los meses del año.

En el Anexo 1.1 se muestra la contribución de la Memoria de Título a los Objetivos de Desarrollo Sostenible.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos generales

Este trabajo tiene por objetivo el análisis técnico y económico de alternativas de abastecimiento de agua potable en la localidad de Villucura, perteneciente a la comuna de Santa Bárbara en la región del BioBío.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Describir la situación actual del sistema, el estado de la infraestructura y su capacidad para así determinar parámetros de diseño.
- b) Estimar recursos hídricos superficiales disponibles que pudieran abastecer la zona de estudio.
- c) Evaluar técnica y económicamente a nivel de anteproyecto tres alternativas de abastecimiento para la localidad de Villucura.

1.3 Alcance del estudio

El estudio tiene como alcance la evaluación técnica y económica de tres fuentes superficiales cercanas que puedan abastecer la localidad de Villucura en Santa Bárbara. Se consideran en el análisis la disponibilidad hídrica, diseño de captación, dos ubicaciones de estanques de regulación y sistemas de tratamiento. El estudio está delimitado a la localidad de Villucura y utiliza como referencia información técnica y datos disponibles desde 2021 en la DOH.

1.4 Plan de trabajo

El desarrollo del trabajo se llevó a cabo siguiendo las siguientes etapas: 1) Descripción de la zona, recopilación de datos y normativa vigente relevante; 2) Diagnostico situación actual y definición de parámetros de diseño; 3) Definición alternativas de fuentes de abastecimiento y evaluación disponibilidad hídrica; 4) Diseño de soluciones técnicas, lo que incluye diseño sistema de tratamiento, captación, impulsión y red de distribución; 5) Evaluación y análisis económica de alternativas; 6) Redacción y revisión de la memoria.

1.5 Principales resultados

A partir del análisis de la zona se estableció que estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén poseen recursos hídricos suficientes para abastecer de agua potable a la localidad de Villucura. De lo expuesto, y tras él diseño de todas las partidas necesarias, se determinó que la alternativa desde río Arilahuén es la más conveniente desde el punto de vista económico, ofrece menores costos de inversión, operación y una menor tarifa al consumidor.

1.6 Organización de la memoria

Este trabajo se desarrolla en los siguientes capítulos: 1) Introducción. Se describen la motivación y los objetivos generales y específicos; 2) Descripción zona de estudio. Se recopila información sobre el lugar y sus características hidrológicas, morfológicas, cobertura de suelos y vegetación; 3) Parámetros de diseño. Se establecen el periodo de previsión se calculan los caudales de suministro; 4) Estimación de recursos hídricos; 5) Estudio de alternativas. Se analizan tres alternativas de suministro con los diseños que estas conllevan; 6) Análisis económico. Se analizan costos de inversión y operación; 7) Conclusiones.

CAPÍTULO 2 DESCRIPCIÓN ZONA DE ESTUDIO

En el presente capítulo se detalla las características del lugar, su ubicación, características de su población, hidrología y morfología. Además, se detalla la situación actual del SSR existente.

2.1 Información del lugar

Villucura es una localidad rural ubicada en la comuna de Santa Bárbara, provincia de Biobío de la octava región. Cuenta con una población de 444 habitantes según información censal (INE, 2017), posee una posta rural, un retén de carabineros y una escuela que funciona como internado, a la cual asisten 68 alumnos. En cuanto a la ocupación de sus habitantes son en su mayoría personas dedicadas a la agricultura, de estrato socioeconómico bajo en general. La localidad cuenta con servicios básicos de electricidad y agua potable, esta última mediante un sistema APR construido en 1985 y mejorado y ampliado en 2005 que está pronto a cumplir su periodo de previsión. No cuenta con servicio de alcantarillado, lo que es resuelto mediante soluciones particulares. Además, el pueblo se encuentra en territorios donde habitan diversas comunidades indígenas, existiendo dos de ellas que desean anexarse al servicio de APR, la comunidad Mapu los Michales y Mapu Lawen. En la figura 2.1 se observa la ubicación de la zona de estudio, y la impulsión de agua potable existente en la localidad. La zona encerrada con un círculo en la figura corresponde al lugar en que se debe cubrir la demanda y donde habitan las comunidades que necesitan anexarse.

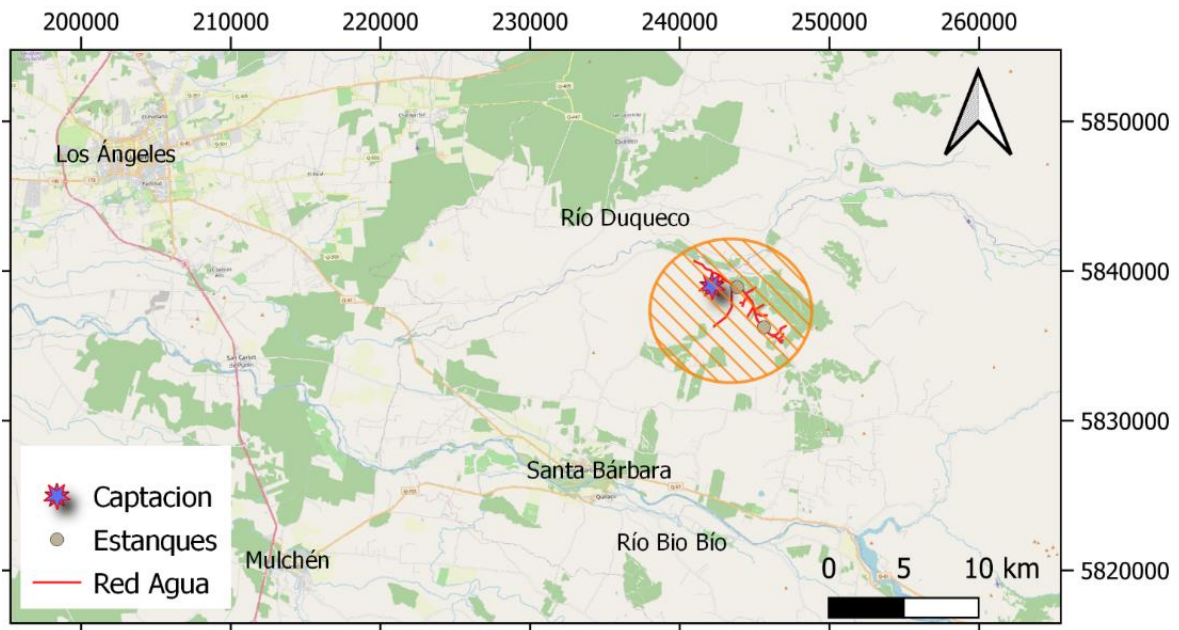


Figura 2.1 Zona de estudio

2.2 Descripción hidrológica y morfológica

La localidad se encuentra dentro de la cuenca del río Duqueco, siendo éste el principal cauce de la zona y desembocando en el río Biobío unos 50 km aguas abajo, cercano al pueblo de Negrete. Afluente al Duqueco y atravesando el pueblo se encuentra el estero Angelito, el cual sirve de fuente de abastecimiento para el SSR del lugar. Otros cauces de la zona son menores e intermitentes y conducen el agua precipitada hacia el estero Angelito. En la figura 2.2 se puede observar la cuenca que abastece el estero Angelito.

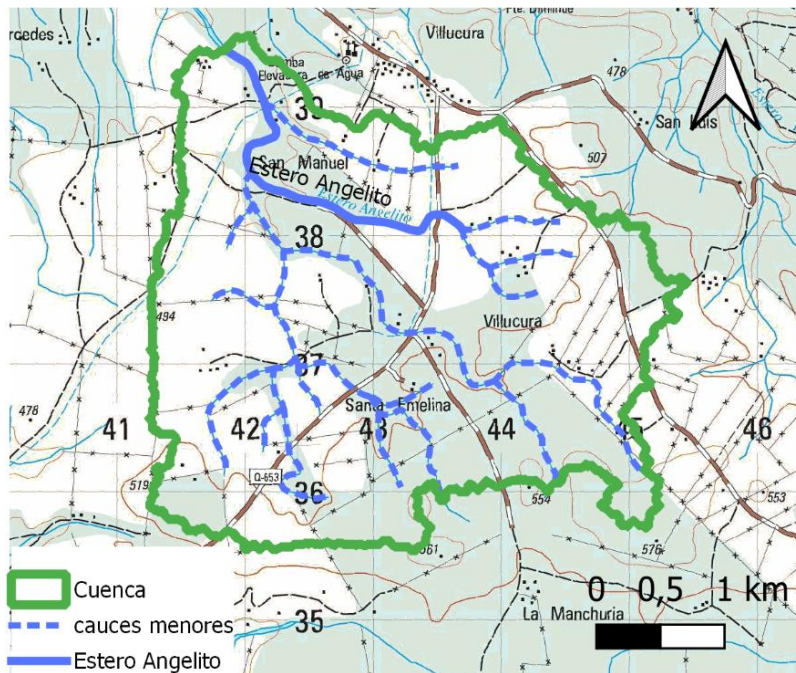


Figura 2.2 Cuenca de estudio

Esta cuenca tiene un área de 11.4 km², posee una forma irregular y tiene longitud total de drenaje de 20.9 km. Dada la zona en que se encuentra, zona de precordillera, y teniendo una altimetría relativamente baja, entre 420 y 611 m.s.n.m, con una cota media de 513 m.s.n.m, las precipitaciones son líquidas, siendo estas de alrededor de 1600 mm anuales según mapa de isoyetas (DGA, 2017). Así, la cuenca tiene un régimen marcadamente pluvial, por lo que se esperan máximos en junio y julio y un descenso abrupto hacia los meses de agosto y septiembre. Otros parámetros morfométricos obtenidos, se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Parámetros morfométricos

Parámetro	Valor	Unidad
Área	11.4	km ²

Perímetro	23.7	km
Longitud máxima	4.7	km
Longitud cauce principal	5.4	km
Altitud media	514	m.s.n.m
Pendiente promedio de la cuenca	3.0	%
Tiempo de concentración	1.1	horas
Factor forma	0.4	
Coefficiente de compacidad	2.0	
Relación de circularidad	0.3	

Donde, el tiempo de concentración fue obtenido mediante la ecuación de Kirpich, Ecuación 2.1, en la cual L_c es la longitud del cauce principal en km y S_c la pendiente del cauce en m/m. Además, el factor de forma menor a 1 indica una forma más achatada y por tanto un tiempo más corto para la formación de crecidas. La relación de circularidad muestra poca semejanza al área de un círculo con el mismo perímetro, 30%, y el coeficiente de compacidad alejado de la unidad poca semejanza a una cuenca con forma circular. En la figura 2.3 se presenta la curva hipsométrica de la cuenca.

$$t_c = 0,066 * \frac{L_c^{0,77}}{\sqrt{S_c}} \tag{2.1}$$

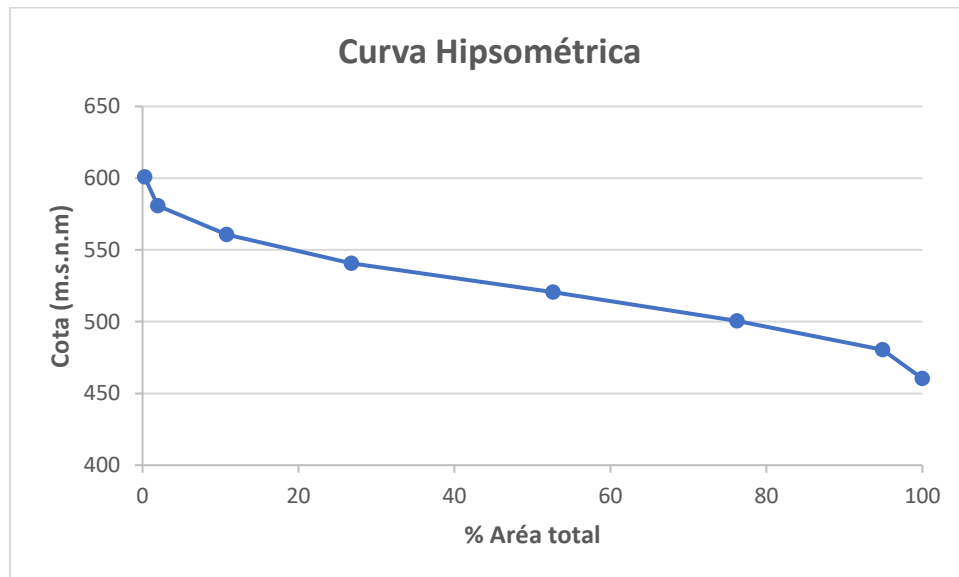


Figura 2.3 Curva hipsométrica

2.3 Cobertura de suelos y vegetación

Dado que la principal actividad de los habitantes de la zona es la agricultura, la cobertura de suelos corresponde en alguna medida a cultivos. También existe cierta actividad forestal por lo que es posible observar pinos y eucaliptos además de otra vegetación como pastizales y matorrales pequeños. A partir del catastro de uso de suelo y vegetación para la región del Biobío elaborado por Conaf (2015), fue posible obtener la caracterización de la zona de estudio en base al uso de suelo mostrada en la figura 2.4 y en la tabla 2.2.

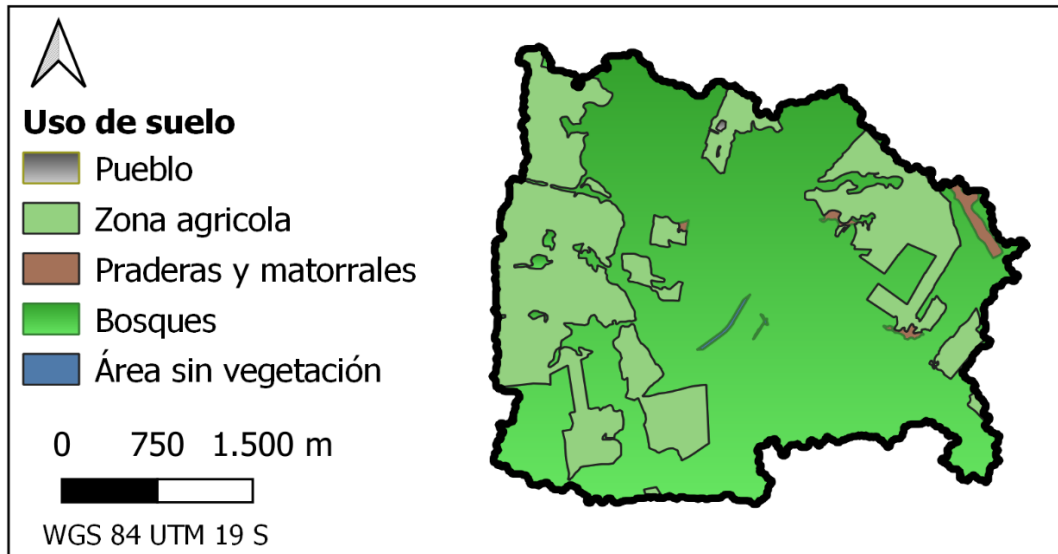


Figura 2.4 Cobertura de suelos de la cuenca del estero Angelito

Tabla 2.2 Uso de suelo de la cuenca del estero Angelito

Cobertura de suelos	Área (km ²)	% Área
Áreas urbanas	0.004	0
Terrenos agrícolas	3.5	32
Praderas y matorrales	0.098	1
Bosques	7.5	67
Áreas desprovistas de vegetación	0.019	0

Centrándose únicamente en terrenos agrícolas y bosques, que son los usos que tienen un porcentaje significativo, sus subusos corresponden a cultivos rotativos o anuales (pudiendo ser pastos, hortalizas, cereales o forraje) en el caso de terrenos agrícolas, y a bosques nativos, plantaciones forestales y bosques mixtos en el caso de bosques. La tabla 2.3 muestra la distribución de bosques de la cuenca.

Tabla 2.3 Distribución de los tipos de bosques

Bosque	Área (km ²)	% Área
--------	-------------------------	--------

Plantación forestal	6.2	83
Bosque nativo	0.4	5
Bosque mixto	0.9	12

2.4 Situación actual sistema SSR

Como se mencionó, el sistema fue construido en 1985 y ha sido mejorado y ampliado el 2005 estando pronto a cumplir su periodo de previsión. El sistema SSR está a cargo de la cooperativa de APR de la zona, la cual cuenta con 101 socios y misma cantidad de arranques domiciliarios, representando esto una cobertura del 57% si se considera las 76 viviendas potencialmente incluibles. El sistema es abastecido mediante una captación superficial del tipo barrera frontal a partir del estero Angelito (figura 2.5), desde aquí el agua es derivada por medio de una cámara de toma hasta una cámara desarenadora y finalmente depositada en una sentina donde existe una bomba de pozo profundo. Desde ahí el agua es impulsada hacia un estanque semi enterrado de 30 m³, pasando previamente por la caseta de tratamiento en el recinto de captación, donde el agua es pasada por filtros para abatir hierro y turbiedad y posteriormente ser clorada. La impulsión es de PVC clase 10 de diámetro 110 mm y longitud total de 2.1 km. En el estanque parte del agua abastece gravitacionalmente parte de la población y otra parte es enviada desde una sentina a través de una conducción de PVC clase 10 de diámetro 90 mm y una longitud aproximada de 3.5 km hasta un estanque elevado de tipo metálico de 25 m³ en una torre de 10 metros de altura para abastecer al sector más lejano de la localidad, el sector Los Laureles. En cuanto a la red de distribución esta tiene un largo de 16.5 km y su material es PVC clase 6 de diámetro 63 mm.

Cabe mencionar que, aunque el sistema sigue en funcionamiento es posible observar cierto deterioro en parte de la infraestructura, una muestra de esto se observa en la zona de captación, donde se evidencia agua permeando la cámara de toma de la captación hacia el canal que devuelve el exceso de agua captado al estero (figura 2.6), lo que tiene como consecuencia una mayor dificultad para captar el agua. En cuanto al sistema de tratamiento, bombas, estanques y red, no presentan problemas evidentes aun, sin embargo, están pronto a cumplir con su periodo de previsión. En la figura 2.7 se muestra la disposición del sistema actual.



Figura 2.5 Captación sobre el estero



Figura 2.6 Agua permeando cámara de toma de captación



Figura 2.7 Disposición actual red agua potable

Por otro lado, la calidad del agua de la fuente de abastecimiento (estero Angelito) fue evaluada mediante un análisis físico químico realizado en agosto de 2021 el cual arroja concentraciones de hierro y turbiedad fuera de los límites permitidos en la Nch.409/1 of. 2005, la cual rige el agua potable e indica que esta agua necesita tratamiento. Además, se encontró presencia de coliformes totales y Escherichia, así como concentraciones de manganeso permitidas, pero cercanas al límite. En el anexo 2.1 los valores medidos en el análisis.

Con la información descrita en este capítulo es posible proceder en el próximo a establecer los parámetros de diseño, toda vez que se dispone del conocimiento del lugar a abastecer.

CAPÍTULO 3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Este capítulo muestra como son obtenidos los parámetros de diseño que permiten el dimensionamiento del sistema. Estos son obtenidos siguiendo el procedimiento explicado en el Manual de Proyectos de Agua Potable Rural de la DOH y con información proporcionada por la Dirección de Obras Hidráulicas a través de la ley de transparencia (DOH,2021), y que fue recabada en contexto del proyecto de ampliación y mejoramiento del sistema de agua potable en Villucura.

3.1 Proyección de demanda y periodo de diseño

3.1.1 Densidad de habitantes

De acuerdo con el manual de proyectos de agua potable rural de la DOH, la densidad real de habitantes se obtiene a partir de la encuesta realizada en terreno según la Ecuación 3.1.

$$Densidad\ real = \frac{Número\ de\ habitantes\ (encuesta)}{Número\ de\ viviendas\ encuestadas} \quad (3.1)$$

El número de habitantes encuestados fue de 388 y el número de viviendas encuestadas 149, por lo tanto, se tiene una densidad real de 2,6 habitantes/vivienda. La densidad adoptada para los consiguientes cálculos será la densidad real aproximada al entero superior, de esta manera la densidad adoptada es de 3 habitantes/vivienda. Cabe mencionar, que dentro de los habitantes encuestados con posibilidad de anexarse al sistema de APR se consideraron las comunidades indígenas y toda vivienda con posibilidad de ser abastecida por el proyecto.

3.1.2 Cálculo de población

La población futura demandante del sistema se calcula primero teniendo la población actual. La población actual considera el número de viviendas a considerar en el proyecto, es decir, viviendas construidas y viviendas por construir, población escolar, en que se considera 85% del alumnado total como habitantes adicionales a la población actual en caso de internado y 35% en otro caso, y población turística en caso de que corresponda. La Ecuación 3.2 muestra el cálculo de población actual.

$$Pob.\ actual = N^{\circ}\ viviendas * Densidad\ adoptada + Pob.\ Escolar + Pob.\ Turística \quad (3.2)$$

Donde, Pob. Escolar: Corresponde al 85% del alumnado en caso de internado y 35% en otro caso, más profesores y asistentes de la educación. N° Viviendas: Corresponde a la sumatoria de viviendas construidas y futuras urbanizaciones. Pob. Turística: Corresponde a la posible población estacionaria por motivos turísticos.

Se tiene un N° viviendas de 201, las cuales consideran 40 futuras viviendas producto de futuras urbanizaciones y una población escolar de 65 habitantes considerando la escuela que funciona como internado. No se considera población turística. De esta manera la población actual es:

$$Pob. actual = 201 [viviendas] * 3 \left[\frac{habitantes}{vivienda} \right] + 65 [habitantes] = 668 [habitantes]$$

Teniendo la población actual corresponde establecer la tasa de crecimiento anual de la población, la que será estimada de acuerdo con la fórmula de tasa de crecimiento geométrico, Ecuación 3.3. Para fijar la tasa de crecimiento se tiene en consideración lo siguiente:

- 1) Datos censales 2017 con población estimada según encuesta septiembre 2021
- 2) Crecimiento comunal de Santa Bárbara
- 3) Migración campo ciudad
- 4) Manual de proyectos de agua potable rural de la DOH

$$Tasa de crecimiento = \left[\left(\frac{Pob. año_t}{Pob. previa} \right)^{\frac{1}{(año_t - año\ previo)}} - 1 \right] \quad (3.3)$$

Donde,

Pob. año_t: Población en el año t.

Pob. Previa: Población en el año previo.

Como antecedente del crecimiento poblacional en Villucura es importante revisar lo que ocurre en la comuna, Santa Bárbara. Allí, se constató un crecimiento de 0.4 % al comparar la población de 2002 y 2017, y específicamente en Villucura según datos censales la población de Villucura era de 444 habitantes en 2017, (INE, 2018). La población estimada a partir de la densidad real de 2.6 habitantes/vivienda y el número total de viviendas en Villucura de 161 viviendas es de 420 habitantes. Lo anterior indica un decrecimiento poblacional de 1.4 % mediante la Ecuación 3.3 si se consideran los 444 habitantes de 2017. Esto es concordante con la tendencia y comportamiento histórico respecto a la migración desde sectores rurales hacia las ciudades. Por otro lado, el Manual asigna una tasa de

crecimiento anual de 4% en caso de no tener información o no poder fundamentarse una tasa de crecimiento para el proyecto. Finalmente, y en consideración de lo anterior la tasa de crecimiento anual fijada para el proyecto es de 1%, considerando la tasa de crecimiento de Santa Bárbara de 0.4% como representativa de lo que pasa en Villucura más un margen de seguridad.

A continuación, para obtener la población futura que demandará el servicio de agua potable se fija en 20 años el periodo de previsión, algo usual en proyectos de este tipo, además, de ser el periodo establecido por el Manual de proyectos de APR. Así, lo primero para obtener la población proyectada es calcular la población base según Ecuación 3.4. La población base es la proyección de la población actual usando el modelo de crecimiento geométrico a 3 años, que es el tiempo estimado entre la realización del diseño y la ejecución del proyecto.

$$Población\ base = Poblacion\ actual * (1 + r)^n \quad (3.4)$$

Donde, r es la tasa de crecimiento anual y n el tiempo estimado entre el diseño y la ejecución del proyecto, igual a 3 años. Con la población actual de 668 habitantes y la tasa de crecimiento de 1% obtenida anteriormente se obtiene una población base de 688 habitantes.

Finalmente, corresponde proyectar la población base a 20 años, también con el modelo de crecimiento geométrico para obtener la población futura a servir.

$$Población\ futura = Poblacion\ base * (1 + r)^t \quad (3.5)$$

Donde, t corresponde al año en que se quiere proyectar la población. Con t igual 20 se obtiene la población correspondiente al periodo de previsión y con la cual se realiza el diseño, siendo esta de 840 habitantes. En el anexo3.1 se presenta la proyección de la población para cada año utilizando la Ecuación 3.5.

3.2 Cálculo de dotación

Para el cálculo de la dotación de diseño con la cual se dimensiona el sistema es necesario considerar las dotaciones de consumo y producción. Para esto se utilizó las estadísticas de producción y consumo facturado por mes de los años 2018, 2019 y 2020, las cuales contienen también el número de arranques que están facturando. Se calculó dotaciones de consumo y producción para cada año en que se tienen datos. La dotación de consumo se estimó calculando el volumen facturado anualmente (V.F.A) y el promedio de la población abastecida en el año. Esta última obtenida a partir de los arranques

responsables del consumo y la densidad de 3 habitantes/vivienda obtenida en el capítulo 3.1.1. La Ecuación 3.6 muestra esto.

$$D.C = \frac{V.F.A}{\text{Pob.A} * N} \quad (3.6)$$

Donde D.C corresponde a la dotación de consumo expresada en litro/habitante/día, Pob.A a la población promedio abastecida en habitantes, V.F.A al volumen facturado anualmente expresado en litros y N al número de días que tiene el año en estudio.

Equivalentemente, la dotación de producción se estimó según la Ecuación 3.7, considerando el volumen total de agua producido anualmente.

$$D.P = \frac{V.P.A}{\text{Pob.A} * N} \quad (3.7)$$

Donde, D.P corresponde a la dotación de producción expresada en litro/habitante/día y V.P.A al volumen producido anualmente en litros. También, teniendo lo anterior es necesario estimar las aguas no contabilizadas, las cuales corresponden a aguas producidas que no pudieron ser facturadas. Vale decir, pérdidas del sistema, ya sea por defectos propio del sistema, robo de agua o extracciones para mantenimientos. Se obtuvo las aguas no contabilizadas para cada año a partir de la Ecuación 3.8.

$$A.N.C = 100 * \left(1 - \frac{D.C}{D.P}\right) \quad (3.8)$$

Donde, A.N.C son las aguas no contabilizadas expresadas en porcentaje (%). En la tabla 3.1 se muestran las dotaciones de consumo, producción y aguas no contabilizadas para los años en que se tienen estadísticas.

Tabla 3.1 Estudio de dotación

Año	Dotación consumo (l/hab/día)	Dotación producción (l/hab/día)	Aguas no contabilizadas (%)
2018	102,9	154,7	33,5
2019	107,7	176,7	39,0
2020	113,2	188,9	40,1
Promedio	107,9	173,4	37,5

Cabe mencionar, que para los meses de septiembre y octubre de 2020 no hay información registrada de agua producida ni de agua facturada por lo que los días correspondientes a estos meses fueron descontados del número de días del año, N, siendo para ese año igual a 305 días (366-61).

Notando el alto porcentaje de A.N.C, y siendo este en aumento considerable cada año, lo que podría explicarse por el envejecimiento de la infraestructura y el acercamiento al periodo de previsión del sistema, no se consideraran estos valores como representativos del mejoramiento o el diseño del futuro sistema, si no que, se recogerá la recomendación del Manual de proyectos de APR de la DOH, en que se establece un 25% de A.N.C.

La dotación de diseño es obtenida considerando las dotaciones promedio y aguas no contabilizadas mencionada anteriormente, obteniéndose una dotación de diseño de 151 litros/habitante/día, a partir de la Ecuación 3.9.

$$\text{Dotacion de diseño} = \text{Dotacion de consumo} + \text{Dotacion de produccion} * A.N.C \quad (3.9)$$

Finalmente, la dotación de diseño adoptada es de 160 litros/habitante/día, lo que se encuentra cerca del rango establecido en el Manual de proyectos de APR de la DOH de 120 a 150 litros/habitante/día para consumo familiar y de 20 a 30 litros/habitante/día para actividades de subsistencia, como pequeñas actividades comerciales.

3.3 Caudales de suministro

3.3.1 Cálculo de caudales

Los caudales que muestran el patrón de comportamiento anual y diario de la población a servir, es decir, el caudal medio diario (Q_{med}), caudal máximo diario (Q_{maxd}) y caudal máximo horario (Q_{maxh}) son definidos estableciendo los factores F1 y F2. Estos factores son fijados en 1.5 según recomienda el Manual de proyectos de APR de la DOH cuando no se tienen estadísticas que permitan obtenerlos. El caudal medio diario es obtenido a partir de la Ecuación 3.10 para cada año del periodo de previsión.

$$Q_{med} = \frac{Pob * \text{Dotacion de diseño}}{86400} \quad (3.10)$$

Donde, Pob indica la población proyectada estimada según la ecuación 3.5 y la dotación de diseño es 160 l/hab/día, obtenida en el capítulo 3.2.

A partir de esto, el caudal máximo diario es obtenido según la Ecuación 3.11 y el caudal máximo horario según la Ecuación 3.12 para cada año de previsión.

$$Q_{maxd} = F1 * Q_{med} \quad (3.11)$$

$$Q_{maxh} = F2 * Q_{maxd} \quad (3.12)$$

Utilizando estas ecuaciones se obtiene para el año 20 Q_{med} de 1.6 l/s, Q_{maxd} igual a 2.3 l/s y un Q_{maxh} igual a 3.5 l/s. En el anexo 3.2 se muestran estos caudales para cada año de previsión del proyecto.

3.3.2 Definición volumen estanque

Para poder responder a la demanda de agua potable cuando se supere la producción máxima es necesario disponer de un estanque que permita almacenar en periodos de superávit, es decir, contar con un volumen de regulación que compense esta diferencia. Ya que la población proyectada es de 840 habitantes y la densidad adoptada de 3 habitantes/vivienda se pronostican 280 arranques al final del periodo de previsión. Esto implica no considerar volúmenes de incendio dado que el manual no contempla esto para sistemas que proyecten menos de 600 arranques. Para estimar el volumen de regulación se utilizó el método de la curva integral, según el cual se analizan los consumos acumulados del día de máximo consumo y suministros acumulados durante 24 horas, siendo el volumen de estanque la suma del máximo déficit y del máximo exceso. Para esto se utilizó el patrón de comportamiento de consumo diario mostrado en el anexo 3.3 propuesto por López (1995).

Así, considerando el caudal máximo diario del último año de previsión de 2.3 litros/seg, lo que equivale a un consumo de 201.5 m³/día, se obtiene la distribución de consumo ocurrida durante el día en la tabla 3.3.

Tabla 3.2 Distribución de consumo por hora

Hora	Volumen diario acumulado (%)	Demanda acumulada(m3)
[0-1]	1	2.0
[1-2]	2	4.0
[2-3]	3	6.0
[3-4]	4	8.1
[4-5]	6	12.1
[5-6]	10	20.2
[6-7]	19.5	39.3
[7-8]	27.5	55.4
[8-9]	34.5	69.5
[9-10]	38.5	77.6
[10-11]	41.5	83.6
[11-12]	47	94.7
[12-13]	56	112.9
[13-14]	61	122.9
[14-15]	64	129.0

[15-16]	66.5	134.0
[16-17]	69.5	140.1
[17-18]	73	147.1
[18-19]	78	157.2
[19-20]	87	175.3
[20-21]	95.5	192.5
[21-22]	97.5	196.5
[22-23]	99	199.5
[23-24]	100	201.5

Por otro lado, se consideró que el llenado del estanque se realice por sistema de bombeo funcionando 12 horas al día. El caudal a bombear (Q_b) está definido por la Ecuación 3.13.

$$Q_b(t \text{ horas}) = Q_{maxd} * \frac{24}{t} \tag{3.13}$$

Donde, t corresponde al tiempo que está funcionando la bomba. Entonces, considerando el caudal máximo diario del último año de previsión de 2.3 litros/seg, se obtiene un caudal a bombear de 4.7 litros/seg bombeando 12 horas diarias. Debe verificarse la disponibilidad de esta caudal en las posibles fuentes, cuestión que se estudia en el siguiente capítulo. De esta manera si suponemos un funcionamiento desde las 07:00 horas hasta las 19:00 horas en el caso en que la bomba funciona 12 horas, el volumen entrante al estanque y el déficit o superávit por hora considerando la demanda mostrada en la tabla 3.3 sería lo que muestra la tabla 3.4.

Otra forma de visualizar esto es a través de la figura 3.1, donde es posible observar los superávit y déficit como la distancia entre las curvas de demanda y oferta para cada hora.

Tabla 3.3 Demanda y oferta de agua en estanque

Hora	Demanda acumulada(m3)	Oferta bombeo (12 hora)	
		Volumen acumulado entrante (m3)	Superávit o déficit (m3)
[0-1]	2.0	0.0	-2.0
[1-2]	4.0	0.0	-4.0
[2-3]	6.0	0.0	-6.0
[3-4]	8.1	0.0	-8.1
[4-5]	12.1	0.0	-12.1
[5-6]	20.2	0.0	-20.2
[6-7]	39.3	0.0	-39.3

[7-8]	55.4	16.8	-38.6
[8-9]	69.5	33.6	-35.9
[9-10]	77.6	50.4	-27.2
[10-11]	83.6	67.2	-16.5
[11-12]	94.7	84.0	-10.7
[12-13]	112.9	100.8	-12.1
[13-14]	122.9	117.6	-5.4
[14-15]	129.0	134.4	5.4
[15-16]	134.0	151.2	17.1
[16-17]	140.1	168.0	27.9
[17-18]	147.1	184.8	37.6
[18-19]	157.2	201.5	44.3
[19-20]	175.3	201.5	26.2
[20-21]	192.5	201.5	9.1
[21-22]	196.5	201.5	5.0
[22-23]	199.5	201.5	2.0
[23-24]	201.5	201.5	0.0

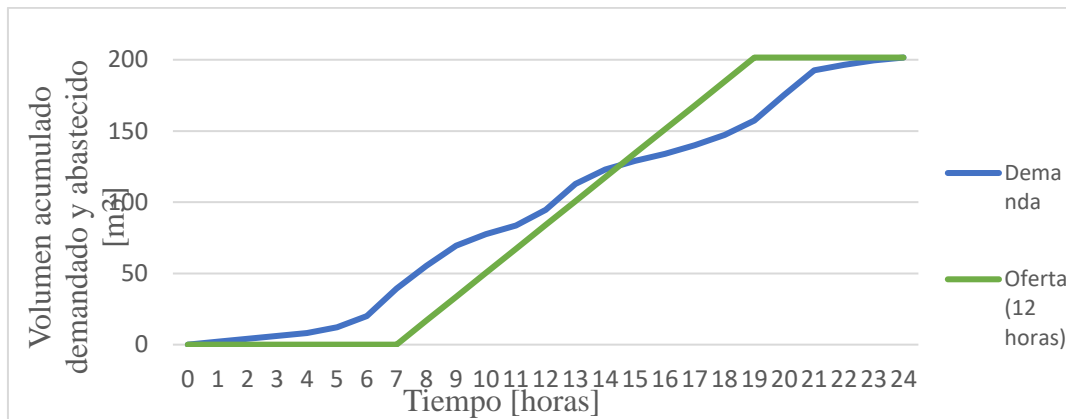


Figura 3.1 Volúmenes acumulados demandados y ofertados

Así, se observa que el máximo superávit es de 44.3 m³ en el periodo 18-19 horas, y el máximo déficit es de 39.3 m³ durante el periodo seis a siete horas. De esta manera el volumen de estanque obtenido según el método de la curva integral es 83.6 m³. Si bien no se exige volumen de incendio para una localidad de este tipo, es conveniente agregar cierto volumen de reserva, por lo que en consideración de esto y en las posibilidades de estanques tipo propuestas en el Manual de proyectos de APR, el volumen final adoptado para el estanque es de 100 m³.

Teniendo calculados los caudales de suministro y el volumen de estanque es posible comenzar con el diseño de las obras, y la determinación de la factibilidad de disponer de estos caudales en las posibles fuentes.

CAPÍTULO 4 ESTIMACIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS

Conocer la disponibilidad hídrica de la zona es parte fundamental en este tipo de proyectos. Por un lado, la falta del recurso hídrico haría inviable el proyecto, y por otro, permite hacer consideraciones respecto del tipo de infraestructura necesaria y sus dimensiones. Considerando la falta de información respecto de estudios hidrogeológicos la estimación de recursos hídricos se realizó únicamente en fuentes superficiales, cercanas a la zona a abastecer. Estas son; el estero Angelito, actual fuente de abastecimiento, el río Dimilhue y el río Arilahuén (Figura 4.1). Así, para conocer la disponibilidad hídrica de estas fuentes, se debe conocer su curva de variación estacional para diferentes probabilidades de excedencias, y teniendo en cuenta que se trata de cuencas no instrumentadas es que se recurrió al método de transposición de caudales para obtener dicha información.

Dada las características altimétricas de las cuencas es posible anticipar que no existe influencia nival en estas, y se espera entonces que los máximos y mínimos caudales sean producto de las precipitaciones, es decir, con máximos en junio y julio y mínimos en enero y febrero, es decir, cuencas con régimen pluvial. Considerando esto, como estación patrón para el traspaso de información se utilizó la cuenca instrumentalizada por la Dirección General de Aguas (DGA) de Río Lirquén en cerro El padre (código BNA: 8317002) que cuenta con un régimen similar y con estadística lo suficientemente confiable y completa durante el periodo 1990-1991 hasta 2019-2020. En la figura 4.1 se observa las posibles cuencas que servirán como fuente de abastecimiento y la estación patrón. Cabe mencionar que los puntos de cierre de estas cuencas fueron elegidos considerando la cercanía a la población a abastecer como también las posibles ubicaciones de los estanques de regulación, como se presentará en el capítulo 5. De esta manera las áreas aportantes son de 11.2 km² para la cuenca del estero Angelito, 40.7 km² la cuenca del río Dimilhue, y 8.3 km² la cuenca del río Arilahuén.

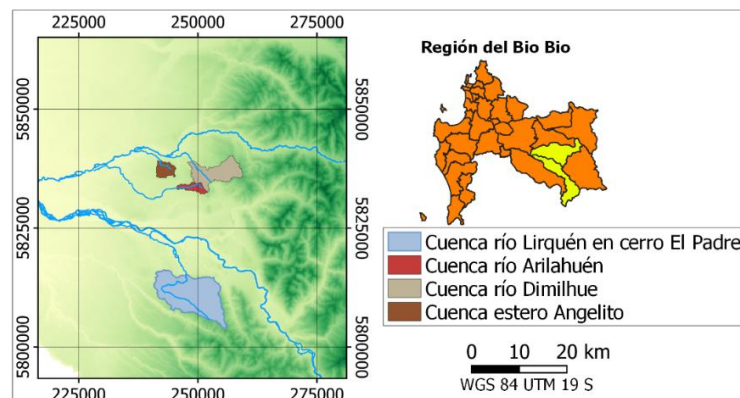


Figura 4.1 Fuentes de abastecimiento cercanas a Villucura

caudales con probabilidades de excedencia de 98%, 95%, 90%, 85% y 50% para construir la curva de variación estacional a partir de la estación patrón. Las funciones de densidad de probabilidad se especificarán utilizando los identificadores mostrados en la tabla 4.3.

En la tabla 4.4 se presentan los resultados del análisis de frecuencia de la estación patrón Río Lirquén en cerro El padre.

Tabla 4.3 Identificadores de funciones de densidad de probabilidades

Identificador	Función
1	Log Pearson 3
2	Pearson 3
3	Gamma 2P
4	Gen Extreme Value
5	Weibull
6	Log Normal
7	Normal (Gauss)

Tabla 4.4 Análisis de frecuencia cuenca río Lirquén en cerro El padre

	Abril	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Distribución	1	1	1	5	4	4	1	4	5	6	4	4
Q98% [l/s]	44	220	744	2793	2552	2827	1636	713	122	136	24	76
Q95% [l/s]	81	394	1800	4225	4235	3755	1983	915	235	184	56	97
Q90% [l/s]	136	651	3473	5817	5819	4663	2368	1135	389	241	106	120
Q85% [l/s]	191	906	5066	7052	6940	5326	2678	1311	528	289	153	140
Q50% [l/s]	773	3418	14642	13430	12191	8711	4643	2465	1460	620	457	287

Del análisis de frecuencia hecho previamente se visualiza el resultado en la curva de variación estacional que se presenta en la figura 4.3. Al respecto, se observa máximos caudales en junio y julio y una disminución abrupta en los meses venideros, lo que es propio de cuencas con régimen pluvial.

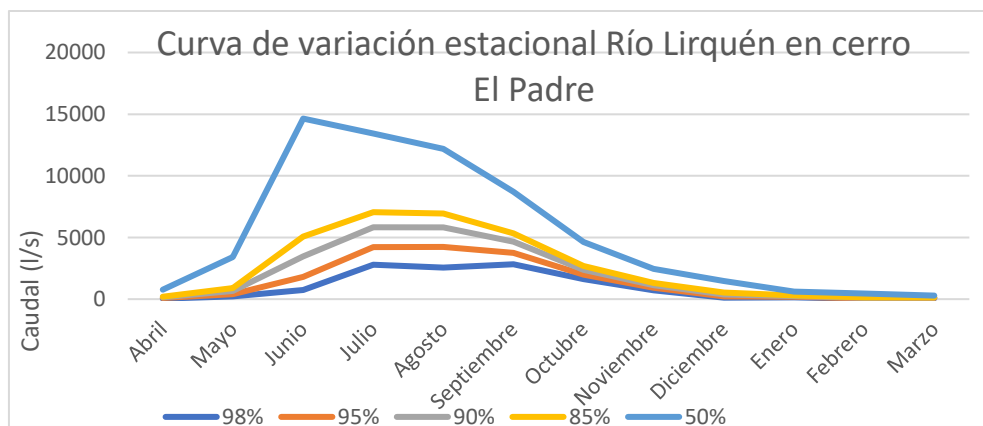


Figura 4.3 Curva variación estacional Río Lirquén en cerro El padre

4.2 Análisis pluviométrico

Para la utilización del método de transposición de caudales es necesario obtener las precipitaciones medias anuales de las cuencas analizadas. Para lo anterior se construyó un mapa de isoyetas de precipitaciones medias anuales recurriendo a estaciones pluviométricas de la DGA cercanas a la zona de estudio que contaran con una serie de datos de precipitación mensual suficientemente completa durante el periodo 1990-1991 hasta 2019-2020. En la tabla 4.5 se presentan las estaciones utilizadas y su ubicación, la que se puede visualizar en la figura 4.4. La disponibilidad de datos de estas estaciones puede ser visualizada en la tabla 4.6, donde los colores representan la cantidad de meses con datos en cada año según se especificó en la tabla 4.1.

Tabla 4.5 Estaciones pluviométricas cercanas al área de estudio

Nombre	Zona UTM	Norte (m)	Este (m)	Altitud (m.s.n.m)
Cerro el Padre	19	5814765	247564	346
San Lorenzo en Biobío	19	5845172	255359	480
Tucapel	19	5868509	238349	342
Trupán	19	5870301	249682	474
Quillaileo	19	5829434	260613	464
Quilaco	18	5824882	763964	231
San Carlos de Purén	18	5835726	740383	155
Los Ángeles	18	5846266	729097	129
Pilguén	18	5809343	744688	264
Mulchén	18	5822269	742949	142
Poco a poco	19	5803280	237314	653

Fuente: Dirección General de Aguas (<https://dga.mop.gob.cl>)



Figura 4.4 Ubicación estaciones pluviométricas

San Lorenzo en Biobío	Trupán, Cerro El padre y Los Ángeles
Pilguén	Mulchén y Poco a poco
Poco a poco	Pilguén y Cerro El padre

Cabe mencionar, que como se observa en la tabla 4.6 las estaciones Cerro El padre y Trupán poseen 2 y 1 vacíos respectivamente en el periodo de estudio, por lo que estos fueron completados utilizando los promedios mensuales del mes respectivo al vacío. Además, Mulchén y Tucapel poseen registro completo por lo que no requieren relleno de vacíos.

Tabla 4.8 Estaciones cercanas usadas para el relleno de precipitaciones anuales

Estación que rellenar	Estaciones usadas en la correlación
Quilaco	Cerro El padre y San Carlos de Purén
San Lorenzo en Bio Bio	Quilaco, Los Ángeles y Trupán
Pilguén	Mulchén
Quillaileo	Cerro El padre y San Lorenzo en Bio Bio
Poco a poco	Pilguén y Cerro El padre

Tabla 4.9 Precipitación media anual estaciones cercanas

Estación	Precipitación media anual (mm)
Tucapel	1451.5
Trupán	1637.2
Los Ángeles	1049.9
San Carlos de Purén	1076.3
Cerro El padre	1983.6
San Lorenzo en Bio Bio	1987.9
Quilaco	1405.9
Quillaileo	2105.0
Mulchén	1219.8
Pilguén	1557.1
Poco a poco	2379.6

Para generar las isoyetas de precipitación pluvial anual se utilizó el software *QGIS* con el cual es posible la visualización de información geográfica. Para confeccionar las isoyetas se usó la herramienta de interpolación que usa el método de Kriging ordinario, el cual es de uso generalizado en la interpolación de variables hidrológicas.

Se ingresaron las 11 estaciones pluviométricas con sus respectivas precipitaciones medias anuales resultando el mapa de isoyetas que se visualiza en la figura 4.5.

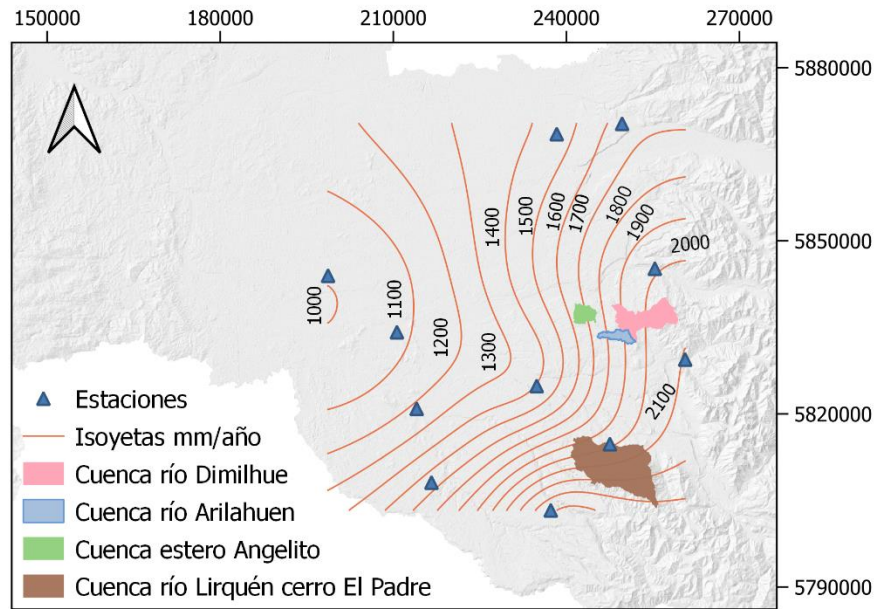


Figura 4.5 Mapa de isoyetas

Entonces, a partir de este mapa se obtuvo las precipitaciones medias anuales de las cuencas analizadas a partir de la ubicación del centroide de cada cuenca. Los resultados son presentados en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Precipitación media anual cuencas analizadas

Cuenca	Área (km ²)	Precipitación media anual (mm)
Cuenca estero Angelito	11.2	1656
Cuenca río Dimilhue	40.7	1890
Cuenca río Arilahuén	8.3	1680
Cuenca río Lirquén en cerro El padre	103.4	2080

4.3 Transposición de caudales

Finalmente, a partir de los análisis hechos es posible obtener las curvas de variación estacional utilizando el método de transposición de caudales por medio de la Ecuación 4.1. En esta, Q indica los caudales, A el área en km² y PP la precipitación media anual en mm, siendo los subíndices 1 y 2 referentes a las cuencas donde se quiere obtener los caudales y la cuenca donante, respectivamente.

$$Q_1 = \frac{Q_2}{A_2 * PP_2} * A_1 * PP_1 \tag{4.1}$$

De esta manera se extendió el análisis de frecuencia realizado a la estación patrón a las cuencas de interés. En el anexo 4.4 se presentan los resultados de la cuenca del estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén respectivamente. Las curvas de variación estacional se presentan en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8.

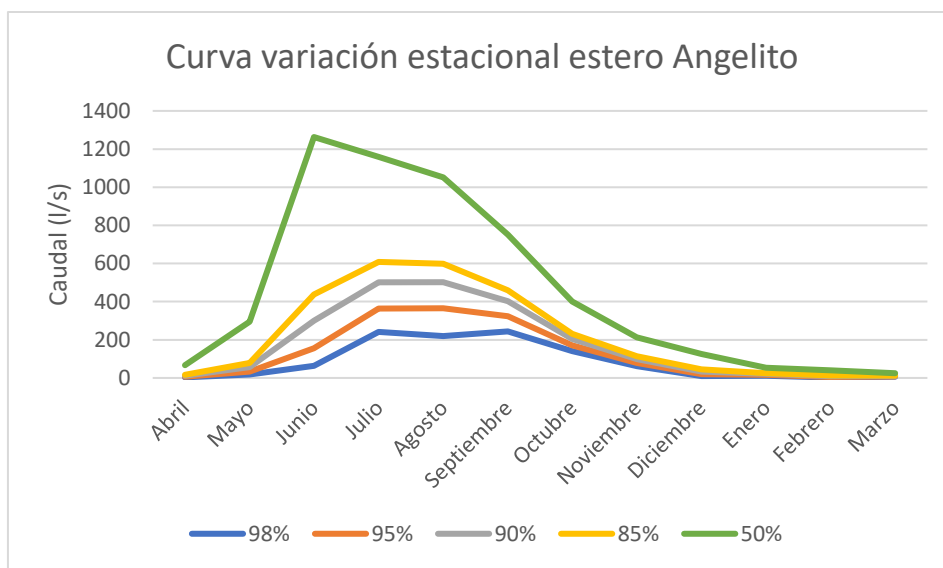


Figura 4.6 Curva variación estacional estero Angelito

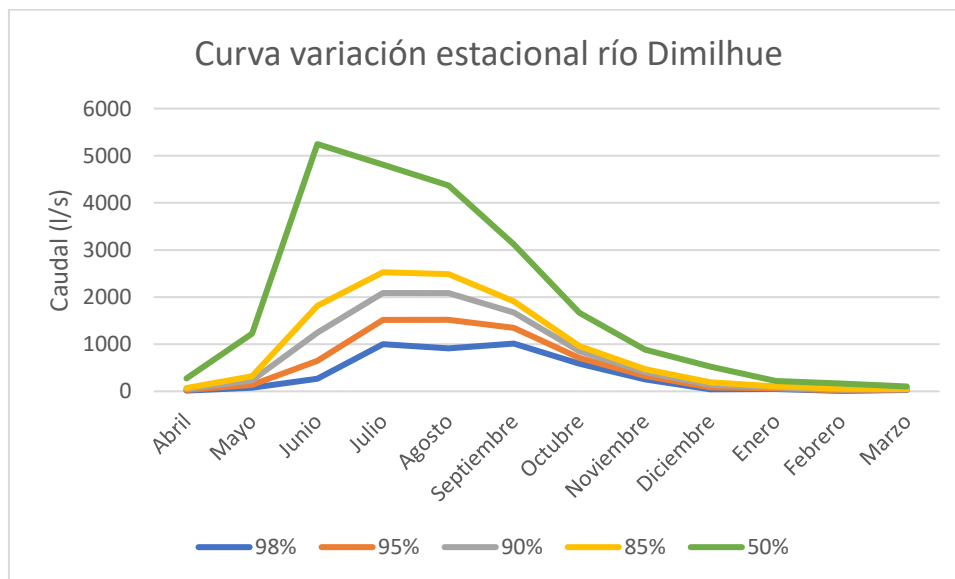


Figura 4.7 Curva variación estacional río Dimilhue

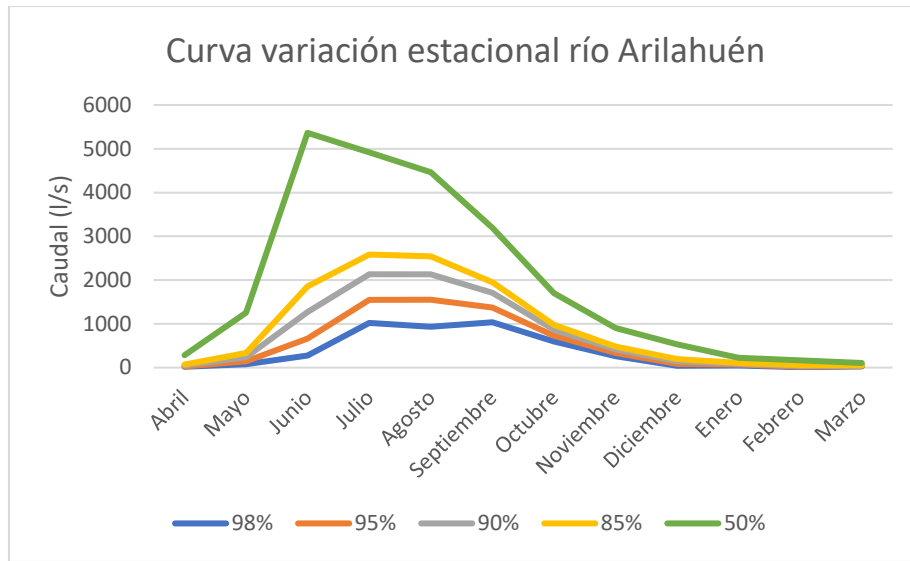


Figura 4.8 Curva variación estacional río Arilahuén

4.4 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica

Según el Manual de normas y procedimientos para la administración de recursos hídricos (DGA, 2008), la disponibilidad hídrica en aguas superficiales para la otorgación de derechos de aprovechamiento consuntivos de carácter permanente es calculada considerando los caudales con una probabilidad de excedencia del 85% menos el caudal ecológico. Debe también considerarse los derechos de aprovechamiento ya otorgados en la cuenca a fin de no afectar el ejercicio de estos. Por otro lado, el caudal ecológico mínimo se calculó siguiendo el reglamento establecido en el artículo 129 del código de aguas (MMA, 2015), en que se considera como caudal ecológico para cada mes al 50% del caudal con probabilidad de 95% de excedencia, siempre que este sea menor al 20% del caudal medio anual, de no ser así el caudal ecológico es el 20% del caudal medio anual. Los caudales ecológicos y disponibilidad hídrica para cada mes en cada punto de extracción de cada alternativa de fuente de abastecimiento se muestran en las tablas 4.11 hasta 4.13.

Tabla 4.11 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica estero Angelito

Estero Angelito	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Caudal ecológico (l/s)	3.5	17.0	77.6	90.7	90.7	90.7	85.5	39.4	10.1	8.0	2.4	4.2
Disponibilidad hídrica (l/s)	13.0	61.1	359.3	517.5	507.9	368.7	145.4	73.6	35.4	17.0	10.8	7.9

Tabla 4.12 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica río Dimilhue

Río Dimilhue	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Caudal ecológico (l/s)	14.5	70.6	322.5	376.8	376.8	376.8	355.3	163.9	42.1	33.0	10.1	17.3
Disponibilidad hídrica (l/s)	54.1	254.0	1492.9	2150.1	2109.9	1531.6	604.2	305.9	147.0	70.4	44.9	32.9

Tabla 4.13 Caudales ecológicos y disponibilidad hídrica río Arilahuén

Río Arilahuén	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Caudal ecológico (l/s)	2.9	14.3	65.2	75.5	75.5	75.5	71.0	33.1	8.5	6.7	2.4	3.5
Disponibilidad hídrica (l/s)	10.9	51.3	301.6	434.9	432.6	299.7	120.5	61.9	29.7	14.2	9.9	6.6

Además, considerando los derechos otorgados disponibles en el sitio web de la DGA, en las tres fuentes existen derechos aguas abajo de donde se pretende realizar las captaciones, correspondientes a energía hidroeléctrica y riego, y se verificó que estos no se ven afectados producto de la eventual extracción de 4.7 l/s para abastecimiento de agua potable. Para esto se estudiaron los caudales disponibles en los puntos de extracción aguas abajo de las captaciones y se estimó la disponibilidad hídrica en estos puntos, la que corresponde al caudal con 85% probabilidad de excedencia menos el caudal ecológico y menos los derechos de aprovechamiento, habiendo en las tres fuentes capacidad para solicitar los derechos por el caudal de 4.7 l/s. En el anexo 4.5 estos cálculos.

4.5 Caudales instantáneos máximos

De acuerdo con la Nch 777/1, las obras de captación deben diseñarse para resistir una crecida con periodo de retorno de al menos 100 años. Así, para obtener este caudal se procedió según el Manual de cálculos de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica (DGA, 1995) y se utilizó el método DGA-AC, el cual tiene validez en cuencas mayores a 20 km². Por ello, la cuenca del río Dimilhue fue estudiada por medio de este método y las cuencas del estero Angelito y del río Arilahuén por medio de la fórmula racional que tiene una validez en cuencas con superficies menores a 20 km² (DGA, 2016). Para mayor seguridad se calcularon también los caudales instantáneos máximos por el método de transposición de caudales, utilizando, al igual que anteriormente, como cuenca patrón con información disponible la cuenca del río Lirquén en cerro El padre.

El procedimiento del método DGA-AC parte por definir la zona homogénea a la que pertenece la cuenca para luego determinar la curva de frecuencia para esa zona, el cual contiene para cada periodo de retorno el caudal medio diario máximo regional adimensionalizado con el valor de periodo de retorno 10 años. A continuación, se determina el caudal medio diario máximo de periodo de retorno 10 años según expresiones propuestas y finalmente mediante un factor de conversión relativo a la zona homogénea se convierten los caudales medios diarios máximos a caudales instantáneos máximos. En el caso de la fórmula racional la estimación se hace en base a coeficientes de escorrentías propuestos para diferentes periodos de retorno según la zona de estudio, intensidad de lluvia para distintos periodos de retorno con duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca. Las tablas y expresiones utilizadas para estos cálculos se muestran en el anexo 4.6 y los resultados de este cálculo para cada cuenca en la tabla 4.14.

Tabla 4.14 Caudales instantáneos máximos

Periodo de retorno [años]	Caudales instantáneos máximos (m ³ /s)		
	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
	Formula racional	DGA-AC	Formula racional
2	15.7	21.5	12.3
5	20.0	28.4	15.7
20	24.0	39.0	18.8
50	27.5	46.9	21.6
100	30.2	52.9	23.6

Por último, la transposición de caudales se realizó con el registro de caudales instantáneos diarios de la estación río Lirquén en cerro El padre disponibles en la página web de la DGA, el cual se encuentra casi completo durante el periodo de estudio (abril 1990-marzo 2020). El procedimiento consistió en realizar un análisis de frecuencia de los caudales máximos anuales asignando la distribución de probabilidades que mejor se ajuste según el criterio de Kolmogorov-Smirnov, al igual que los análisis hechos previamente. La Ecuación 4.2 es la utilizada para la transposición y los resultados son mostrados en la tabla 4.15.

$$Q_1 = Q_2 * \frac{A_1}{A_2} \quad (4.2)$$

Tabla 4.15 Caudales instantáneos máximos por transposición de caudales

Periodo de retorno [años]	Caudales instantáneos máximos (m ³ /s)		
	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
2	10.8	39.1	8.0
5	15.4	56.0	11.4
20	19.8	72.0	14.7
50	22.1	80.2	16.4
100	23.6	85.6	17.5

Siendo ambas estimaciones validas, se utilizan los valores que permitan diseños más conservadores, teniendo en cuenta que se trata de infraestructura crítica y una posible falla dejaría sin agua potable a la localidad.

De esta manera, teniendo la certeza que los caudales disponibles son suficientes, es decir, es factible abastecerse de estas fuentes, corresponde realizar los diseños de las obras.

CAPÍTULO 5 ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Considerando los parámetros de diseño calculados respecto de la demanda actual y futura de la localidad y con el objetivo de dar la mejor solución al abastecimiento de agua potable de Villucura, desde el punto de vista técnico y económico, es que se analizó cada parte del sistema para ver cuales podían tener más de una alternativa para su posterior evaluación. Las partes del sistema analizadas son la fuente de abastecimiento, captación, red de distribución, estanques de regulación, y sistema de tratamiento, considerando distintas ubicaciones para estos elementos.

Así, las posibles soluciones se generaron tomando alguna de las alternativas de cada parte del sistema presentadas a continuación.

5.1 Fuente de abastecimiento

Las posibles fuentes de abastecimiento son las analizadas en el capítulo anterior, es decir, captar aguas del estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén. Siendo las 3 alternativas factibles de ser utilizadas considerando que su productividad en el mes de mayor escasez es mayor a la demanda que existiría, como se muestra en la tabla 5.1. Las posibles fuentes de abastecimiento se muestran en la figura 5.1.

Tabla 5.1 Disponibilidad hídrica y demanda

	Mes menos disponibilidad	Disponibilidad hídrica (l/s)	Qb (12 horas)
Estero Angelito	Marzo	7.9	4.7
Río Dimilhue	Marzo	32.9	4.7
Río Arilahuén	Marzo	6.6	4.7

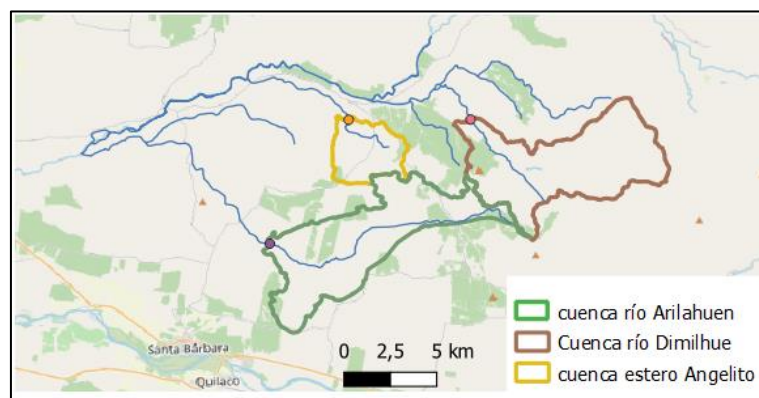


Figura 5.1 Alternativas de abastecimiento

5.2 Captación

Del sistema de agua potable, la captación es la parte más difícil de modificar pensando en una futura ampliación, de aquí la importancia de realizar buenos diseños tomando buenos márgenes de seguridad, y por supuesto teniendo la certeza que los caudales disponibles en la fuente son suficientes para satisfacer la demanda. Así, corresponde diseñar las obras cumpliendo con la Nch 777/1 respecto de fuentes de abastecimiento y obras de captación de aguas superficiales, donde se indica que estas obras deben diseñarse para resistir al menos una crecida de periodo de retorno de 100 años. Para el caso de estudio, se diseñó una captación lateral con vertedero frontal que contiene obras tales como: un muro normal respecto al eje de la corriente que permite asegurar un nivel mínimo de aguas en la zona de captación, muros laterales para proteger la ladera y a la vez que permitan la entrada del agua a una cámara de captación o conducto de derivación. Con base en lo observado en el estero Angelito y al aforo realizado aguas arriba al sitio de captación actual en contexto del proyecto de ampliación del sistema de APR mandado por la DOH (ver anexo 5.1), se diseñó una sección transversal rectangular donde se situarán las obras de captación. Las dimensiones de esta sección son un ancho de 2.7 metros y altura 1.1 metros. Las cotas de terreno y fondo del cauce se presentan en la figura 5.2, donde además se incluyen los muros laterales con un espesor de 0.30 metros. Ya que no se dispone de información de las otras fuentes de abastecimiento, las obras de captación se diseñaron únicamente en esta sección.

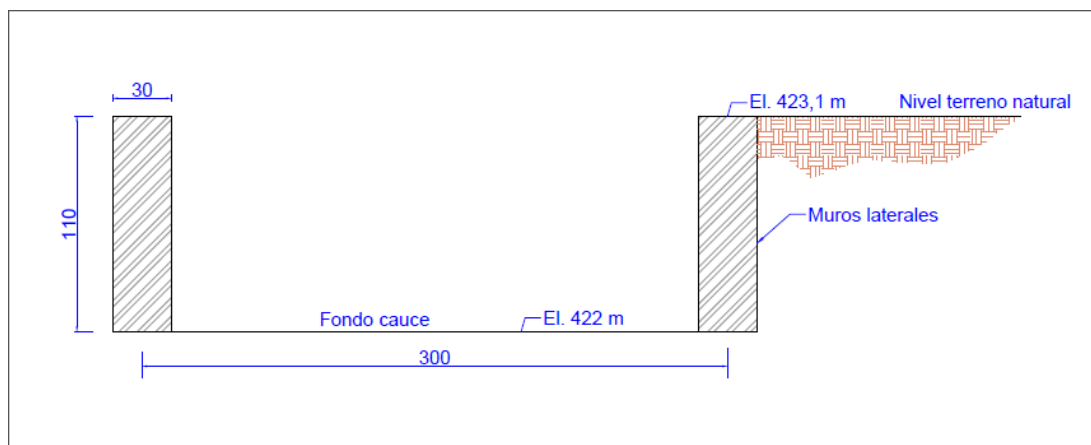


Figura 5.2 Sección transversal cauce en sitio de captación

Como se mencionó anteriormente las obras de captación deben estar diseñadas para resistir una crecida con periodo de retorno de 100 años, siendo para el estero Angelito un caudal de $30.2 \text{ m}^3/\text{s}$ según lo estimado en el capítulo anterior. Utilizando la fórmula de Manning y una rugosidad estimada

a partir de la formulación de Cowan, con un valor n igual a 0.065 se obtiene una pendiente del cauce de 0.0002 m/m en la zona donde se realizó el aforo, con lo cual se construyó la curva de descarga en esta sección y se estimó la capacidad del cauce y los niveles de agua para diferentes caudales (ecuaciones y detalles del cálculo ver en anexo 5.2). Así, se debe tener precaución con un posible desborde del cauce ante un caudal centenario, y entonces considerar cierto margen de seguridad en la ubicación de casetas de tratamiento e instalaciones eléctricas ubicando los equipos e instalaciones a una distancia segura del cauce, siendo según lo calculado en la curva de descarga a 30 metros desde la orilla aproximadamente. Cabe mencionar que el caudal mínimo utilizado para el diseño es de 12 l/s correspondiente al menor caudal medio mensual con una probabilidad de excedencia de 85% y el caudal de diseño para la mayoría de las partes corresponde al triple del caudal que se necesita bombear, es decir, 14 l/s.

5.2.1 Captación lateral

Como se mencionó, esta alternativa consta de una barrera de sección rectangular normal a la dirección del cauce, la que se dispone con compuertas que permitan evacuar crecidas y también dejar pasar los sedimentos y acarreo de material grueso cuando corresponda realizar limpieza. La barrera diseñada tiene una altura de 0.6 metros medido desde el fondo del cauce y un ancho de 0.2 metros. La bocatoma propiamente tal es el orificio de sección rectangular provisto de una rejilla que permite la entrada del agua hacia la cámara de captación ubicada aguas arriba de la barrera frontal adyacente al cauce en el muro lateral. Las dimensiones del orificio se obtuvieron considerando la ecuación para un orificio de pared gruesa, considerando una pérdida generada por la rejilla calculada con la fórmula de Kirshmmmer, Ecuación 5.1.

$$h = B * \left(\frac{W}{b} \right)^{4/3} * hv * \text{sen}\phi \quad (5.1)$$

Donde, h es la pérdida de carga en metros, B es un factor de forma igual a 1.79 para barras circulares, W es el espesor de la barra en metros, b es el espacio entre barras en metros, hv es la carga de velocidad en metros y ϕ es el ángulo de las barras con respecto a la horizontal. El espaciamiento y espesor de las barras esta dado por lo que se requiera retener, así, se determinó retener solidos con un diámetro mayor a 5 mm, siendo estos gravas y piedras y entonces, permitiendo el paso de arenas finas, medias y gruesas, siendo necesario proyectar un desarenador al final de la aducción. Utilizando barras circulares de 1 cm de diámetro puestas verticalmente, es decir, con un ángulo de 90° respecto a la

horizontal y asumiendo una carga de velocidad despreciable considerando que la velocidad del escurrimiento en el sentido lateral es cercana a cero, se obtuvo una pérdida de carga de 3.7 cm. Como recomienda Materón (1997) esta pérdida debe considerarse dos a tres veces el valor calculado previendo posibles obstrucciones, así, la pérdida adoptada es de 8 cm.

Utilizando la fórmula para vertederos de pared gruesa, Ecuación 5.2, es posible obtener la carga sobre la barrera frontal considerando el caudal mínimo, y entonces obtener el nivel de aguas para el caudal mínimo en la poza de captación.

$$Q = 1.704 * L * H^{3/2} \quad (5.2)$$

Donde, Q es el caudal pasante por el vertedero en m³/s, H es la carga sobre la cresta del vertedero en metros y L es la longitud del vertedero en metros. Despejando H y calculando con el caudal mínimo de 12 l/s y la longitud de 2.7 metros se obtiene una carga sobre el vertedero de 1.9 cm. Con esto también se verifica que el vertedero es de tipo pared gruesa según Ecuación 5.3.

$$\frac{L_{cresta}}{H} > 1.5 \quad (5.3)$$

Donde L_{cresta} es el ancho de la cresta del vertedero. En este caso es de 0.2 metros como se mencionó anteriormente, y entonces se obtiene un valor de 10 para la ecuación 5.3 y se verifica que se trata de un vertedero de pared gruesa (Mery, 2013).

De esta manera en condiciones de caudal mínimo el nivel de aguas en la zona de captación es la altura del vertedero más la carga sobre este, siendo esto de 61.9 cm. Dado que en las cercanías a la barrera se produce un escurrimiento rápidamente variado el valor de H es el que se produce en una sección aguas arriba donde el escurrimiento es gradualmente variado, esta sección se encuentra a una distancia de 4H de la barrera (Rocha, 2007). En base a esto se determinó ubicar a 8 cm de la barrera la rejilla por donde se hará la captación. Además, con el nivel de aguas en la poza y la pérdida por rejilla es posible obtener el nivel de aguas dentro de la cámara de captación mediante la ecuación de Bernoulli entre un punto en la poza y otro dentro de la cámara. El nivel de aguas dentro de la cámara de captación se obtuvo mediante la Ecuación 5.4.

$$Y_{min} = P + H - h \quad (5.4)$$

Donde, Y_{min} es el nivel de aguas mínimo dentro de la cámara de captación y P es la altura del vertedero. Con los datos obtenidos previamente se obtiene un nivel de aguas en la cámara de captación

de 0.54 metros medidos desde el fondo del cauce. A continuación, se estimó las dimensiones del orificio que hace de bocatoma para lo cual se determinó ubicarlo a una altura de 40 cm del fondo, considerando la altura de la barrera frontal y teniendo precaución de alejarse lo suficiente del fondo para evitar obstrucciones por acumulación de sedimentos. Para dimensionar el orificio de sección rectangular se utilizó la fórmula para un orificio de pared gruesa, Ecuación 5.5.

$$Q = Cd * \sqrt{2 * g * (z - h)} * A \quad (5.5)$$

Donde, Cd es el coeficiente de gasto, z es la altura de agua medida al centro del orificio, g es la fuerza de gravedad, A es el área del orificio y Q es el caudal que pasa por el orificio. El coeficiente de gasto utilizado depende de la relación entre el alto del orificio y el ancho de la pared, el cual en este caso al tratarse del muro lateral es de 30 cm. Se definió una altura de 10 cm del orificio por lo que el coeficiente de gasto para esta situación es de 0.82 (ver anexo 5.3). Dado el nivel de aguas en la poza (0.62 m) y la ubicación del orificio a 40 cm del fondo, z toma un valor de 0.22 m. Así, despejando el área para el caudal de diseño de 14 l/s y que se tiene una pérdida debido a la rejilla de 8 cm se obtiene un área de 103 cm². Como en el orificio va colocada la rejilla la longitud del orificio se obtuvo considerando las ecuaciones 5.6, 5.7 y 5.8 que consideran el espacio ocupado por las barras y su espaciado.

$$\text{Área parcial} = \text{altura rejilla} * b \quad (5.6)$$

En base a las definiciones previas se obtiene un área parcial de 5 cm².

$$\text{Numero total de espacios} = \frac{A}{\text{área parcial}} \quad (5.7)$$

Dado el resultado de la ecuación 5.6 se obtienen 21 espacios.

$$\text{número barras} = \text{numero total de espacios} - 1 \quad (5.8)$$

Así, se obtiene que debe haber 21 espacios de 5 mm y 20 barras de 1 cm, determinando esto una longitud total de 30.5 cm. En la figura 5.3 se muestra la ubicación de la rejilla respecto del muro frontal y las cotas de terreno y fondo del cauce.

La cámara de captación a la que ingresa el agua desde el cauce es el elemento estructural mediante el cual se reparte el caudal deseado a los demás componentes de la captación, y el caudal remanente es

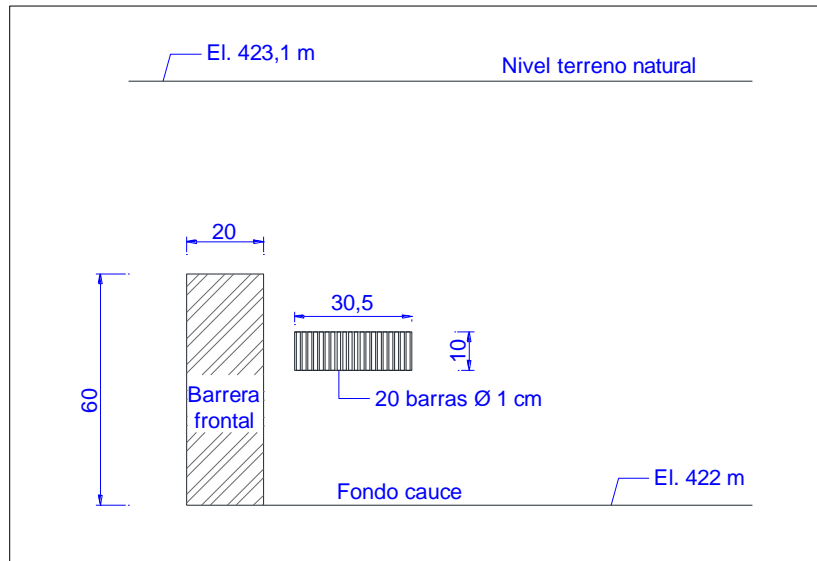


Figura 5.3 Barrera frontal y rejilla de captación

retornado al río mediante un sistema automatizado compuesto por sensores de nivel y válvulas de control motorizadas.

Además, la tubería de aducción va a una altura de 10 cm del fondo de la cámara con un colador hacia la planta de tratamiento, y a nivel del fondo de la cámara la tubería de desagüe de retorno al río (NCh777/1, 2008). Así, el elemento de control definido dentro de la cámara mantendrá el agua en el nivel requerido, abriendo o cerrando la válvula según se exceda o iguale el nivel establecido.

5.3 Estanques de regulación

Si bien el volumen de estanque quedó definido en el capítulo 3, siendo este de 100 m^3 , otro aspecto importante a evaluar es su ubicación. Para la elección de posibles ubicaciones hay que tener presente que el agua debe venir desde el punto de captación y luego debe ser entregada a la población, además de contemplarse la conveniencia de escoger un punto alto comparado con el sector a abastecer. Así, teniendo lo anterior en consideración es que se evaluaron dos ubicaciones diferentes para los estanques de regulación, siendo estas visualizadas en la figura 5.4. De aquí en adelante se referirá a las ubicaciones como 1 y 2 o estanques 1 y 2, siendo 1 el estanque ubicado más a la derecha en la figura. La cota de terreno en la ubicación 1 es de 544 m y en la ubicación 2 es de 504 m. Con estas dos ubicaciones el análisis posterior consideró la utilización de 1 estanque en la ubicación 1 o la utilización de ambas ubicaciones con estanques que abastecerían simultáneamente sectores distintos.

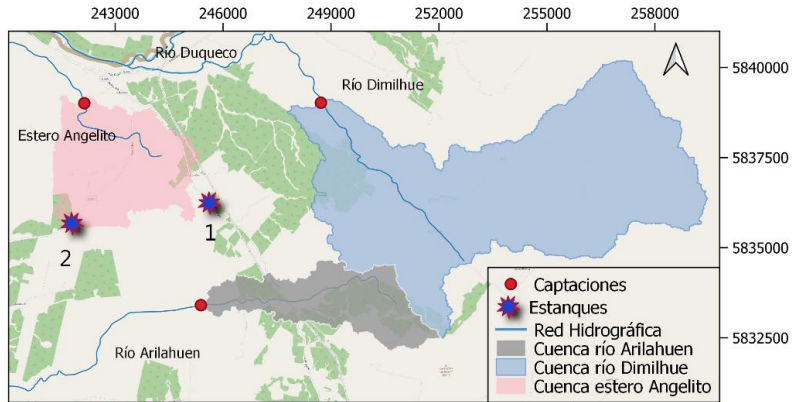


Figura 5.4 Alternativas ubicación estanques

En este último caso, considerando la distribución de viviendas al momento del estudio del proyecto, el estanque en la ubicación 2 abastecería 49 viviendas y el estanque 1 un total de 128 viviendas, lo que representa un 30% y 70% de la demanda total respectivamente. Esta distribución se aprecia en la figura 5.5. Así, en caso de evaluar el sistema con un estanque que abastezca todo este debe ser de 100 m³, y en el caso recién descrito de la utilización de 2 estanques, estos deben ser de 30 m³ y 70 m³ en las ubicaciones 2 y 1 respectivamente. Por otro lado, las demandas ocurren en cotas que van desde los 316 m.s.n.m hasta los 537 m.s.n.m, teniendo demandas en cotas muy cercanas a la cota del estanque 1. Es por esto, y teniendo en consideración que para los volúmenes requeridos los estanques tipo que recomienda el Manual son de hormigón armado semienterrado o en caso de necesitar mayores alturas metálico elevado con altura 15, 20 o 25 metros, es que se definió que en la ubicación 1 el estanque debe ser del tipo elevado con altura de 15 metros, de volumen 100 m³ en el caso de ser el único elemento regulador o de 70 m³ en caso de la utilización de dos estanques. El estanque en la ubicación 2 corresponde al tipo semienterrado de volumen 30 m³.

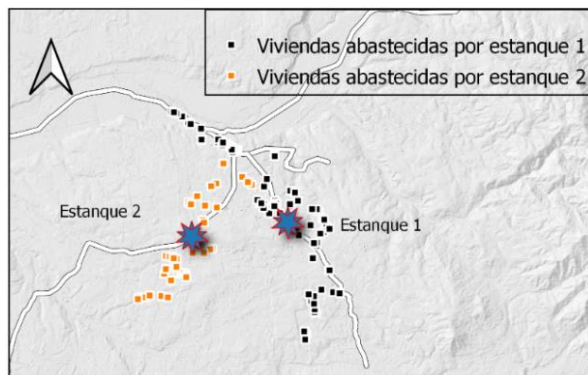


Figura 5.5 Viviendas alimentadas por estanques 1 y 2

5.4 Sistema de tratamiento

El sistema de tratamiento necesario está definido por un lado por la calidad de la fuente y por otro por la calidad que se requiere. En este caso se debe cumplir con la Nch 409 que establece requisitos físicos, químicos, radioactivos y bacteriológicos que debe cumplir el agua para ser potable. Así, el análisis físico químico y bacteriológico de las aguas del estero Angelito presentado en la tabla 2.2 muestra que hay que disminuir la concentración de hierro y la turbiedad para cumplir con la normativa. Además de esto hay que contemplar un sistema de cloración que asegure una concentración residual mínima de 0.2 mg/l en cualquier punto de la red. Cabe mencionar que al contar solo con el análisis del agua cruda del estero Angelito se asumió que el sistema de tratamiento necesario ahí servirá también para las otras dos fuentes de abastecimiento.

Por otro lado, dado que la obra de captación inevitablemente capta cierto gasto sólido y que las rejillas no retienen todo el material sólido se proyectó un desarenador al final de la aducción que permite remover las arenas finas, medias y gruesas. Partículas más pequeñas como sólidos en suspensión y partículas disueltas pretenden ser removidas con procesos de coagulación-floculación mediante el filtro floculador dispuesto a continuación de los equipos de bombeo.

Las dimensiones y forma del desarenador están definidos por el diámetro de las partículas que se quieran eliminar en un 100% dado por el análisis granulométrico de los sedimentos presentes. En este caso, al tratarse de agua potable debe eliminarse el máximo de sedimentos posible, teniendo en cuenta que los limos y partículas más finas son removidas con la utilización de floculantes y coagulantes. El diámetro escogido para el diseño es de 0.4 mm por lo que se espera abatir completamente partículas mayores e iguales a este tamaño. Como el principio de funcionamiento del desarenador es permitir la decantación de las partículas debido a velocidades bajas, es importante que la velocidad no ponga en suspensión partículas depositadas en el fondo. Para asegurar esta condición la velocidad máxima permitida se obtuvo mediante la Ecuación 5.9, derivada del análisis de la tensión tangencial que inicia el movimiento de las partículas y del producido por el escurrimiento.

$$V \leq K * \sqrt{d_0} \quad (5.9)$$

Donde, d_0 es el diámetro y K es una constante que depende del diámetro de las partículas, siendo según lo propuesto por Camp y citado por Mery (2013) igual a 13.9 para partículas entre 0.1 y 1 mm. Así, la velocidad máxima es 0.28 m/s y se adopta para el diseño una velocidad de 0.15 m/s. Otro

aspecto importante es la velocidad de sedimentación, lo cual depende del diámetro de la partícula y se obtuvo a través de los valores propuestos por Arkhangelski y citado en Mery (2013), siendo 4.32 cm/s la velocidad de sedimentación para partículas de diámetro 0.4 mm en aguas quietas. Para considerar el efecto de la turbulencia en la velocidad de sedimentación se utilizó el gráfico propuesto por Camp y citado en (Mery 2013), donde en función de la velocidad de sedimentación en aguas quietas y la velocidad de escurrimiento se obtiene la velocidad de sedimentación en flujo turbulento para distintas tasas de remoción. Para este caso se obtuvo una velocidad de sedimentación en flujo turbulento de 2.16 cm/s. A partir de estos resultados se obtiene el largo total del sedimentador mediante la Ecuación 5.10.

$$L_d = h_0 * \frac{v_0}{w'} \tag{5.10}$$

Donde, h_0 es la altura del escurrimiento, v_0 es la velocidad media del escurrimiento y w' es la velocidad de sedimentación. Con los resultados anteriores y definiendo una altura de escurrimiento de 80 cm se obtiene una longitud total aproximada de 6 metros. Entonces, el desarenador proyectado es de sección rectangular de largo 6 metros y altura 100 cm, considerando 20 cm de superficie libre. Desde el punto de vista de la extracción de los sedimentos depositados estos deben ser removidos de manera manual cada cierto tiempo por una compuerta de purga dispuesta al final de la cámara, siendo este entonces un desarenador de purga discontinua, y devolviendo al cauce mediante un canal los sedimentos. Para aumentar la protección de los sistemas de bombeo y facilitar la limpieza de la cámara se dispuso un umbral de 40 cm que retenga los sedimentos al final de la cámara y previo a la sentina donde están instalados los equipos de elevación. El desarenador diseñado se muestra en la figura 5.6.

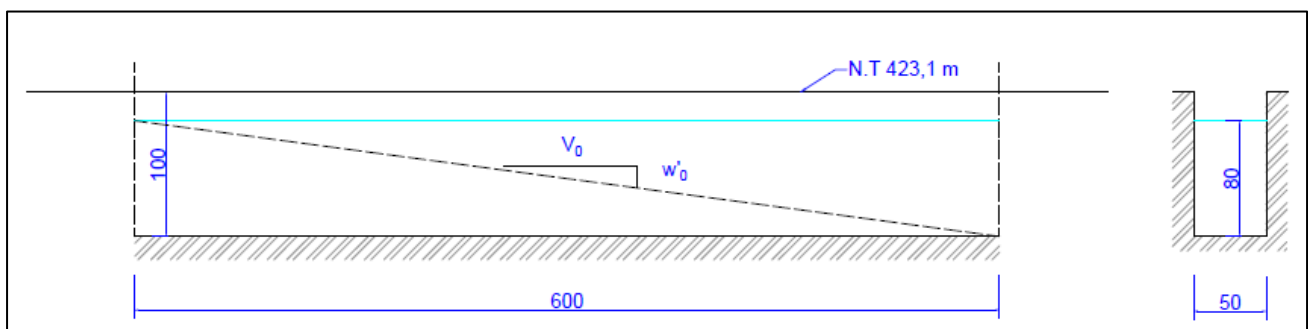


Figura 5.6 Desarenador rectangular

Así, considerando los caudales a bombear y las características del afluente y efluente necesario se buscó algún filtro en el mercado que satisficiera los requerimientos del sistema. El filtro elegido es de la marca *AguaSin* modelo ABMA-135 el cual sirve para abatir hierro y manganeso. Si bien la

concentración de manganeso cumple con la normativa esta se encuentra cerca del límite y al igual que el hierro es un contaminante usual de aguas superficiales, por lo que disponer de tratamiento también para el manganeso hace más seguro y completo al sistema. El principio de tratamiento de este filtro es la adsorción mediante material filtrante, para esto es necesario oxidar los componentes ya que estos se encuentran disueltos en el agua. Para la oxidación del hierro y manganeso se utiliza una bomba dosificadora en la línea de alimentación del filtro que suministra permanganato de potasio, el cual actúa como oxidante y de esta manera los contaminantes son convertidos a formas insolubles y pueden ser retenidos en el material filtrante. Para abatir la turbiedad se dispuso de un filtro floculador que separa físicamente las partículas en suspensión. El modelo y marca elegido es FLMA-150 de la marca *Aguasin*. Las fichas técnicas de estos filtros se encuentran en el anexo 5.4. Con estos dos filtros se pretende controlar los parámetros fuera de norma, para dejar en la parte final del tratamiento una bomba dosificadora para suministrar hipoclorito de sodio para la desinfección, requisito para todo sistema de agua potable. Así, el sistema de tratamiento contaría con 2 bombas dosificadoras, un filtro abatidor de hierro y manganeso y un filtro floculador destinado a disminuir la turbiedad. Los insumos para esto son hipoclorito de sodio y permanganato de potasio. La dosis teórica de este oxidante necesaria para oxidar de Fe^{+2} a Fe (III) es 0.94 partes de permanganato de potasio por parte de hierro soluble, y para oxidar Mn^{+2} a Mn (IV) 1.92 partes de permanganato de potasio, esto a partir de las reacciones de oxido reducción balanceadas (MWH, 2005)

Cabe mencionar, que ambos filtros tienen una vida útil estimada de 10 años y como mantención debe realizarse limpieza del filtro mediante retrolavado según sea necesario.

5.5 Impulsión

La impulsión contempla el traslado del agua desde la captación hacia el elemento de regulación. En este caso se cuenta con 3 posibles ubicaciones para la captación y 2 posibles ubicaciones para los estanques de regulación, por lo que se definieron 3 alternativas de impulsión pensando en las cercanías de estos elementos. Así, las posibles impulsiones son llevar el agua desde el estero Angelito hacia ambos estanques de regulación, desde el río Dimillhue hacia el estanque 1 y desde el río Arilahuén hacia el estanque 1. Cabe mencionar que el trayecto de las impulsiones se hizo siguiendo en lo posible los caminos públicos. En la figura 5.7 se observa el trayecto de estas impulsiones.

Un aspecto importante que analizar son los perfiles longitudinales, ya que estos permiten estimar los movimientos de tierra necesario, muestra los puntos altos donde podría acumularse aire y

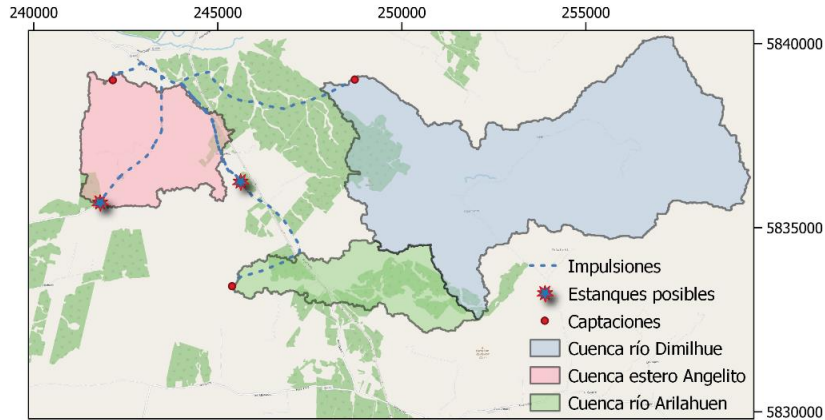


Figura 5.7 Impulsiones alternativas

sería necesario instalar válvulas ventosas, principalmente porque permite visualizar las líneas de energía y piezométricas. Esto último especialmente importante a fin de evitar el fenómeno de cavitación. Así, lo primero es definir la materialidad y diámetro de las impulsiones, para luego calcular las pérdidas regulares y singulares y finalmente estimar la energía necesaria que debe suministrarse mediante equipo de bombeo al agua para que esta alcance el estanque con una presión adecuada. Este cálculo se hace de manera iterativa probando diferentes diámetros y escogiendo aquel que permita velocidades y presiones adecuadas sin que se demande un suministro de energía muy grande por parte del equipo de bombeo. Finalmente, debe buscarse en el mercado equipos de bombeo que trabajen con los caudales y alturas manométricas necesarias, escogiendo el que más cercano está a las necesidades y verificar los cálculos previos con dicha bomba. Algo a tener en consideración respecto del equipo de bombeo es que estos usualmente tienen una vida útil de 10 años, por lo que, siendo el periodo de previsión de 20 años, se debe considerar un equipo para el caudal de bombeo para el año 10, etapa 1, y otro equipo para la etapa 2 que portee el caudal de bombeo para el año de previsión 20.

Las pérdidas regulares se cuantifican con la Ecuación 5.11, donde L es el largo total de la tubería y J es la pendiente de la línea de energía y se estimó usando la ecuación de Hazen Williams, Ecuación 5.12, donde C es el coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams, Q es el caudal y D es el diámetro.

$$\Lambda_{reg} = J * L \tag{5.11}$$

$$J = 10.665 \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} * D^{4.869}} \tag{5.12}$$

Las pérdidas singulares presentes en estas impulsiones corresponden a salida de bomba, filtros, válvulas de retención y compuerta, tee, ampliación, reducción, curvas ¼, curvas 1/8, curvas 1/16 y

descarga al estanque. A excepción de las pérdidas debido a los filtros, que es proporcionada por el fabricante, la cuantificación de estas pérdidas es mediante la Ecuación 5.13, donde K es el coeficiente de pérdida singular, u es la velocidad media del escurrimiento y g la aceleración de gravedad. Los valores de K son obtenidos a partir de un proyecto de similar envergadura realizado en la región del Bio Bio (DOH, 2021), y se presentan en la tabla 5.2.

$$\Lambda_{sing} = \sum K * \frac{u^2}{2g} \tag{5.13}$$

Tabla 5.2 Coeficientes de pérdidas singulares

Salida bomba	0.2
Curva 1/4	0.6
Válvula de retención	2.5
Válvula de Compuerta	0.19
Tee	1.8
Ampliación	0.19
Reducción	0.19
Curva 1/8	0.54
Curva 1/16	0.38
Descarga a estanque	1

Las ubicaciones de estas singularidades son: a la salida del equipo de bombeo válvulas de retención y compuerta, y en el recinto de captación ampliación y reducción debido a los cambios de materialidad y diámetro debido a los filtros y equipos de bombeo. Estas piezas son comunes para todas las alternativas, en el caso de las curvas estas fueron contabilizadas para cada trazado.

De esta manera, la energía necesaria a suministrar, llamada altura manométrica, Hm, se calculó mediante la Ecuación 5.14, que es una expresión derivada de la ecuación de Bernoulli, donde Z₂ es la cota del estanque y Z₁ la cota desde donde es bombeada el agua. $\sum \Lambda$ es la sumatoria de todas las pérdidas de energía, es decir, las pérdidas regulares más las pérdidas singulares.

$$Hm = (Z_2 - Z_1) + \sum \Lambda \tag{5.14}$$

Por otro lado, los movimientos de tierra están relacionados con la recomendación del Manual de asegurar al menos 1 metro de profundidad en la disposición de la impulsión

Con los diámetros y disposición de los elementos escogidos, debe verificarse que el sistema permita efectuar el lavado de filtros, para lo cual debe permitirse que el agua yendo en sentido contrario, es decir, desde el elemento de regulación hacia los filtros, llegue con velocidad y presión adecuada para realizar la limpieza de estos. La presión necesaria para esta operación dependerá de los equipos que se disponga, siendo estos valores entregados por el fabricante. Una presión usual para el retrolavado es de 30 m.c.a según las empresas consultadas durante la elaboración de este documento.

Con lo anterior el sistema está diseñado para funcionar en régimen permanente, sin embargo, debe considerarse la ocurrencia de flujos no permanentes, particularmente el fenómeno de golpe de ariete que ocurre ante partidas o paradas, voluntarias o no, de los equipos de bombeo. Es por esto que también corresponde cuantificar este fenómeno a fin de evaluar la necesidad de contar con equipos protectores. Como señala López (1997) se evalúa la sobrepresión y depresión máxima junto a la bomba y en cada tramo de la impulsión, que depende de la velocidad de la onda de presión, a , la velocidad del flujo en régimen permanente y la aceleración de gravedad. La velocidad de la onda de presión depende del material de la conducción según la Ecuación 5.15, donde E es el módulo de elasticidad en kg/cm^2 , D_i corresponde al diámetro interior de la tubería en mm y e al espesor en mm. Los módulos de elasticidad del hdpe y del acero son 1400 Mpa y 200000 Mpa, respectivamente.

$$a = 9900 / \sqrt{48.3 + \frac{10^6 D_i}{E * e}} \quad (5.15)$$

Dado que las impulsiones que se estudiaron están compuestas por distintos materiales, diámetros y espesores, se utilizó la Ecuación 5.16 para obtener la velocidad de onda en tuberías compuestas y la Ecuación 5.17 para obtener la velocidad equivalente.

$$a_c = L / \sum \frac{l_i}{a_i} \quad (5.16)$$

$$V_e = \frac{\sum l_i * V_i}{L} \quad (5.17)$$

Donde, l es la longitud, V es la velocidad del fluido y el subíndice i indica los distintos tramos. En el estudio del golpe de ariete ante una detención o arranque de bombas, un parámetro importante a definir es el tiempo de cese o inicio de circulación del fluido, el cual se estimó según la formula empírica de Mendiluce presentada en la Ecuación 5.18.

$$T = C + \frac{K*L*V}{g*H_m} \quad (5.18)$$

Siendo, T el tiempo de cese de circulación en segundos, C y K coeficientes de ajuste, L la longitud total de la tubería en metros, V la velocidad de circulación del fluido previo a la detención en m/s y H_m la altura manométrica en metros. Los coeficientes C y K, dependen de la pendiente de la tubería y de la longitud, respectivamente, en el anexo 5.5 se presentan los gráficos propuestos por Mendiluce para su determinación. A continuación, se clasifica la impulsión como corta o larga según la longitud de la impulsión sea mayor o menor a la longitud crítica, L_c , definida en la Ecuación 5.19.

$$L_c = \frac{a*T}{2} \quad (5.19)$$

Si la longitud de la impulsión es menor a la longitud crítica entonces esta es definida como corta y el golpe de ariete máximo se calcula utilizando la fórmula de Michaud, Ecuación 5.20.

$$P_g = \frac{2*L*V}{g*T} \quad (5.20)$$

En este caso la presión por golpe de ariete es creciente desde el final de la conducción hasta el inicio junto a la bomba donde se encuentran los valores máximos. Por otro lado, si la impulsión tiene una longitud mayor a la longitud crítica, se trata de una impulsión larga y el golpe de ariete máximo se calcula según la fórmula de Allievi, Ecuación 5.21.

$$P_g = \frac{a*V}{g} \quad (5.21)$$

Este valor se alcanza de manera creciente a una distancia igual a la longitud crítica a partir desde el final de la conducción. Desde ahí se mantiene constante hasta el inicio de la impulsión junto a la bomba.

Así, estos valores sumados o restados a la presión estática indicaran las envolventes máximas y mínimas del golpe de ariete. Debe tenerse especial cuidado de no cortarse el perfil longitudinal de las tuberías, lo cual indicaría presiones negativas y posibilidad de producirse cavitación.

Además, se evaluó el golpe de ariete junto a la bomba por detención brusca del equipo de elevación por medio del método simplificado utilizando la Ecuación 5.22 para la sobrepresión y la Ecuación 5.23 para la subpresión.

$$H_{max} = H_{estatica} + \frac{a*v}{g} - P_o * \frac{3*a*v/g*P_o^{-2}}{a*v/g*P_o^{+2}} \quad (5.22)$$

$$H_{min} = H_{estatica} + P_o - \frac{a*v}{g} \quad (5.23)$$

Donde, H_{max} es la presión máxima, H_{min} es la presión mínima, $H_{estática}$ es la carga estática y P_o son las pérdidas de energía desde la bomba hasta el final de la impulsión.

De ser necesario, para la protección contra el golpe de ariete se optó por estanques hidroneumáticos, los cuales se diseñaron siguiendo las soluciones gráficas propuestas por Parmakian (1955). En estos, es posible diseñar según la máxima y mínima presión adyacente a la bomba y en mitad de la impulsión. El diseño consiste en determinar el volumen del estanque y sus proporciones entre agua y aire dentro de él. Para esto, se debe escoger entre los gráficos propuestos según la Ecuación 5.24, al cual a partir del parámetro ρ , Ecuación 5.25, y lo que se quiera limitar el golpe de ariete, es posible obtener el parámetro T , el cual está definido en la Ecuación 5.26.

$$K = \frac{\sum \Lambda}{H_o^*} \quad (5.24)$$

$$\rho = \frac{a*v}{2*g*H_o^*} \quad (5.25)$$

$$T = \frac{2*C_o*a}{Q_o*L} \quad (5.26)$$

Donde, H_o^* corresponde a la presión absoluta, es decir, altura manométrica más presión atmosférica, y C_o es el volumen de aire en la cámara de aire en m^3 . En el anexo 5.7 se presentan los gráficos utilizados para estos cálculos.

Con esto se obtiene el volumen de aire inicial, sin embargo, el volumen mínimo de estanque requerido será considerando la expansión máxima de este, la cual ocurre en condiciones de presión mínima. A partir de la ley de los gases es posible obtener el volumen mínimo necesario de estanque, Ecuación 5.27.

$$V_1 = C_o * \sqrt[1.2]{P_o/P_1} \quad (5.27)$$

Donde, V_1 es el volumen de aire expandido, P_o es la presión máxima y P_1 es la presión mínima. Además, para evitar que el aire en su máxima expansión penetre en la impulsión se añade un volumen de seguridad de 20% para ser ocupado con agua. En los subcapítulos a continuación se presenta los resultados para cada impulsión estudiada.

5.5.1 Impulsión desde estero Angelito

La alternativa desde el estero Angelito contempla llevar el agua hacia los 2 posibles estanques de regulación, esta impulsión tendría un largo de 9,7 km en total. Las cotas de la bomba, estanques y filtro se presentan en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Cotas elementos impulsión estero Angelito

	Cota (m)
Nivel del terreno	424
Bomba	422
Filtro	424
Estanque 1	559
Estanque 2	504

La longitud total de esta impulsión es de 9.7 km, la materialidad y diámetro de la impulsión está dada a la entrada y salida del filtro por las exigencias de este, siendo esta de acero de 3" (0.0762 m), luego, para el resto de la impulsión el diámetro es 160 mm desde la impulsión hasta la bifurcación, 140 mm desde la bifurcación hasta el estanque 1 y 110 mm desde la bifurcación hasta el estanque 2. Todos estos de material HDPE clase 16. Con estos diámetros y materiales se calculan las pérdidas regulares y singulares de energía según las ecuaciones 5.11 y 5.13 para los caudales de la primera y segunda etapa del proyecto, se presentan estos resultados en la tabla 5.4.

Tabla 5.4 Pérdidas regulares impulsión estero Angelito

				$Q_b=4.2 \text{ l/s}$	$Q_b=4.7 \text{ l/s}$
Tramo	Largo (m)	Diámetro (mm)	C	$\Delta_{reg}(\text{m})$	$\Delta_{reg}(\text{m})$
Bomba-filtros	40	89	120	0.6	0.7
Filtro-bifurcación	1720	160	150	1.4	1.6
Bifurcación- estanque 1	3820	140	150	3.1	3.7
Bifurcación- estanque 2	4092	110	150	2.2	2.6

El número de curvas y piezas especiales que fueron contabilizadas como pérdidas singulares para esta impulsión se presentan en la tabla 5.5. Así, teniendo las pérdidas totales y las cotas de captación y estanque es posible calcular la altura manométrica utilizando la ecuación 5.14. La presión mínima de llegada al estanque de 4 m.c.a y las pérdidas debido a los filtros (5 m.c.a) deben también considerarse. Estos resultados se visualizan en la tabla 5.6.

Tabla 5.5 Cantidad de singularidades impulsión Angelito

Singularidad	Cantidad
Salida bomba	1
Curva ¼	4
Válvula de retención	1
Válvula de Compuerta	1
Tee	2
Ampliación	1
Reducción	0
Curva 1/8	6
Curva 1/16	74
descarga a TQ	1

Tabla 5.6 Pérdidas y altura manométrica impulsión estero Angelito

Etapa 1: Qb=4.2 l/s		Etapa 2: Qb=4.7 l/s	
$\Lambda_{reg}(m)$	7.3	$\Lambda_{reg}(m)$	8.7
$\Lambda_{singulares}(m)$	0.5	$\Lambda_{singulares}(m)$	0.7
$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}(m)$	7.9	$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}(m)$	9.4
Hm (m)	195	Hm (m)	196

A continuación, se verifica que la impulsión permita realizar el retrolavado de ambos filtros con la presión adecuada. El filtro abatidor de hierro y manganeso propuesto requiere de un caudal de 45.8 m³/h y el floculador 56.5 m³/h según ficha técnica (ver anexo 5.4). Aunque existen dos estanques desde los cuales podría realizarse el retrolavado, se verifica que solo es posible realizarlo desde el estanque en la cota 544 m, ya que dadas las pérdidas existentes el estanque en la cota 504 m no ofrece la carga necesaria. En las tablas 5.7 y 5.8 se muestran las verificaciones del retrolavado efectuados desde el estanque elevado en la cota 544 m (V=70 m³) para el filtro floculador y abatidor de hierro y manganeos, respectivamente.

Tabla 5.7 Verificación retrolavado filtro floculador

Caudal (l/s)	15.69
Longitud (m)	5582
Altura de carga disponible (m)	136.5
Pérdida de carga (m)	92.3
Presión entrada filtro (m)	44
Velocidad (m/s)	3.3

Tabla 5.8 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn

Caudal (l/s)	12.72
Longitud (m)	5582
Altura de carga disponible (m)	136.5
Pérdida de carga (m)	62.5
Presión entrada filtro (m)	74
Velocidad (m/s)	2.7

En cuanto al golpe de ariete, se muestran en la tabla 5.9 las presiones máximas y mínimas con el caudal del año 20.

Tabla 5.9 Verificación golpe de ariete impulsión estero Angelito

	Tramo equivalente
Longitud (m)	5602
a (m/s)	383
v (m/s)	0.3
Tipo de impulsión	Larga
Pg (m)	13.0
Presión máxima (m)	172.4
Presión mínima (m)	125.7

De las ecuaciones 5.22 y 5.23, las presiones máximas y mínimas junto a la bomba son 145 m y 132 m, respectivamente. Ya que la presión máxima sobrepasa la presión de servicio y existen presiones

negativas en tramos de acero galvanizado es conveniente disponer de algún equipo protector contra el golpe de ariete.

A partir de la ecuación 5.24 se obtiene que debe utilizarse el gráfico para K igual a 0.3, y utilizando la ecuación 5.25 un valor de 2ρ de 0.1, por lo que se utiliza la curva de 0.5. Del análisis del golpe de ariete se deduce que debe limitarse la sobrepresión en algún tramo intermedio de la impulsión, ya que se encuentra mayor a la presión nominal de la tubería. Permitiendo una variación de 15 m respecto del régimen permanente y entrando con los parámetros previamente descritos, el valor de T igual a 6.5 es el que mejor se ajusta. Así, de la ecuación 5.26, despejando C_0 se obtiene un valor de 221 litros de aire. El volumen requerido, según ecuación 5.27, es de 360 litros, por lo que se adopta un volumen de 400 litros como el necesario para esta impulsión, siendo de estos 222 litros de aire y 178 litros de agua al momento de la instalación.

El esquema de esta alternativa de impulsión, su perfil longitudinal y líneas de energía se presentan en el anexo 5.6.

5.5.2 Impulsión río Dimilhue

La impulsión a partir del río Dimilhue conduce las aguas hasta el estanque de regulación en la ubicación 1, teniendo una longitud total de 7.7 km. Las cotas de la bomba, estanques y filtro se presentan en la tabla 5.10.

Tabla 5.10 Cotas elementos impulsión río Dimilhue

	Cota (m)
Nivel del terreno	432
Bomba	430
Filtro	432
Estanque 1	559

Al igual que la alternativa del estero Angelito, la materialidad y diámetro de la impulsión está dada a la entrada y salida del filtro por las exigencias de este, siendo esta de acero de 3" (0.0762 m). El resto de la impulsión es de HDPE PN16 de diámetro 160 mm. Con estos diámetros y materiales se calculan las pérdidas regulares y singulares de energía según las ecuaciones 5.11 y 5.13 para los caudales de la primera y segunda etapa del proyecto. Se presentan estos resultados en la tabla 5.11.

Tabla 5.11 Pérdidas regulares impulsión río Dimilhue

				$Q_b=4.2 \text{ l/s}$	$Q_b=4.7 \text{ l/s}$
Tramo	Largo (m)	Diámetro (mm)	C	$\Lambda_{reg}(m)$	$\Lambda_{reg}(m)$
Bomba-filtros	40	89	120	0,6	0,7
Filtro-estanque 1	7720	160	150	6,4	7,8

Las pérdidas singulares de esta impulsión son las mismas que para la impulsión del estero Angelito, a diferencia del número de curvas. La impulsión desde el río Dimilhue conlleva 2 curvas de $\frac{1}{4}$, 2 curvas de $\frac{1}{8}$ y 19 curvas de $\frac{1}{16}$. Con esto, utilizando la ecuación 5.14 se obtuvo la altura manométrica para esta impulsión, considerando la presión de llegada al estanque de 4 m.c.a y las pérdidas debido a los filtros de 5 m.c.a cada uno. En la tabla 5.12 estos resultados.

Tabla 5.12 Pérdidas y altura manométrica impulsión hacia estanque 1

Etapa 1: $Q_b=4.2 \text{ l/s}$		Etapa 2: $Q_b=4.7 \text{ l/s}$	
$\Lambda_{reg}(m)$	7.0	$\Lambda_{reg}(m)$	8.5
$\Lambda_{singulares}(m)$	0.5	$\Lambda_{singulares}(m)$	0.6
$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}(m)$	7.5	$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}(m)$	9.0
Hm (m)	153	Hm (m)	155

En las tablas 5.13 y 5.14 se muestra la presión y velocidad al realizar el retrolavado de filtros.

Tabla 5.13 Verificación retrolavado filtro floculador

Caudal (l/s)	15.69
Longitud (m)	7761
Altura de carga disponible (m)	129.5
Pérdida de carga (m)	79.8
Presión entrada filtro (m)	49.6
Velocidad (m/s)	1.2

Tabla 5.14 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn

Caudal (l/s)	12.72
Longitud (m)	7761

Altura de carga disponible (m)	129.5
Pérdida de carga (m)	54
Presión entrada filtro (m)	75.4
Velocidad (m/s)	0.95

En cuanto al golpe de ariete este se estudió para el caudal del año 20 evaluando las presiones máximas y mínimas a través de toda la impulsión y junto a la bomba. En la tabla 5.15 los resultados.

Tabla 5.15 Verificación golpe de ariete impulsión río Dimilhue

	Tramo equivalente
Longitud (m)	7781.1
a (m/s)	383
v (m/s)	0.4
Tipo de impulsión	Larga
Pg (m)	13.7
Presión máxima	168.5
Presión mínima	117.9

De las ecuaciones 5.22 y 5.23, las presiones máximas y mínimas junto a la bomba son 138 m y 127 m, respectivamente. Ya que la presión máxima sobrepasa la presión de servicio y existen presiones negativas en tramos de acero galvanizado es conveniente disponer de un estanque hidroneumático.

A partir de la ecuación 5.24 se obtiene que debe utilizarse el gráfico para K igual a 0.3, y utilizando la ecuación 5.25 un valor de 2ρ de 0.1, por lo que se utiliza la curva de 0.5. Del análisis del golpe de ariete se deduce que debe limitarse la sobrepresión en algún tramo intermedio de la impulsión, ya que se supera la presión nominal de la tubería. Permitiendo una variación de 10 m respecto del régimen permanente y entrando con los parámetros previamente descritos, el valor de T igual a 7 es el que mejor se ajusta. Así, de la ecuación 5.26, despejando C_o se obtiene un valor de 238 litros de aire. El volumen requerido, según ecuación 5.27, es de 385 litros, por lo que se adopta un volumen de 400 litros como el necesario para esta impulsión, siendo de estos 238 litros de aire y 162 litros de agua al momento de la instalación.

El esquema de esta alternativa de impulsión, su perfil longitudinal y líneas de energía se presentan en el anexo 5.7.

5.5.3 Impulsión río Arilahuén

La impulsión a partir del río Arilahuén conduce las aguas hasta el estanque de regulación en la ubicación 1, teniendo una longitud total de 5.1 km. Las cotas de la bomba, estanques y filtro se presentan en la tabla 5.16.

Tabla 5.16 Cotas elementos impulsión río Arilahuén

	Cota (m)
Nivel del terreno	458
Bomba	456
Filtro	456
Estanque 1	559

Al igual que la alternativa del estero Angelito, la materialidad y diámetro de la impulsión está dada a la entrada y salida del filtro por las exigencias de este, siendo esta de acero de 3” (0.0762 m). El resto de la impulsión es de HDPE PN16 de diámetro 160 mm. Con estos diámetros y materiales se calculan las pérdidas regulares y singulares de energía según las ecuaciones 5.11 y 5.13 para los caudales de la primera y segunda etapa del proyecto, se presentan estos resultados en la tabla 5.17.

Tabla 5.17 Pérdidas regulares impulsión río Arilahuén

				$Q_b=4.2$ l/s	$Q_b=4.7$ l/s
Tramo	Largo (m)	Diámetro (mm)	C	$\Lambda_{reg}(m)$	$\Lambda_{reg}(m)$
Bomba-filtros	40	89	120	0.6	0.7
Filtro-estanque 1	5077	160	150	4.3	5.2

Las pérdidas singulares de esta impulsión son las mismas que para las impulsiones antes descritas, a diferencia del número de curvas. La impulsión desde el río Arilahuén conlleva 1 curva de ¼, 3 curvas de 1/8 y 5 curvas de 1/16. Con esto, la altura manométrica para esta impulsión considerando la presión de llegada al estanque de 4 m.c.a y las pérdidas debido a los filtros de 5 m.c.a cada uno, se calculó mediante la ecuación 5.14. En la tabla 5.18 estos resultados.

Tabla 5.18 Pérdidas y altura manométrica impulsión hacia estanque 1

Etapa 1: $Q_b=4.2$ l/s		Etapa 2: $Q_b=4.7$ l/s	
$\Lambda_{reg}(m)$	5.0	$\Lambda_{reg}(m)$	6.0
$\Lambda_{singulares}(m)$	0.5	$\Lambda_{singulares}(m)$	0.6

$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}$ (m)	5.5	$\Lambda_{reg} + \Lambda_{singulares}$ (m)	6.6
Hm (m)	125	Hm (m)	126

En las tablas 5.19 y 5.20 se muestra la presión y velocidad al realizar el retrolavado de filtros.

Tabla 5.19 Verificación retrolavado filtro floculador

Caudal (l/s)	15.69
Longitud (m)	5118
Altura de carga disponible (m)	103
Pérdida de carga (m)	55.5
Presión entrada filtro (m)	47.4
Velocidad (m/s)	1.2

Tabla 5.20 Verificación retrolavado filtro abatidor Fe-Mn

Caudal (l/s)	12.72
Longitud (m)	5118
Altura de carga disponible (m)	103
Pérdida de carga (m)	37.5
Presión entrada filtro (m)	65.3
Velocidad (m/s)	0.95

En cuanto al golpe de ariete este se estudió para el caudal del año 20 evaluando las presiones máximas y mínimas a través de toda la impulsión y junto a la bomba. En la tabla 5.21 los resultados.

Tabla 5.21 Verificación golpe de ariete impulsión río Arilahuén

	Tramo equivalente
Longitud (m)	5138
a (m/s)	384
v (m/s)	0.4
Tipo de impulsión	Larga
Pg (m)	13.9
Presión máxima	139.5
Presión mínima	91.2

De las ecuaciones 5.22 y 5.23, las presiones máximas y mínimas junto a la bomba son 112 m y 98 m, respectivamente. Si bien la presión máxima no sobrepasa la presión de servicio de las tuberías, si se encuentra cercana a esta, por lo que, para mayor seguridad es conveniente de todos modos disponer de un estanque hidroneumático.

A partir de la ecuación 5.24 se obtiene que debe utilizarse el gráfico para K igual a 0.5, y utilizando la ecuación 5.25 un valor de 2ρ de 0.1, por lo que se utiliza la curva de 0.5. Del análisis del golpe de ariete se deduce que debe limitarse la sobrepresión en algún tramo intermedio de la impulsión, ya que se encuentra cercana a la presión nominal de la tubería. Permitiendo una variación de 8 m respecto del régimen permanente y entrando con los parámetros previamente descritos, el valor de T igual a 4.5 es el que mejor se ajusta. Así, de la ecuación 5.26, despejando C_o se obtiene un valor de 140 litros de aire. El volumen requerido, según ecuación 5.27, es de 241 litros, por lo que se adopta un volumen de 300 litros como el necesario para esta impulsión, siendo de estos 140 litros de aire y 160 litros de agua al momento de la instalación.

El esquema de esta alternativa de impulsión, su perfil longitudinal y líneas de energía se presentan en el anexo 5.8.

5.6 Red de distribución

La red de distribución comienza en el estanque de regulación y se desarrolla a través de los caminos públicos que conectan con las viviendas a abastecer, por lo cual su disposición queda completamente definida por esto y su disposición es única para cada posible ubicación de los estanques. Como una de las alternativas contempla abastecer desde ambas ubicaciones de estanque, y las otras dos a partir del estanque 1, son dos las redes que se analizaron. El diseño se hizo siguiendo el manual de proyectos de APR donde se indica que las redes de distribución se diseñan con los caudales máximos horarios del último año de previsión del proyecto, y que las presiones máximas y mínimas son 70 m.c.a y 15 m.c.a, respectivamente. Además, no debe considerarse grifos ni demandas por incendio para sistemas con menos de 600 arranques proyectados, como es en este caso. Al igual que la impulsión la red debe estar a una profundidad mínima de 1,2 metros medido desde la clave de la tubería.

Se analizó con ayuda del software *Epanet* la situación estática y dinámica para el último año de previsión. En los subcapítulos a continuación se muestran las redes de distribución para cada

alternativa de impulsión, las cuales se diseñaron de material HDPE con el caudal máximo horario del año 20, es decir, 3.5 l/s.

5.6.1 Red de distribución para impulsión estero Angelito

Ya que el agua proveniente del estero Angelito es almacenada en dos estanques de regulación que abastecen a sectores distintos es que esta opción conlleva dos redes independientes. En la figura 5.8 se muestra el trazado de ambas redes. La red que comienza en el estanque 1 tiene una longitud de 21.7 km y la que comienza en el estanque 2 13.0 km. Ambas con un diámetro de 75 mm en tuberías principales y en tramos finales correspondientes a pasajes 63 mm. Todo en HDPE clase 10. Además, para mantener la presión en rangos tolerables se dispuso de 11 válvulas reductoras de presión, dos en la red abastecida por el estanque 2, y nueve en la abastecida por el estanque 1.

En el anexo 5.9 se muestran las demandas y presiones para la situación estática y dinámica para el último año de previsión del proyecto.

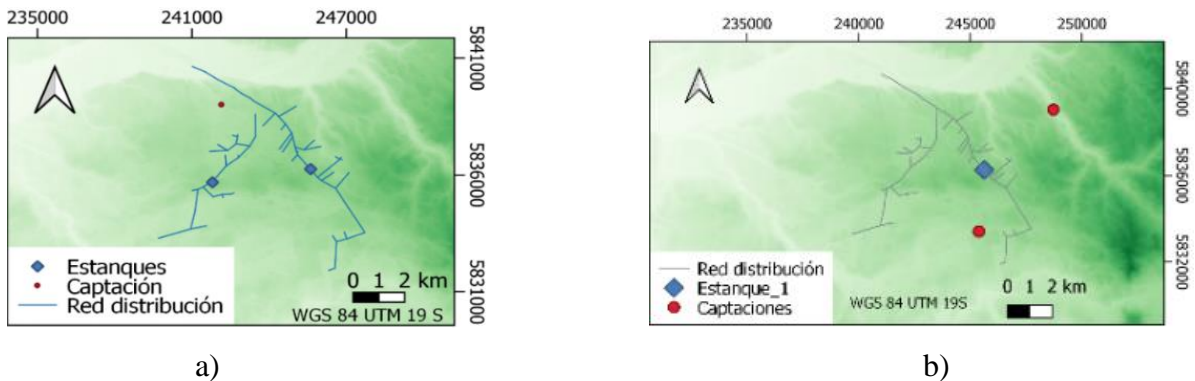


Figura 5.8 Redes de distribución. a) Estero Angelito; b) Río Dimilhue y Arilahuén

5.6.2 Red de distribución impulsiones río Dimilhue y río Arilahuén

La red comienza desde el estanque 1 y se extiende por 34.7 km en HDPE clase 10 de diámetro 75 mm en tuberías principales y 63 mm para tramos finales. Para mantener la presión en el rango permitido fue necesario incluir 14 válvulas reductoras de presión. En la figura 5.8 se presenta la disposición de esta red. En el anexo 5.10 se muestran las velocidades y presiones para la situación estática y dinámica para el último año de previsión del proyecto.

Así, teniendo el diseño de todas las obras necesarias para el funcionamiento del SSR es posible el análisis de costos que conllevaba cada una de las tres alternativas.

CAPÍTULO 6 ANÁLISIS ECONÓMICO

Para la determinación de la mejor alternativa desde el punto de vista económico se realizó un estudio de costos evaluando el valor actual de costos (VAC) de cada alternativa por el periodo de previsión del proyecto, para determinar la opción que genere menores costos considerando que todas generan el mismo beneficio social. Para esto se consideró lo propuesto en el Manual de proyectos de APR, donde se indica que el análisis debe considerar los costos que involucra el desarrollo y puesta en marcha del sistema, es decir, costos de inversión y los costos de operación. Estos últimos incluyen costos de administración, costos de mantención, costos de reposición y costos de operación propiamente tal. Además, para complementar este análisis se estimó la tarifa que debería pagar el usuario, siendo esta la necesaria para cubrir los gastos operacionales según se especifica en el reglamento de la ley 20998. Cabe destacar que los precios utilizados en este análisis son los encontrados en el proyecto de APR realizado por la DOH en la zona (DOH,2021) y en el caso de los estanques son los propuestos en el Manual de proyectos de APR, estos en U.F y transformados a pesos chilenos con el valor al 28 de febrero de 2025 de \$38.648. Lo anterior adquirido a través de la ley de transparencia.

6.1 Costos de inversión

Los costos de inversión consideran la construcción de todas las obras civiles e instalación de los equipos requeridos por cada alternativa. Los precios unitarios consideran gastos generales y utilidades del contratista y no considera el impuesto al valor agregado. La tabla 6.1 muestra el resumen y costo total de inversión por alternativa.

Tabla 6.1 Costos de inversión de cada alternativa

	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
Captación y tratamiento	\$ 88.980.420	\$ 88.980.420	\$ 88.980.420
Impulsión	\$ 976.935.134	\$ 1.079.134.852	\$ 714.067.114
Estanque(s)	\$ 289.822.641	\$ 279.018.009	\$ 279.018.009
Caseta de comandos	\$ 47.675.000	\$ 47.675.000	\$ 47.675.000
Red de distribución	\$ 1.188.992.932	\$ 1.183.182.157	\$ 1.183.182.157
Total, con iva	\$ 3.547.707.785	\$ 3.664.829.915	\$ 3.165.234.716

El anexo 6.1 tiene las cotizaciones de los equipos de tratamiento e impulsión. Los anexos 6.2, 6.3 y 6.4 tienen el desglose de los costos de inversión para cada alternativa.

6.2 Costos de operación

Como se mencionó, estos abarcan costos de administración, mantención, reposición y operación propiamente tal. Los costos administrativos representan los gastos en que se incurren en llevar la contabilidad de la cooperativa, hacer la medición y los cobros por el agua vendida y adquirir útiles de oficina. Los costos de reposición son los requeridos para realizar la renovación de equipos o infraestructura del sistema, siendo en estos casos gastos en los que se incurren una vez en el año 10 por la renovación de los equipos de elevación y tratamiento. Los costos de mantenimiento son aquellos que buscan prevenir y reparar fallas menores en el sistema y los costos de operación son los provenientes del consumo de energía eléctrica, consumo de productos químicos, remuneración de personal y muestreo y análisis requeridos por la autoridad sanitaria.

El costo de energía se estimó sumando el cargo fijo por cliente, cargo por demanda y cargo por energía consumida. Los valores utilizados corresponden a los utilizados en el proyecto de APR efectuado en la zona (DOH,2021), siendo estos, cargo fijo igual a \$ 2.034 por mes, cargo por energía consumida de 55 \$/kWh y cargo por demanda en horario punta de 3642 \$/kW*mes y por demanda en horario fuera de punta 1571 \$/kW*mes. Con lo anterior, teniendo en consideración que las alternativas conllevan 12 horas de bombeo y asumiendo una eficiencia de 60% se obtienen un costo anual de energía de \$ 4.089.140 para la alternativa con impulsión desde el estero Angelito, \$ 3.232.865 para la alternativa con impulsión desde el río Dimilhue y \$2.637.450 para la alternativa con impulsión desde el río Arilahuén. Detalles de este cálculo en el anexo 6.5.

El consumo de productos químicos considera al hipoclorito de calcio y al permanganato de potasio, siendo este consumo igual para las tres alternativas. Como se mencionó en el capítulo anterior, la dosis teórica de este oxidante necesaria para oxidar de Fe^{+2} a Fe (III) es 0.94 partes de permanganato de potasio por parte de hierro soluble, y para oxidar Mn^{+2} a Mn (IV) 1.92 partes de permanganato de potasio. Por otro lado, se tiene a partir del análisis físico químico del que se dispone que la concentración de hierro es 0.64 mg/l y la de manganeso 0.06 mg/l. Así, considerando que el caudal a tratar es de 4.7 l/s por 12 horas, se obtiene que se requieren 53.3 kg de permanganato de potasio al año, de los cuales 44.7 kg son debido al hierro y 8.5 al manganeso. En cuanto al hipoclorito de calcio, la dosis suministrada se definió en 2 mg/l, ya que, la normativa vigente indica una concentración residual mínima de cloro libre de 0.2 mg/l en cualquier punto de la red. Así, la dosis anual de hipoclorito de calcio es 148.2 kg. De la cotización realizada (ver anexo 6.1) el costo de 20 kg de

permanganato de potasio es \$ 186.990 y el de 45 kg de hipoclorito de calcio \$ 266.630, de esta manera el costo anual de estos productos es \$ 1.376.527, siendo \$ 878.215 en hipoclorito de calcio y \$ 498.311 en permanganato de potasio.

Los costos de reposición incluyen los equipos de elevación, filtros, bombas dosificadoras de productos químicos y estanque hidroneumático. Según cotización (ver anexo 6.1), filtro abatidor de hierro y manganeso \$ 25.160.070, filtro floculador \$ 21.162.526, sistema de dosificación de productos químicos \$ 1.126.000 (cada uno). Lo anterior es válido para las tres alternativas, sin embargo, los equipos de elevación y estanques hidroneumáticos son únicos para cada alternativa. En la tabla 6.2 se presentan los precios de los equipos necesarios para cada alternativa, sus cotizaciones se muestran en el anexo 6.1. Cabe mencionar que este gasto se realiza una vez en el periodo de previsión del proyecto, siendo este el año 10.

Tabla 6.2 Costos de reposición para cada alternativa

	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
Equipo de elevación (2)	\$ 15.365.409	\$ 13.509.637	\$12.576.943
Filtros y sistema de dosificación de productos químicos	\$ 48.574.596	\$ 48.574.596	\$ 48.574.596
Costo de reposición total	\$ 63.940.005	\$ 62.084.233	\$ 61.151.539

Costos de administración fueron fijados en \$50.000 por mes y costos de mantención en 2% del costo de los equipos más el 0.5% del costo de las obras civiles.

6.3 Valor actual de costos

Como se mencionó, este análisis busca determinar la opción que genere menores costos, teniendo en consideración que las tres alternativas son viables técnicamente y generan el mismo beneficio social. Así, tomando una tasa de descuento de 10% el valor actual de costos para el estero Angelito es \$3.462.131.557, para el río Dimilhue \$3.562.390.910, y para el río Arilahuén \$3.098.106.819. Detalles de estos cálculos en el anexo 6.6.

6.4 Tarifa

La tarifa, según el reglamento de la ley 20998, debe cubrir los gastos operacionales, es decir, los costos de reposición, administración, mantención y operación propiamente tal. Los costos y tarifas que conlleva cada alternativa se muestran en la tabla 6.3.

	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
Costos de administración (\$/año)	\$ 600.000	\$ 600.000	\$ 600.000
Costos de mantención (\$/año)	\$ 6.946.760	7.078.023	\$ 6.415.841
Costos de operación	\$ 20.171.983	\$19.321.708	\$ 18.720.294
Costo de reposición (\$/año)	\$ 63.940.005	\$ 62.084.233	\$ 61.151.539
Tarifa (\$/m3)	\$1.237	\$ 1.202	\$ 1.172

De esta manera, se evidencia que la mejor alternativa desde el punto de vista económico es la que abastece a la población desde el río Arilahuen, tanto por presentar costos más bajos en inversión como en operación, y por consiguiente en el valor de la tarifa.

CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES

La localidad de Villucura cuenta con fuentes superficiales de agua cercanas suficientes para satisfacer su demanda actual y futura, lo que permite evaluar diferentes fuentes.

Si bien el diseño no se realizó con un nivel de ingeniería de detalle y, por lo tanto, no se cuenta con los costos exactos, se logró definir y detallar los aspectos más relevantes para comparar las distintas opciones y obtener un estimado de los costos del proyecto, para de esta manera cumplir con el objetivo de identificar la mejor alternativa. Confirmado que desde el punto de vista técnico las tres son factibles, desde un punto de vista económico la mejor alternativa es la impulsión desde el río Arilahuén, ya que presenta el menor valor actual de costos. Esta opción tiene una inversión inicial un 14% más baja que la impulsión desde el río Dimilhue y un 11% más baja que la impulsión desde el estero Angelito. Además, es la alternativa con los costos operativos, de reposición y mantenimiento más bajos. Al examinar en detalle cada partida, se observa que uno de los factores principales que hace que esta opción sea la más económica es que tiene la impulsión de menor longitud. La impulsión del estero Angelito es la que le sigue en conveniencia, teniendo un valor actual de costos 3% menor a la opción del río Dimilhue, y aunque tiene un costo de operación y reposición mayores, posee una inversión 3.5% más baja.

REFERENCIAS

- CONAF. (2024). Planificación Catastral. Recuperado de:
<https://ide.minagri.gob.cl/geoweb/2019/11/22/planificacion-catastral/>
- DGA. (1995). Manual de Cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica.
- DGA. (2008). Manual de Normas y Procedimientos para la Administración de Recursos Hídricos.
- DGA. (2016). Guías metodológicas para la presentación y revisión técnica de proyectos de modificación de cauces naturales y artificiales. Recuperado de: dga.mop.gob.cl
- Dirección de Obras Hidráulicas, 2021. Anteproyecto diseño de ingeniería mejoramiento y ampliación servicio de agua potable rural Villucura. Edición A. proyecto 1140-21032-F
- Instituto Nacional de Estadística (INE). (2018). Síntesis De Resultados Censo 2017.
- Instituto Nacional de Estadística (INE). (2019). Estimaciones y proyecciones de la población de Chile 2002-2035 totales regionales, población urbana y rural.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (1979). Norma Chilena Oficial 1367: Agua potable – Plantas de tratamiento – Desarenadores y sedimentadores simples (sin coagulación previa). Chile
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2000). Norma chilena 777/1: agua potable- fuentes de abastecimiento y obras de captación. Parte 1: captación de aguas superficiales. INN.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2005). Norma chilena 409/1: agua potable. Parte 1: Requisitos. INN.
- López, L. (1997). Manual de hidráulica. Publicaciones Universidad de Alicante. Madrid, España.
- López, R. (1995). Elementos de diseño de acueductos y alcantarillas. Editorial Escuela colombiana de ingeniería.
- Materón, H. (1997). Obras Hidráulicas Rurales. Editorial Universidad del Valle.
- Mery, H. (2013). Hidráulica aplicada al diseño de obras. Ril editores.
- Ministerio de Obras Públicas. (2019). Manual de proyectos de Agua Potable Rural: Guía para el diseño y contenido de proyectos de sistema de agua potable rural.
- Ministerio de Obras Públicas de Chile. (s.f.). Acerca de los APR. Dirección de Obras Hidráulicas. Recuperado el 18 de noviembre de 2024, de <https://doh.mop.gob.cl/APR/AcercadeAPR/Paginas/acercaAPR.aspx>
- MMA (2015). Decreto N°71 del 2015. Modifica decreto N°14 de 2012, que aprueba reglamento para la determinación del caudal ecológico mínimo. Artículo 1°. 30 de septiembre de 2014. Disponible en: <http://bcn.cl/2euxr>

- MWH. (2005). *Water Treatment: principle and design* (2nd ed.). John Wiley & Sons.
- Nazer Ahumada, Ricardo, & Llorca-Jaña, Manuel. (2023). Universalización de acceso a agua potable y alcantarillado en un país periférico: el caso chileno, c. 1880-2020. *Revista de historia (Concepción)*, 30, 36. Epub 21 de diciembre de 2023. <https://dx.doi.org/10.29393/rh30-37uarm20037>
- Parmakian, J. (1955). *Waterhammer analysis*. Dover Publications
- Rocha, A. (2007). *Hidráulica de tuberías y canales*. Universidad Nacional de Ingeniería
- Sotelo, G. (1994). *Hidráulica general*. Editorial Limusa.

ANEXOS

ANEXO 1.1 Contribución a los Objetivos de Desarrollo Sostenible

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.**
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación
En este trabajo se generaron y evaluaron técnica y económicamente alternativas para abastecer en cantidad, calidad y continuidad agua potable a una localidad rural de la región del Biobío.

ANEXO 2.1 Análisis físico químico agua cruda estero Angelito

Tabla A.2.1 Resumen ensayo fisicoquímico agua cruda estero Angelito

Parámetro	Unidad	Valor medido	Valor máximo Nch 409/2005
Turbiedad	NTU	3.01	4 (recomienda 2)
Hierro	mg/l	0.64	0.3
Manganeso	mg/l	0.06	0.1
Color	Upt.co	15	20
Coliformes totales	nmp/ 100 ml	387.3	0
Escherichia	nmp/ 100 ml	13.4	ausencia

Fuente: Anteproyecto mejoramiento y ampliación servicio de APR Villucura (DOH, 2021)

ANEXO 3.1 Proyección de población

Tabla A.3.1.1 Población proyectada

Año	Población (habitantes)
Año base (0)	688
1	695
2	702
3	709
4	716
5	723
6	731
7	738
8	745
9	753
10	760
11	768
12	776
13	783
14	791
15	799
16	807
17	815
18	823
19	831
20	840

ANEXO 3.2 Caudales de suministro

Tabla A.3.2.1 Cálculo de caudales

Año	Población (habitantes)	Q_{med} (l/s)	Q_{maxd} (l/s)	Q_{maxh}(l/s)
Año base	688	1.3	1.9	2.9
1	695	1.3	1.9	2.9
2	702	1.3	2.0	2.9
3	709	1.3	2.0	3.0
4	716	1.3	2.0	3.0
5	723	1.3	2.0	3.0
6	731	1.4	2.0	3.0
7	738	1.4	2.0	3.1
8	745	1.4	2.1	3.1
9	753	1.4	2.1	3.1
10	760	1.4	2.1	3.2
11	768	1.4	2.1	3.2
12	776	1.4	2.2	3.2
13	783	1.5	2.2	3.3
14	791	1.5	2.2	3.3
15	799	1.5	2.2	3.3
16	807	1.5	2.2	3.4
17	815	1.5	2.3	3.4
18	823	1.5	2.3	3.4
19	831	1.5	2.3	3.5
20	840	1.6	2.3	3.5

ANEXO 3.3 Patrón de consumo diario

Tabla A.0.3.1 Patrón de demanda por hora

Hora	Volumen diario (%)	Volumen diario acumulado (%)
[0-1]	1	1
[1-2]	1	2
[2-3]	1	3
[3-4]	1	4
[4-5]	2	6
[5-6]	4	10
[6-7]	9.5	19.5
[7-8]	8	27.5
[8-9]	7	34.5
[9-10]	4	38.5
[10-11]	3	41.5
[11-12]	5.5	47
[12-13]	9	56
[13-14]	5	61
[14-15]	3	64
[15-16]	2.5	66.5
[16-17]	3	69.5
[17-18]	3.5	73
[18-19]	5	78
[19-20]	9	87
[20-21]	8.5	95.5
[21-22]	2	97.5
[22-23]	1.5	99
[23-24]	1	100

Fuente: R. López (1995)

ANEXO 4.1 Caudales medios mensuales estación patrón

Tabla 0.2 Caudales medios mensuales estación patrón Río Lirquén en cerro El Padre

Caudales medios mensuales Río Lirquén en cerro El Padre (m ³ /s)												
AÑO	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR
1990-1991	4.49	6.69	10.82	7.26	12.09	15.49	4.67	2.49	0.68	0.45	0.36	0.35
1991-1992	2.40	17.26	13.38	19.02	9.19	8.18	4.34		3.99	1.76	0.91	0.88
1992-1993	2.37	26.68	31.48	14.36	8.17	8.80	10.31	4.22	2.68	1.38	0.65	0.53
1993-1994	3.75	21.08	29.23	28.68	14.22	7.74	3.82	3.93	4.21	1.03	0.35	0.25
1994-1995	1.66	4.42	16.77	19.63	6.83	9.56	8.99	2.99	3.29	1.08	0.45	0.46
1995-1996	2.03	2.32	19.22	25.09	17.81	8.06	4.40	1.71	0.70	0.35	0.23	0.38
1996-1997	3.42	4.59	9.62	4.30	6.94	5.68	2.65	1.73	0.75	0.38	0.63	0.17
1997-1998	4.33	6.40	20.13	13.09	12.02	9.81	9.01	5.34	2.03	0.77	0.31	0.19
1998-1999	0.32	1.13	2.20	4.43	5.42	3.48	1.48	0.59	0.27	0.08	0.01	0.01
1999-2000	0.04	2.04	12.94	7.18	12.41	20.02	3.07	1.52	0.71	0.27	1.18	0.39
2000-2001	0.41	1.54	19.66	18.39	16.19	17.88	6.00	2.87	1.23	0.71	0.43	0.36
2001-2002	0.54	17.46	21.72	42.26	13.33	7.09	3.70	2.57	0.76	0.31	0.55	3.66
2002-2003	3.91	7.10	13.36	10.55	19.61	14.04	18.32	10.39	3.54	1.60	0.70	0.38
2003-2004	0.34	0.63	18.14	10.60	6.59	7.56	5.98	3.36	1.97	0.50	0.14	0.20
2004-2005	5.41	1.95	12.62	15.23	8.86	8.08	8.26	5.75	1.50	0.51	0.23	0.14
2005-2006	0.18	9.92	21.47	17.07	14.89	9.49	2.67	2.68	2.10	1.36	0.32	0.31
2006-2007	1.54	2.32	17.87	27.34	18.36	11.67	7.52	3.51	3.13	1.49	0.86	0.50
2007-2008	1.25	1.11	5.07	14.13	9.39	6.45	3.15	1.14	0.62	0.28	0.15	0.15
2008-2009	0.24	9.04	8.85	13.43	24.15	11.93	3.26	1.28	0.48	0.31	0.19	0.12
2009-2010	0.25	11.61	10.36	13.82	18.03	11.43	8.72	8.54	2.91	0.50	0.53	0.53
2010-2011	0.43	0.57	14.28	14.18	11.36	6.72	2.81	3.09	2.48	0.83	0.42	0.35
2011-2012	0.09	1.24	9.43	11.62	20.74	12.71	4.37	1.92	0.52	0.25	0.82	2.46
2012-2013	0.29	4.31	14.81	8.68	6.42		1.93	1.22	3.44	1.22	0.54	0.28
2013-2014	0.25	2.91	6.60	10.38	13.44	12.06	3.28	1.73	0.68	0.62	0.14	0.31
2014-2015	0.57	8.08	20.17	17.84	19.07	12.03	3.37	1.34	0.76	0.77	0.41	0.29
2015-2016	0.24	0.35	7.54	13.03	17.82	7.69	4.89	2.11	2.93	0.40	0.18	0.13
2016-2017	0.70	0.24	0.33	7.11	6.05	3.02	4.54	1.99	1.12	0.42	0.17	0.15
2017-2018	0.15	0.88	3.93	5.24	9.91	8.15	8.76	5.28	1.76	0.96	0.67	0.96
2018-2019	1.82	3.15	4.90	15.80	3.62	6.48	8.38		1.27	2.89		0.54
2019-2020	0.87	4.64	14.13	15.10				1.55	0.41	0.49	0.20	0.14

Fuente: Dirección General de Aguas (2024)

ANEXO 4.2 Correlaciones para relleno de caudales medios mensuales

Tabla A.4.2.1 Correlaciones globales y coeficientes de determinación para relleno de caudales medios mensuales

Estación	Correlación	R²
E₁	$E_p = 0,4281 * E_1$	0.89
E₂	$E_p = 1,4198 * E_2$	0.93
E₃	$E_p = 0,1356 * E_3$	0.92

Donde las estaciones son E₁: Río Quino en longitudinal, E₂: Río Traiguén en Victoria, E₃: Río Duqueco en Villucura y E_p: Río Lirquén en cerro El Padre.

Tabla A.4.2.2 Correlaciones mensuales y coeficientes de determinación para relleno de caudales medios mensuales

Mes	Correlación	R²
Agosto	$E_p = -0,40 + 0,55E_2 + 0,08E_3$	0.88
Septiembre	$E_p = -0,94 + 0,73E_2 + 0,06E_3$	0.91
Octubre	$E_p = -0,14 + 0,64E_2 + 0,05E_3$	0.86
Noviembre	$E_p = -0,75 + 0,38E_1 + 0,03E_3$	0.90

Donde las estaciones son E₁: Río Quino en longitudinal, E₂: Río Traiguén en Victoria, E₃: Río Duqueco en Villucura y E_p: Río Lirquén en cerro El Padre.

ANEXO 4.3 Correlaciones para relleno de precipitaciones mensuales

Tabla A.4.3.1 Correlaciones para relleno mensual de precipitaciones y coeficientes de determinación

Estación	Correlación	R ²
P ₁	Se rellena con promedios mensuales (2 vacíos)	-
P ₂	$P_2 = 7,8 + 0,68P_4 + 0,24P_1 + 0,29P_8$	0.95
P ₃	Sin vacíos	-
P ₄	Se rellena con promedio mensual (1 vacío)	-
P ₅	$P_5 = 8,3 + 0,41P_1 + 0,59P_2$	0.90
P ₆	Se rellena el año	-
P ₇	$P_7 = 0,97P_8 + 4,13$	0.94
P ₈	$P_8 = 0,96P_7 + 1,4$	0.94
P ₉	$P_9 = -1,94 + 0,8P_{10} + 0,25P_{11}$	0.91
P ₁₀	Sin vacíos	-
P ₁₁	$P_{11} = 9,04 + 0,54P_9 + 0,72P_1$	0.92

Donde las estaciones son P₁: Cerro El Padre, P₂: San Lorenzo en Biobío, P₃: Tucapel, P₄: Trupán, P₅: Quillaileo, P₆: Quilaco, P₇: San Carlos de Purén, P₈: Los Ángeles, P₉: Pilguén, P₁₀: Mulchén y P₁₁: Poco a poco.

Tabla A.4.3.2 Correlaciones para relleno anual de precipitaciones y coeficientes de determinación

Estación	Correlación	R ²
P ₁	Solo relleno mensual	-
P ₂	$P_2 = 153,30 + 0,14P_6 + 0,45P_8 + 0,70P_4$	0.92
P ₃	Sin vacíos	-
P ₄	Solo relleno mensual	-
P ₅	$P_5 = 211,17 + 0,49P_1 + 0,46P_3$	0.75
P ₆	$P_6 = -17,41 + 0,67P_1 + 0,08P_7$	0.96
P ₇	Solo relleno mensual	-
P ₈	Solo relleno mensual	-
P ₉	$P_9 = 149,88 + 1,15P_{11}$	0.76
P ₁₀	Sin vacíos	-
P ₁₁	$P_{11} = 82,19 + 0,63P_9 + 0,66P_1$	0.80

Donde las estaciones son P₁: Cerro El Padre, P₂: San Lorenzo en Biobío, P₃: Tucapel, P₄: Trupán, P₅: Quillaileo, P₆: Quilaco, P₇: San Carlos de Purén, P₈: Los Ángeles, P₉: Pilguén, P₁₀: Mulchén y P₁₁: Poco a poco.

ANEXO 4.4 Caudales medios mensuales cuencas de interés

Tabla A.4.4.1 Caudales estero Angelito

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	3.8	19.0	64.2	240.9	220.1	243.9	141.1	61.5	10.5	11.8	2.1	6.6
Q_{95%}[l/s]	7.0	34.0	155.3	364.4	365.3	323.9	171.1	78.9	20.3	15.9	4.8	8.3
Q_{90%}[l/s]	11.7	56.1	299.6	501.7	501.9	402.2	204.2	97.9	33.6	20.8	9.1	10.4
Q_{85%}[l/s]	16.5	78.1	437.0	608.2	598.6	459.4	231.0	113.1	45.5	24.9	13.2	12.1
Q_{50%}[l/s]	66.7	294.8	1262.9	1158.4	1051.5	751.4	400.4	212.6	125.9	53.5	39.4	24.8

Tabla A.4.4.2 Caudales Río Dimilhue

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	15.9	78.9	266.5	1001	914.3	1013	586.1	255.4	43.8	48.9	8.7	27.3
Q_{95%}[l/s]	29.0	141.1	645.1	1514	1517	1346	710.7	327.8	84.2	66.1	20.1	34.7
Q_{90%}[l/s]	48.6	233.2	1245	2084	2085	1671	848.5	406.6	139.5	86.4	38.0	43.1
Q_{85%}[l/s]	68.5	324.6	1815	2527	2487	1908	959.6	469.8	189.1	103.5	55.0	50.2
Q_{50%}[l/s]	277.1	1225	5247	4813	4369	3121	1664	883.3	523.1	222.1	163.6	102.9

Tabla A.4.4.3 Caudales Río Arilahuén

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	16.3	80.6	272.4	1023	934.5	1036	599.1	261.1	44.8	50.0	8.9	27.9
Q_{95%}[l/s]	29.6	144.3	659.3	1548	1551	1375	726.3	335.0	86.1	67.5	20.6	35.4
Q_{90%}[l/s]	49.7	238.3	1272	2131	2131	1708	867.2	415.6	142.6	88.3	38.8	44.1
Q_{85%}[l/s]	70.1	331.7	1856	2583	2542	1951	980.7	480.2	193.3	105.8	56.2	51.3
Q_{50%}[l/s]	283.2	1252	5363	4919	4465	3190	1700	902.8	534.6	227.0	167.2	105.2

ANEXO 4.5 Disponibilidad hídrica

Mediante el método de transposición de caudales se obtuvieron los caudales en los puntos de captación de los derechos de aprovechamiento existentes en las fuentes estudiadas. Siendo especialmente importante el caudal con 85% probabilidad de excedencia, ya que, es el que se utiliza para estimar la disponibilidad hídrica. En la tabla A.4.5.1 hasta A.4.5.3 los caudales en los puntos de extracción de los derechos existentes en estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén.

Tabla A.4.5.1 Caudales en punto de captación de derechos de aprovechamiento en estero Angelito

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	4.0	19.9	67.4	252.9	349.1	231.0	146.6	64.4	11.1	12.4	0.5	6.9
Q_{95%}[l/s]	7.3	35.7	163.0	382.6	449.0	319.9	177.6	82.8	21.3	16.7	6.0	8.8
Q_{90%}[l/s]	12.3	58.9	314.5	526.8	554.7	406.4	211.9	102.8	35.3	21.8	11.4	10.9
Q_{85%}[l/s]	17.3	82.0	458.8	638.6	635.7	469.4	239.5	118.8	47.8	26.1	15.4	12.7
Q_{50%}[l/s]	70.0	309.5	1325.9	1216.2	1070.6	787.3	416.2	223.5	132.2	56.1	35.9	26.0

Tabla A.4.5.2 Caudales en punto de captación de derechos de aprovechamiento en río Dimilhue

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	44.2	218.5	738.6	2774	3828	2533	1608	706.1	121.4	135.5	4.9	75.8
Q_{95%}[l/s]	80.2	391.1	1788	4195	4923	3508	1947	907.6	233.4	183.1	65.4	96.1
Q_{90%}[l/s]	134.7	646.1	3449	5776	6083	4456	2323	1127	386.7	239.3	124.8	119.5
Q_{85%}[l/s]	190.0	899.4	5031	7002	6971	5147	2627	1302	524.1	286.7	168.5	139.1
Q_{50%}[l/s]	767.7	3394	1454	13336	11740	8633	4564	2450	1450	615.5	394.1	285.2

Tabla A.4.5.3 Caudales en punto de captación de derechos de aprovechamiento en río Arilahuén

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q_{98%}[l/s]	38.8	191.8	648.3	2435	3360	2223	1412	619.8	106.6	118.9	4.3	66.5
Q_{95%}[l/s]	70.4	343.3	1569	3683	4322	3079	1709	796.6	204.9	160.7	57.4	84.4
Q_{90%}[l/s]	118.3	567.1	3027	5070	5339	3912	2039	989.1	339.4	210.1	109.6	104.9
Q_{85%}[l/s]	166.7	789.4	4416	6146	6119	4518	2305	1143	460.0	251.7	147.9	122.1
Q_{50%}[l/s]	673.9	2979	12762	11706	10305	7577	4006	2151	1272	540.2	345.9	250.3

A partir de esto, se obtuvieron los caudales ecológicos y se estimó la disponibilidad hídrica, verificándose que en las tres fuentes es superior a 4.7 l/s, y por consiguiente, es factible solicitar derechos por esta cantidad para abastecimiento de la localidad de Villucura. En las tablas A.4.5.4 hasta A.4.5.6 la disponibilidad hídrica en los puntos de extracción de los derechos existentes.

Tabla A.0.5.4 Disponibilidad hídrica en punto de captación de derechos existentes estero Angelito

Esteros Angelito	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q _{eco} (l/s)	3.7	17.8	81.5	94.5	94.5	94.5	88.8	41.4	10.6	8.3	3.0	4.4
Derechos (l/s)	7.6	39.7	310.5	359.9	318.9	213.6	91.7	48.3	23.9	10.8	5.9	3.6
Disponibilidad (l/s)	6.1	24.5	66.8	184.2	222.3	161.3	59.1	29.1	13.3	7.0	6.5	4.7

Tabla A.0.5.5 Disponibilidad hídrica en punto de captación de derechos existentes río Dimilhue

Río Dimilhue	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q _{eco} (l/s)	40.1	195.6	893.8	1036	1036	1036	973.5	453.8	116.7	91.6	32.7	48.1
Derechos (l/s)			6.1	7.3	6.3	3.9	1.0					
Disponibilidad (l/s)	149. 8	703.8	4130	5959	5929	4107	1652	848.7	407.4	195.2	135.8	91.0

Tabla A.0.5.6 Disponibilidad hídrica en punto de captación de derechos existentes río Arilahuén

Río Arilahuén	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sept	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Q _{eco} (l/s)	35.2	171. 6	784. 5	909. 5	909. 5	909. 5	854. 5	398. 3	102. 4	80.4	28.7	42.2
Derechos (l/s)	8.5	9.5	10.9	11.0	10.4	9.7	9.1	8.8	8.5	8.4	8.3	8.3
Disponibilidad (l/s)	123. 0	608. 3	3620	5225	5199	3599	1442	736. 2	349. 0	162. 9	110. 9	71.6

ANEXO 4.6 Métodos para determinación de caudales instantáneos máximos

Método DGA-AC:

Tabla A.4.5.1 Curva de frecuencia regional caudales medios diarios máximos zona Tp pluvial

Periodo de retorno [años]	Q(T)/Q(10)		
	Media	Max	Min
2	0.6	0.65	0.52
5	0.84	0.86	0.81
10	1	1	1
20	1.15	1.18	1.13
25	1.2	1.24	1.18
50	1.35	1.42	1.31
75	1.44	1.53	1.38
100	1.5	1.6	1.44

Fuente: Dirección General de Aguas (1995)

$$Q_{10} = 2 * 10^{-3} * Ap^{0,973} * P_{24}^{1,224} \quad (\text{A.4.4.1})$$

Donde Q_{10} es el caudal medio diario máximo de periodo de retorno 10 años en m^3/s , Ap es el área pluvial de la cuenca en Km^2 y P_{24}^{10} es la precipitación diaria máxima de periodo de retorno 10 años, expresada en mm.

Método formula racional:

$$Q = \frac{C * i * A}{3,6} \quad (\text{A.4.4.2})$$

Donde, Q es el caudal instantáneo máximo de periodo de retorno T , expresado en m^3/s , C es el coeficiente de escorrentía asociado al periodo de retorno T , i es la intensidad media de la lluvia asociada al periodo de retorno T y a una duración igual al tiempo de concentración, expresada en mm/hr y A es el área de la cuenca expresada en km^2 .

El coeficiente de escorrentía asociado a un periodo de retorno de 10 años para la 8va región es de 0,360, el cual debe usarse utilizando la tabla A.4.4.2 para obtener el coeficiente de escorrentía para cualquier periodo de retorno.

Tabla A.4.5.2 Coeficientes de escorrentía normalizados

Periodo de retorno (años)	$C(T)/C(T=10)$
2	1.04
5	1.04
10	0.91
20	0.99

25	1.00
50	1.01
100	1.02

En cuanto a la intensidad media de la lluvia asociada una duración igual al tiempo de concentración, esta fue estimada utilizando los coeficientes de duración generalizados propuestos en el Manual de cálculo.

Para más detalle de ambos procedimientos visitar el link del Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica elaborado por la DGA:

<https://snia.mop.gob.cl/repositoriodga/handle/20.500.13000/1819>

ANEXO 5.1 Aforo estero Angelito

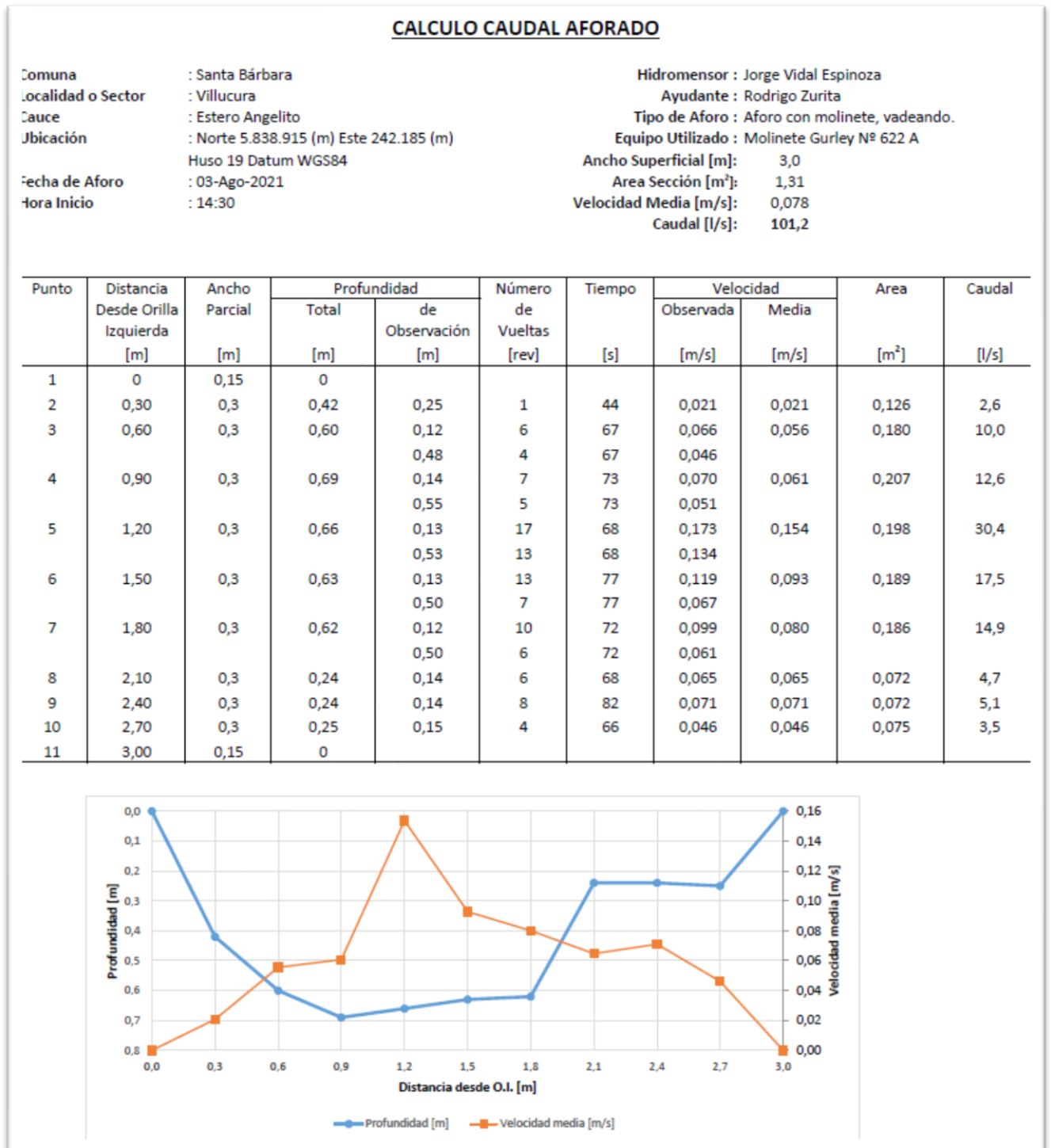


Figura A.5.1.1 Informa de aforo estero Angelito

Fuente: Dirección de obras hidráulicas (2021)

ANEXO 5.2 Curva de descarga estero Angelito

La curva de descarga se realizó en la sección que se presenta en la figura A.5.2.1, la cual corresponde al sitio de aforo y complementada con puntos obtenidos del plano topográfico. La curva de descarga propiamente tal se construyó utilizando la fórmula de Manning, Ecuación A.5.2.1. Donde, A es el área de escurrimiento en m², Rh es el radio hidráulico en m, S es la pendiente media en m/m y n es el coeficiente de rugosidad que fue estimado según lo propuesto por Cowan, Ecuación A.5.2.2.

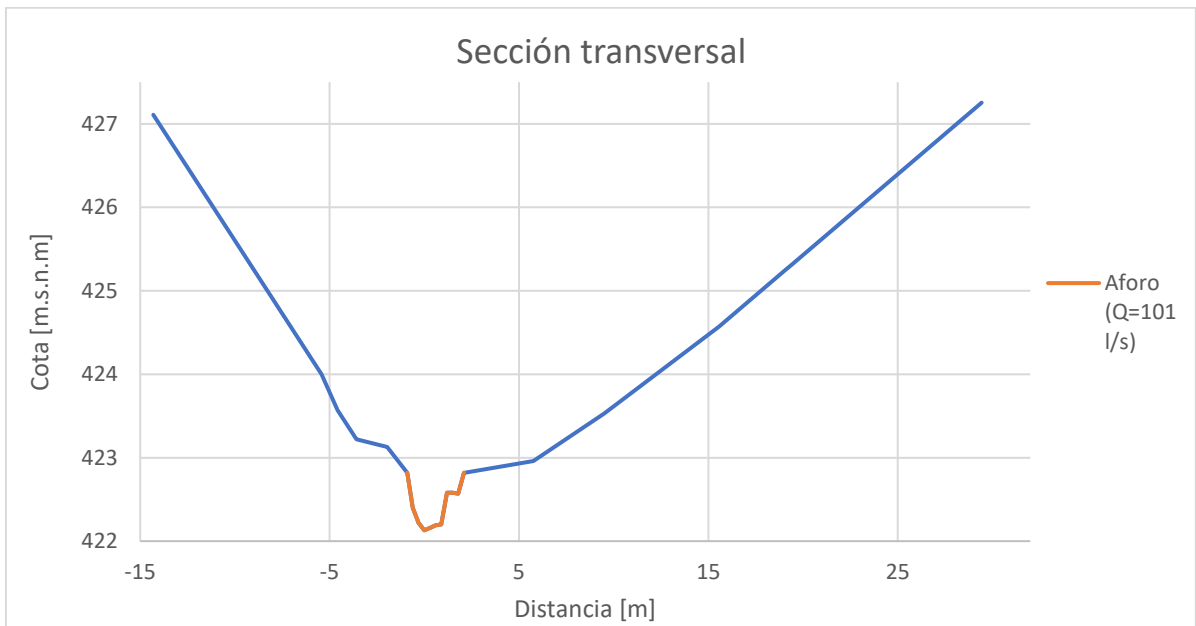


Figura A.5.2.1 Sección donde se construyó la curva de descarga

$$Q = \frac{A \cdot R h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{S}}{n} \quad (\text{A.5.2.1})$$

Coeficiente de rugosidad propuesto por Cowan:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m \quad (\text{A.5.2.1})$$

En la tabla A.5.2.1 se presentan los valores para n_0, n_1, n_2, n_3, n_4 y m . Para el estero Angelito, según lo observado en la zona se tomó 0.020, 0.005, 0.010, 0.015, 0.015 y 1.00 para n_0, n_1, n_2, n_3, n_4 y m respectivamente, obteniéndose un valor de 0.065 para n .

Tabla A.5.2.1 Valores de los parámetros de rugosidad según Cowan

Características de la canalización	Características	Valor medido del coeficiente n
Material de lecho: n_0	Tierra	0.020

	Roca cortada	0.025
	Grava fina	0.024
	Grava gruesa	0.028
Grado de irregularidades: n₁	Suaves	0.000
	Pocas	0.005
	Moderadas	0.010
	Severas	0.020
Variaciones de la sección: n₂	Graduales	0.000
	Ocasionales	0.005
	Frecuentes	0.010-0.015
Obstrucciones: n₃	Despreciables	0.000
	Pocas	0.010-0.015
	Muchas	0.020-0.030
	Severas	0.040-0.060
Vegetación: n₄	Poca	0.005-0.010
	Regular	0.010-0.025
	Mucha	0.025-0.050
	Gran cantidad	0.050-0.100
Curvas: m	Pocas	1
	Regular	1.05
	Muchas	1.1

Fuente: Mery (2013)

Los resultados se presentan en la tabla A.5.2.1 y en la figura A.5.2.2.

Tabla A.5.2.2 Curva de descarga en sección de aforo

z	A1	P1	Rh1	Q	V
(m)	(m²)	(m)	(m)	(m³/s)	(m/s)
0.05	0.0	1.3	0.0	0.0	0.01
0.1	0.1	2.5	0.0	0.0	0.02
0.15	0.1	2.8	0.0	0.0	0.03
0.2	0.2	3.1	0.1	0.0	0.04
0.25	0.3	3.4	0.1	0.0	0.04
0.3	0.4	3.6	0.1	0.0	0.05
0.35	0.5	3.8	0.1	0.0	0.05
0.4	0.5	4.0	0.1	0.0	0.06
0.45	0.6	4.2	0.2	0.0	0.06
0.5	0.8	5.7	0.1	0.0	0.06
0.55	0.9	5.9	0.2	0.1	0.06
0.6	1.0	6.1	0.2	0.1	0.07

0.65	1.2	6.4	0.2	0.1	0.07
0.69	1.3	6.6	0.2	0.1	0.08
0.79	1.8	12.5	0.1	0.1	0.06
0.89	2.5	16.1	0.2	0.2	0.06
0.99	3.3	18.1	0.2	0.2	0.07
1.09	4.3	22.7	0.2	0.3	0.07
1.19	5.4	24.6	0.2	0.4	0.08
1.29	6.7	26.5	0.3	0.6	0.09
1.39	8.0	28.4	0.3	0.8	0.10
1.49	9.4	30.1	0.3	1.0	0.10
1.59	10.9	31.7	0.3	1.2	0.11
1.69	12.5	33.3	0.4	1.5	0.12
1.79	14.2	34.9	0.4	1.8	0.12
1.87	15.6	36.2	0.4	2.0	0.13
1.97	17.4	37.8	0.5	2.3	0.13
2.07	19.3	39.4	0.5	2.7	0.14
2.17	21.2	40.9	0.5	3.1	0.15
2.44	26.9	45.2	0.6	4.3	0.16
2.84	36.4	51.6	0.7	6.5	0.18
3.24	47.1	58.0	0.8	9.3	0.20
3.64	59.0	64.3	0.9	12.6	0.21
3.74	62.7	67.3	0.9	13.5	0.22
3.84	66.0	69.0	1.0	14.5	0.22
4.24	80.2	75.8	1.1	18.8	0.23
4.64	95.7	82.5	1.2	23.9	0.25
5.04	112.5	89.3	1.3	29.7	0.26
5.1	115.1	90.3	1.3	30.6	0.27

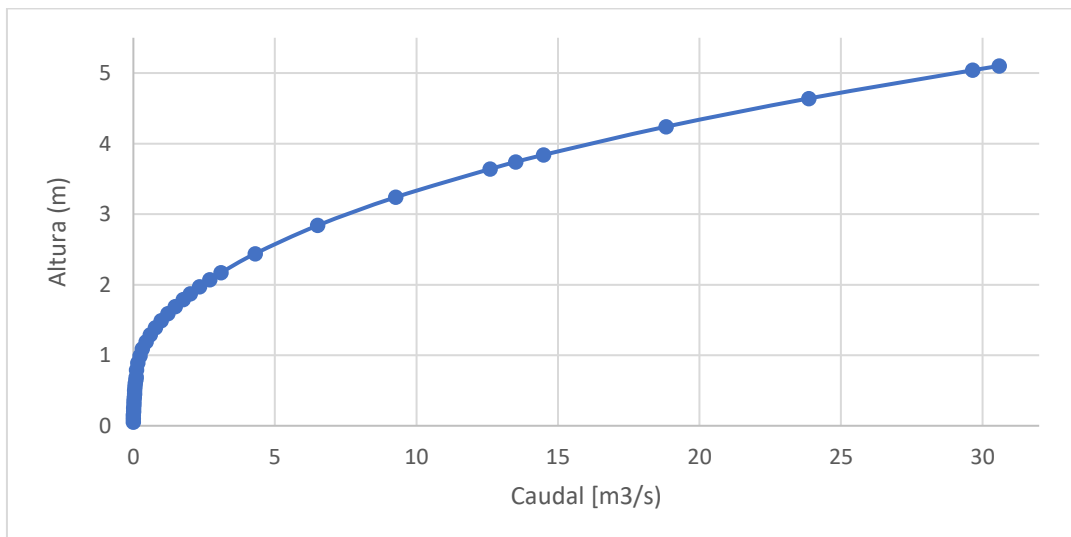


Figura A.5.2.2 Curva de descarga estero Angelito

ANEXO 5.3 Coeficientes de gasto para orificios de pared gruesa

En la tabla A.5.3.1 se presentan los coeficientes de gasto para orificios de pared gruesa donde e es el largo de la pared, d es la altura del orificio y C_d es el coeficiente de gasto.

Tabla A.5.3.1 Coeficientes de gasto para orificios de pared gruesa

e/d	$\leq 0,5$	1	1,5	2	2,5	3	5
C_d	0.60	0.75	0.78	0.79	0.80	0.82	0.79

Fuente: Sotelo (1994)

ANEXO 5.4 Fichas técnicas filtros



FILTROS FLOCULADORES

SERIES FLMA/FLAA

OPERACIÓN: AUTOMÁTICA Y MANUAL

CUERPO: ACERO

Los filtros de floculadores AGUASIN correspondientes al modelo "FL" constituyen parte de los equipos de la línea estándar de Aguasin. Estos equipos son construidos en acero y su operación es manual (serie FLMA) o automática (serie FLAA) según requerimiento del cliente. La finalidad de estos equipos es la separación física de las impurezas en suspensión que contiene el agua, lo cual se realiza mediante el proceso de filtración en profundidad, permitiendo clarificar agua a una turbiedad inferior a 2 NTU (**)

Según el tamaño del filtro posee una o más cargas de sustentación y dos capas de filtración de granulometría seleccionada. El agua pasa a través de las capas en forma descendente, generándose así un proceso de coagulación-floculación de los coloides como resultado del aumento progresivo de la velocidad del agua, lo que produce el rompimiento del equilibrio electroquímico de estos coloides. Este proceso de filtración selectivo permite una remoción de partículas al menos 5 veces más eficaz que en los filtros convencionales de cuarzo. Estos equipos pueden ser utilizados en la clarificación de aguas provenientes de sistemas flocculentadores en reemplazo de los filtros gravitacionales principalmente cuando el estanque de almacenamiento de agua está a un nivel superior al decantador y requiere un sistema de elevación.



Condiciones de Operación			Requisitos del afluente	
Presión de trabajo	mínima	1,5 (kg/cm ²)	21 (psi)	Turbiedad máxima : 100 NTU (recomendada) (**)
	máxima	5,0 (kg/cm ²)	71 (psi)	
Temperatura	mínima	5 °C		
	máxima	50 °C		
Características del efluente (*)			Turbiedad < 2 NTU	

(*): La calidad del efluente depende de las características del agua de alimentación por lo que se analizará caso a caso y se establecerá según ensayo.

(**): Para turbiedades en rangos de 100 a 300 NTU, se debe considerar un pre-tratamiento antes de pasar por el filtro.

Modelo Aguasin Filtros FL/ Acero	Caudales de Operación (m ³ /h)				Ø Conexión (pulg) (a)	Cargas (Kg)					Espacio de instalación (cm)			Pesos (Kg) (b)		
	Min.	Máx.	Retrol.	Nominal		Sustentación	Filtración		Frente	Altura	Prof.	Embar.	Servicio			
FLMA/FLAA-150	8,8	21,2	56,5	15,9	3"		840	320	320	1120	200	250	410	380	3910	6940

(a): Considerar diámetros de conexión de Alimentación, Servicio y Retrolavado iguales.

(b): Los pesos dados hacen referencia a los equipos manuales. Para calcular el peso de los equipos automáticos se debe incrementar el peso dado en un 10%. Los diseños expuestos en esta ficha son solo referenciales. AGUASIN se reserva el derecho a modificar las características técnicas de los equipos sin previo aviso.

Los equipos automáticos (simplex o Dúplex), pueden utilizar válvulas de tipo diafragma, mariposa o de bola, según diámetros del equipo. De acuerdo a lo anterior se debe considerar los siguientes modelos:

Modelo Aguasin	Tipo Controlador
FLAA - - - S	Stager
FLAA - - - P	PLC

(FT-9) - Revisión: Octubre 2016 – SI EL DOCUMENTO ES IMPRESO CONTROLADO, SE CONSIDERA "DOCUMENTO CONTROLADO"

Confidential - Company Proprietary

Figura A.5.4.1 Características técnicas filtro floculador

Fuente: Chemtreat (2023)

Cotización CCP – DB – 4809 – 23

Datos Cliente		Datos Aguasin	
Para	Joel Araneda	Razón social	Aguasin SpA
Empresa	Universidad de Concepción	Giro	Tratamiento y purificación de aguas
Rut	56 9 88273408	Rut	76.377.649 -2
Teléfono	joelaraneda@udec.cl	Dirección	Marco Polo N° 9038 local F
E-mail		Comuna	Hualpen
Vía contacto	Telefónica/ mail/Portal/web	Ciudad	Talcahuano
Dirección		Contactó	Daniel Beltrán L.
Comuna	Concepción	E-mail	dbeltran@aguasin.com
Ciudad	Concepción	Teléfono	041 2484944 / 90797827
Fecha	09 de marzo 2023		

Estimado Señor, por medio del presente nos es grato cotizar lo siguiente:

“FILTRO ELIMINADOR DE HIERRO Y MANGANESO MODELO ABMA - 135”

DESCRIPCIÓN:

Filtro abatidor de Hierro y Manganeso de operación manual de forma cilíndrica vertical, construido en acero, modelo **ABMA – 135**

En la parte frontal del equipo va montado un manifold con válvulas manuales, que permite efectuar las operaciones de servicio, retrolavado, y lavado del cuerpo.



Características Técnica Filtro ABMA - 135:

Modelo	: ABMA - 135
Caudal máximo	: 24,30 m ³ /h
Caudal mínimo	: 7,20 m ³ /h
Caudal nominal	: 17,20 m ³ /h
Caudal retrolavado	: 45,80 m ³ /h
Pérdida de carga	: 0,5 Kg/cm ²
Conexiones	: Ø 3" línea de servicio : Ø 3" línea de retrolavado
Presión agua alimentación mínima	: 1,5 Kg/cm ²
Presión máxima de trabajo	: 5,0 Kg/cm ²

Confidential - Company Proprietary

Sucursales en: Antofagasta-Copiapo-La Serena-Viña del Mar-Santiago-Rancagua-Curicó-Talca-Concepción-Temuco-Puerto Montt

Figura A.5.4.2 Características técnicas filtro eliminador hierro y manganeso

Fuente: Chemtreat (2023)

17.6. CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN TUBERÍAS DE IMPULSIÓN

17.6.1. Tiempo de cese de circulación del líquido

En el cálculo del golpe de ariete por parada o arranque de una bomba, el concepto de tiempo de cierre de la válvula estudiado anteriormente, se sustituye por el concepto de tiempo de cese o inicio de circulación del líquido por la parada o arranque de la bomba.

No debe confundirse este tiempo con el tiempo de parada de la bomba. En general, se estima que la circulación del agua cesa una vez que se ha reducido, aproximadamente, el 15% el número de revoluciones de la bomba.

El valor de ese tiempo se obtiene por la fórmula empírica de Mendiluce, fruto de numerosas experiencias prácticas:

$$T = C + \frac{KL V}{g H_m} \text{ segundos}$$

siendo:

- T = tiempo de cese de la circulación en segundos.
- C y K coeficientes de ajustes.
- L = longitud total de la tubería en metros.
- V = velocidad de circulación antes del cese de circulación del fluido, en m/s.
- H_m = altura manométrica, $H_m = H_g + \Delta h$, en metros.

Para la determinación de los coeficientes C y K en la figura 17.13 las gráficas propuestas por Mendiluce en las que se observa la dependencia del primero de ellos con la pendiente de la tubería mientras que el segundo varía con su longitud. Son constantes que introduce su autor en la expresión del cálculo del tiempo de cese de la circulación para ajustar, en la medida de lo posible, los resultados a los valores medidos experimentalmente.

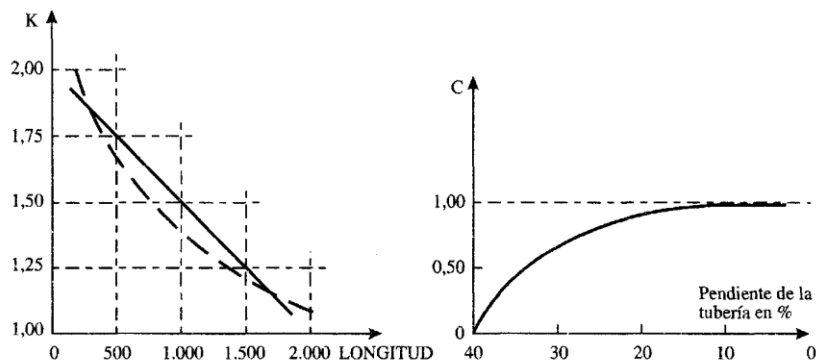


FIGURA 17.13: Determinación gráfica de los coeficientes de ajuste de Mendiluce.

Figura A.5.5.1 Determinación coeficientes tiempo de cese

Fuente: López (1997)

ANEXO 5.6 Impulsión desde estero Angelito

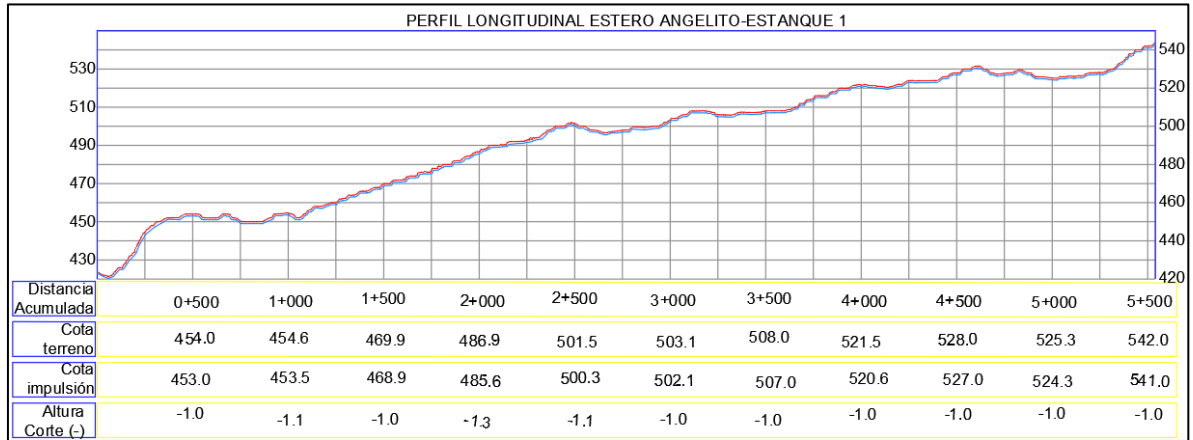


Figura A.5.6.1 Perfil longitudinal impulsión estero Angelito-estanque 1

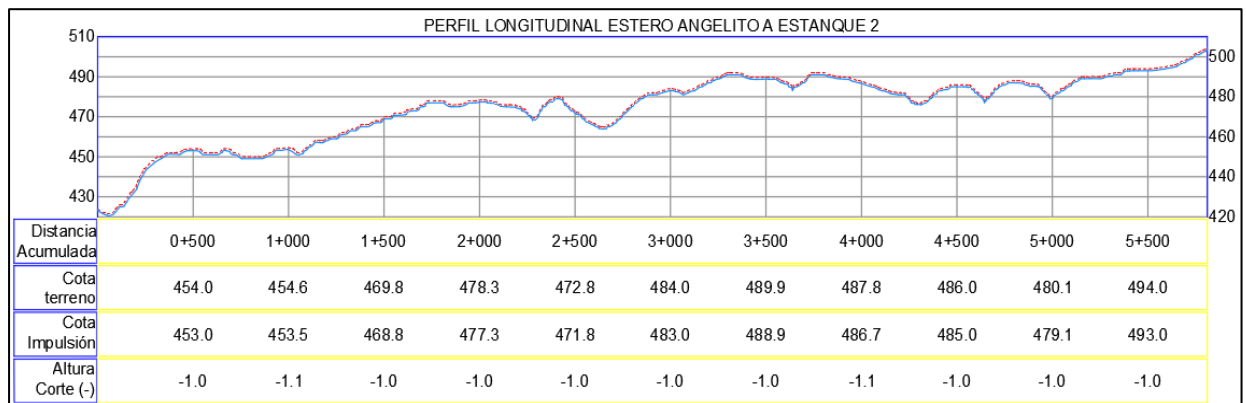


Figura A.5.6.2 Perfil longitudinal impulsión estero Angelito-estanque 2

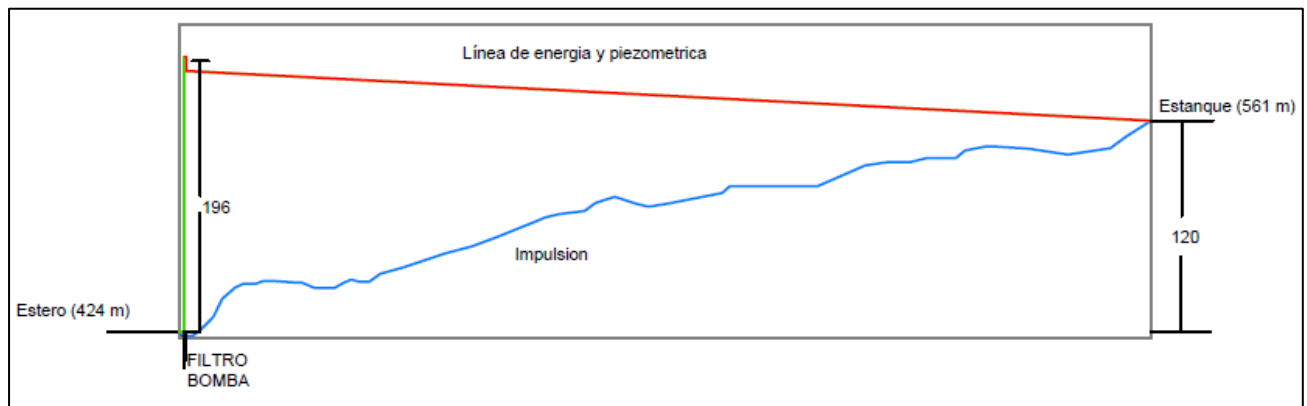


Figura A.5.6.3 Líneas de energía y piezométricas estero Angelito-estanque 1

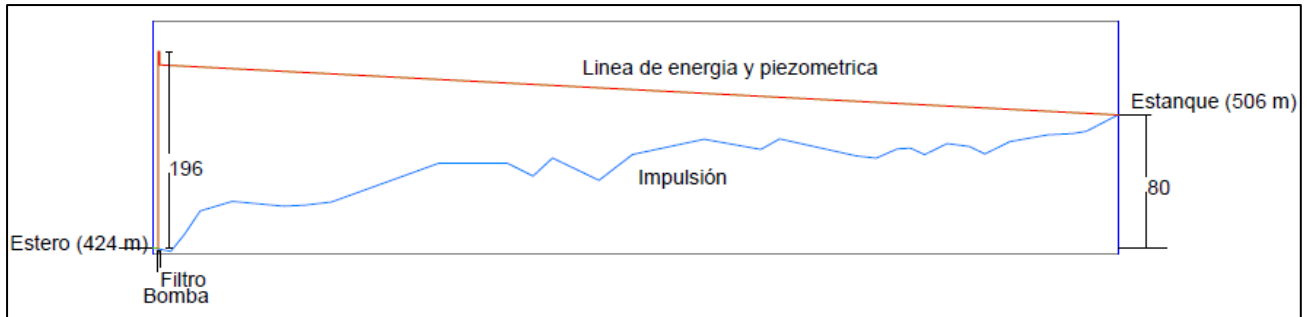


Figura A.5.6.4 Líneas de energía y piezométricas estero Angelito-estanque 2

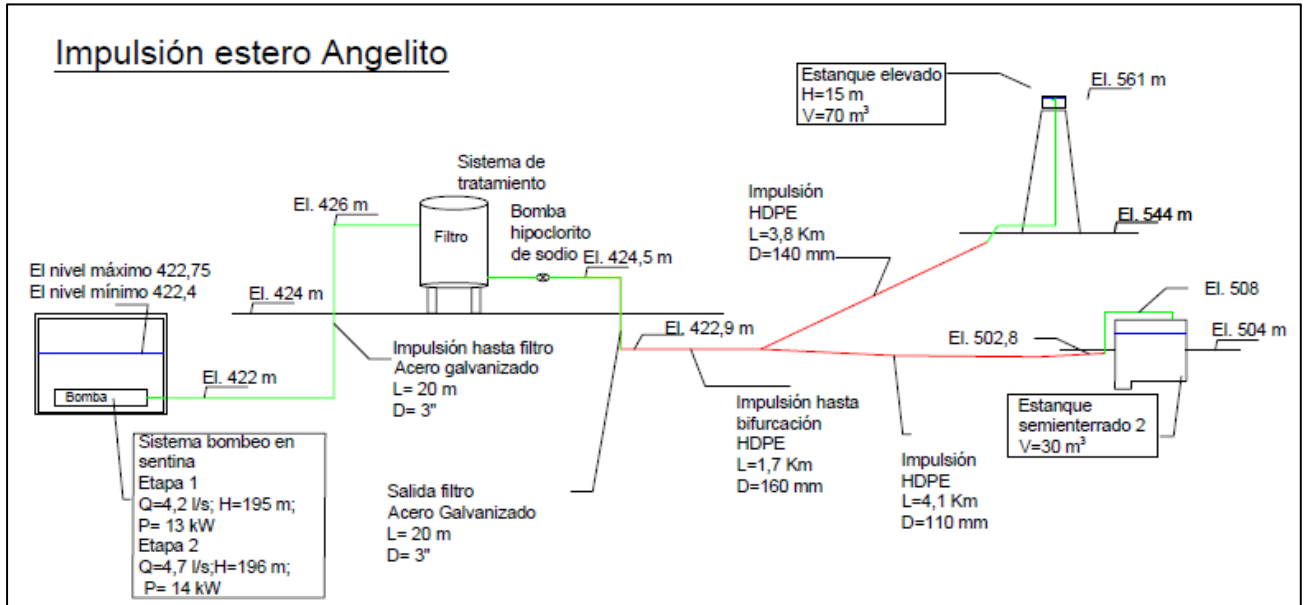


Figura A.5.6.5 Esquema impulsión estero Angelito

ANEXO 5.7 Impulsión desde río Dimilhue

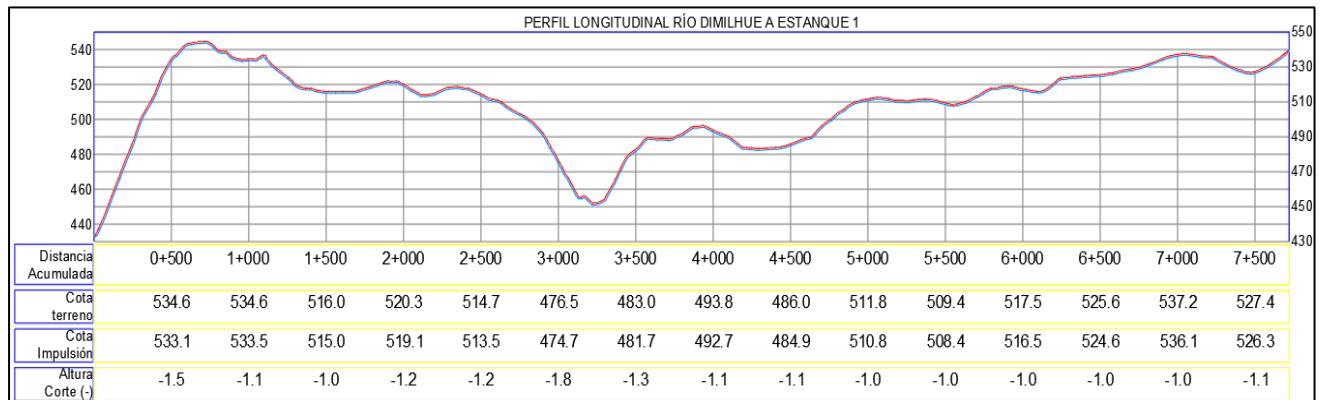


Figura A.5.7.1 Perfil longitudinal Impulsión río Dimilhue

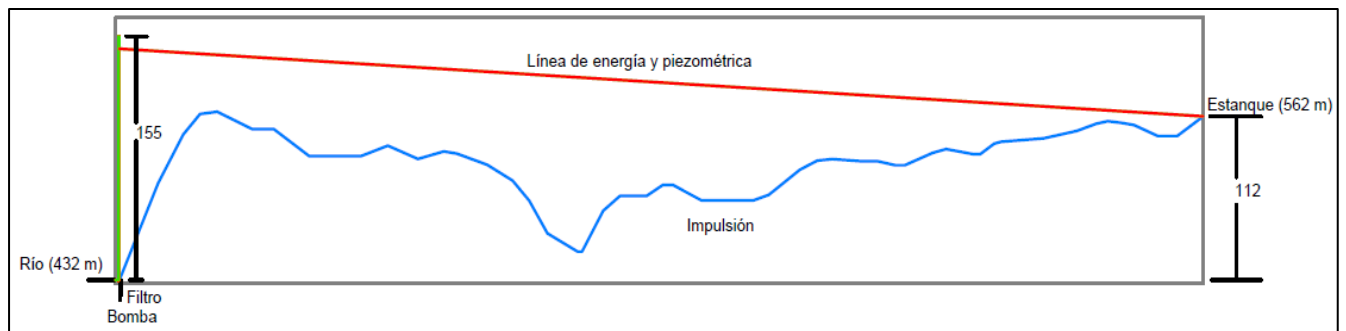


Figura A.5.7.2 Líneas de energía y piezométricas río Dimilhue-estanque 1

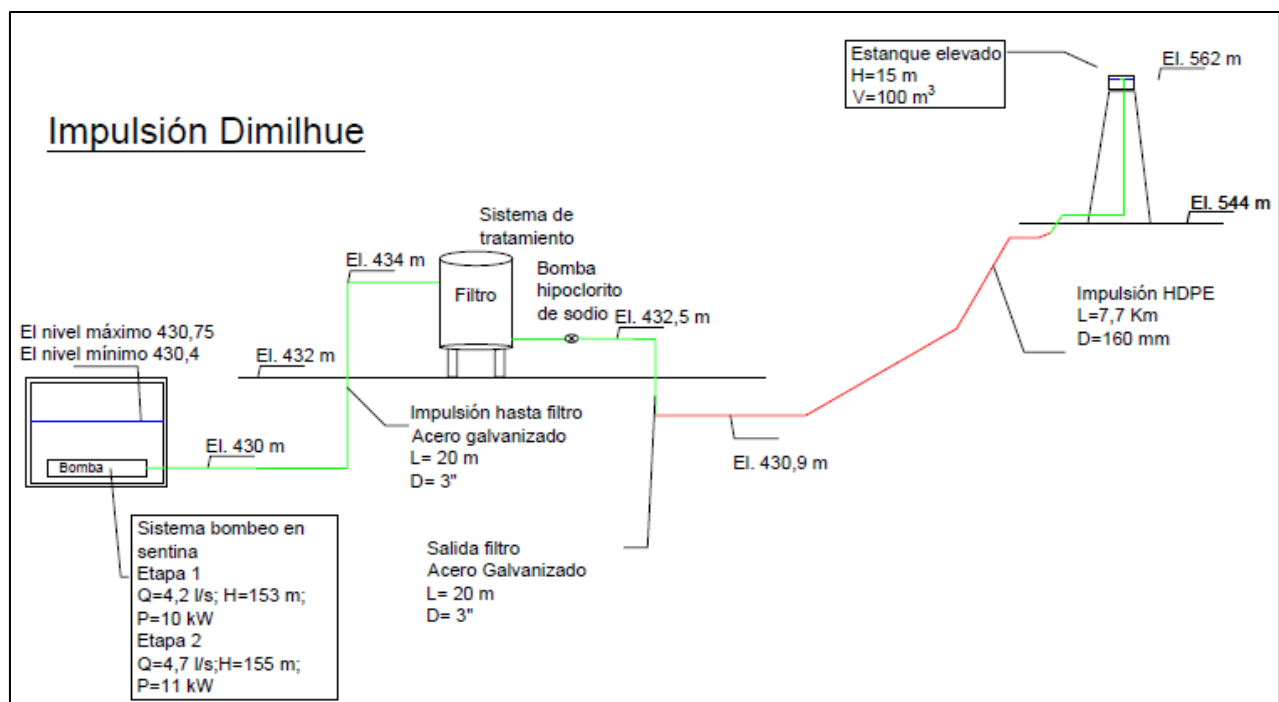


Figura A.5.7.3 Esquema impulsión río Dimilhue

ANEXO 5.8 Impulsión desde río Arilahuén

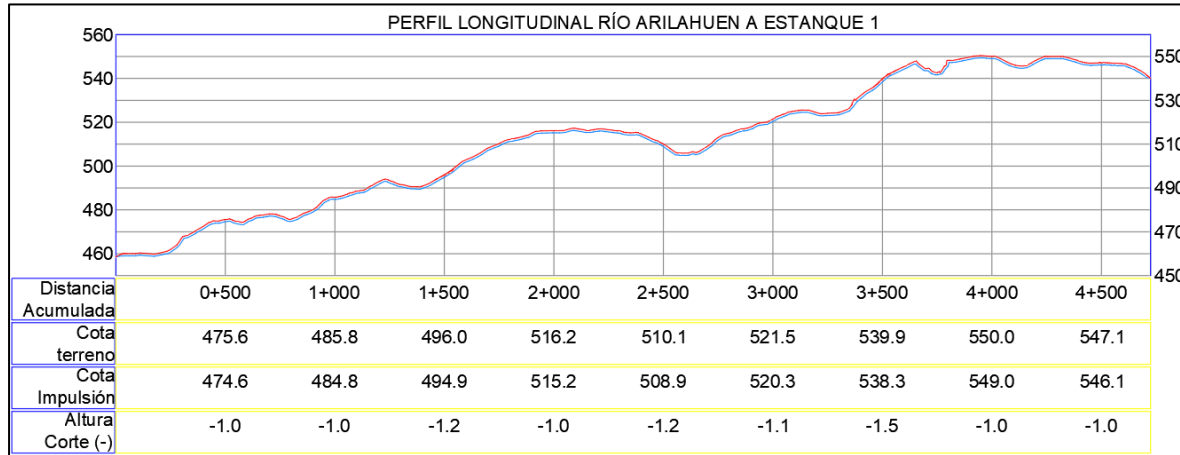


Figura A.5.8.1 Perfil longitudinal impulsión río Arilahuén-estanque 1

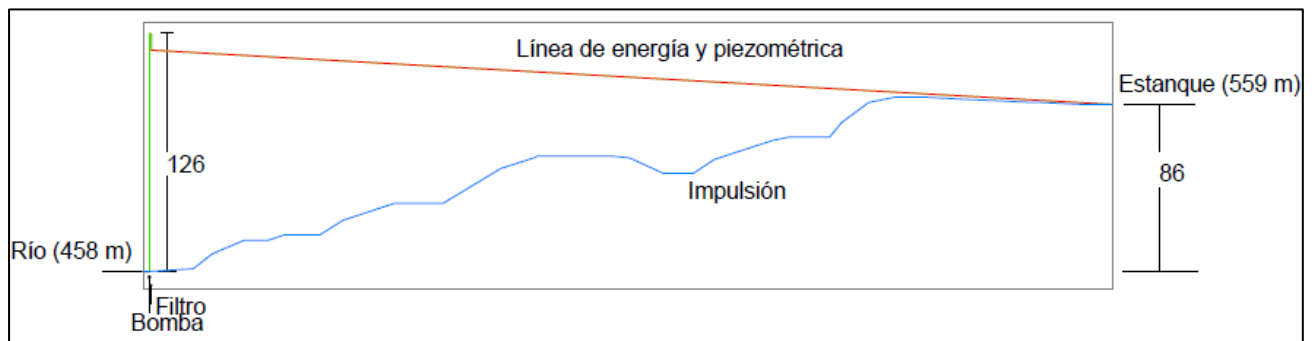


Figura A.5.8.2 Líneas de energía y piezométricas río Arilahuén-estanque 1

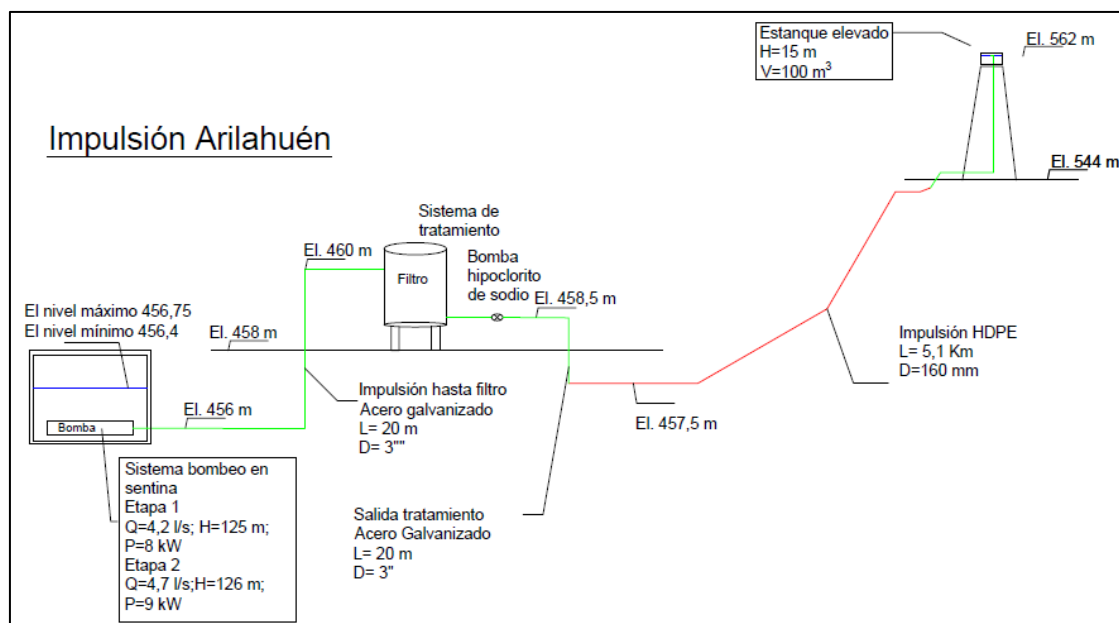


Figura A.5.8.3 Esquema impulsión río Arilahuén

ANEXO 5.9 Red de distribución estero Angelito

Las tablas a continuación son resultados de la simulación en Epanet de la red de distribución para la alternativa de impulsión desde el estero Angelito.

Tabla A.5.9.1 Presión en los nodos red de distribución estero Angelito desde estanque 2

Estanque 2	Situación estática			Situación dinámica año 20	
	Elevación	Demanda	Presión	Demanda	Presión
Node ID	m	l/s	m	l/s	m
Junc 26	464.8	0.0	39.7	0.0	39.7
Junc 24	468.0	0.0	36.6	0.0	36.5
Junc 27	469.5	0.0	35.0	0.0	35.0
Junc 21	470.3	0.0	34.3	0.0	34.3
Junc 23	458.3	0.0	46.2	0.0	46.2
Junc 22	462.0	0.0	42.6	0.0	42.6
Junc 19	470.9	0.0	35.1	0.0	35.1
Junc 20	473.2	0.0	32.8	0.0	32.8
Junc 36	406.4	0.0	68.6	0.1	68.2
Junc 7	444.6	0.0	30.4	0.1	30.0
Junc 4	463.1	0.0	42.9	0.0	42.8
Junc 6	454.5	0.0	51.5	0.0	51.4
Junc 15	453.5	0.0	52.5	0.0	52.4
Junc 3	451.0	0.0	55.0	0.0	54.9
Junc 25	466.1	0.0	38.4	0.0	38.4
Junc 14	460.4	0.0	45.6	0.0	45.4
Junc 5	461.7	0.0	44.3	0.0	44.1
Junc 18	486.2	0.0	19.8	0.0	19.7
Junc 34	424.4	0.0	50.7	0.0	50.4
Junc 35	432.0	0.0	43.0	0.4	42.6
Junc 17	486.8	0.0	19.2	0.0	19.0
Junc 16	473.1	0.0	32.9	0.0	32.8
Junc 29	484.0	0.0	22.0	0.0	22.0
Junc 30	477.4	0.0	28.6	0.0	28.6
Junc 28	484.6	0.0	21.4	0.0	21.4
Junc 32	487.9	0.0	18.1	0.0	18.1
Junc 33	472.6	0.0	33.4	0.0	33.3
Junc 12	455.0	0.0	51.0	0.0	50.6
Junc 13	455.0	0.0	20.0	0.0	20.0

Tabla A.5.9.2 Presión en los nodos red de distribución estero Angelito desde estanque 1

Estanque 1	Situación estática			Situación dinámica año 20	
	Elevación	Demanda	Presión	Demanda	Presión
Node ID	m	l/s	m	l/s	m
Junc n20	496.8	0.0	42.6	0.0	42.4
Junc n21	477.9	0.0	61.5	0.0	61.3
Junc n22	499.4	0.0	40.0	0.0	40.0
Junc n23	476.0	0.0	63.5	0.0	63.4
Junc n24	505.9	0.0	55.1	0.0	51.4
Junc n25	503.9	0.0	57.1	0.1	53.3
Junc n26	516.0	0.0	45.0	0.0	41.8
Junc n27	516.0	0.0	45.0	0.0	41.8
Junc n28	520.0	0.0	41.0	0.0	38.0
Junc n29	512.0	0.0	49.0	0.1	46.0
Junc n30	470.2	0.0	18.0	0.0	18.0
Junc n31	465.2	0.0	23.0	0.0	23.0
Junc n32	486.7	0.0	30.3	0.1	30.0
Junc n33	472.6	0.0	44.4	0.0	44.2
Junc n34	526.1	0.0	34.9	0.0	34.5
Junc n35	537.7	0.0	23.3	0.1	22.9
Junc n36	532.0	0.0	29.0	0.1	28.8
Junc n37	500.0	0.0	61.0	0.0	60.8
Junc n38	494.4	0.0	39.6	0.0	39.6
Junc n39	497.5	0.0	36.5	0.0	36.5
Junc n40	526.9	0.0	34.1	0.1	32.3
Junc n41	526.2	0.0	34.8	0.0	33.1
Junc n42	530.0	0.0	31.0	0.0	29.0
Junc n43	532.0	0.0	29.0	0.0	27.0
Junc n44	484.0	0.0	66.0	0.1	66.0
Junc n45	530.0	0.0	20.0	0.0	20.0
Junc n46	523.9	0.0	37.1	0.0	34.8
Junc n47	480.1	0.0	69.9	0.1	69.9
Junc n48	320.2	0.0	59.8	0.0	59.8
Junc n49	360.0	0.0	60.0	0.0	60.0
Junc n50	427.8	0.0	40.0	0.4	40.0
Junc n51	452.0	0.0	45.3	0.2	45.2
Junc n52	467.3	0.0	30.0	0.3	30.0
Junc n53	477.9	0.0	61.5	0.1	60.3
Junc n66	418.7	0.0	69.6	0.1	69.5
Junc n67	423.9	0.0	64.4	0.1	64.3
Junc n68	482.0	0.0	35.0	0.1	34.8
Junc n69	536.6	0.0	24.4	0.1	24.2
Junc n70	484.9	0.0	49.0	0.0	49.0

Junc n64	494.0	0.0	40.0	0.0	40.0
Junc n65	506.8	0.0	27.2	0.0	27.2
Junc n2	316.0	0.0	64.0	0.1	64.0
Junc n5	400.0	0.0	20.0	0.0	20.0
Junc n6	410.0	0.0	57.8	0.0	57.8
Junc n3	345.0	0.0	35.0	0.0	35.0
Junc n4	345.0	0.0	35.0	0.0	35.0
Junc n18	478.0	0.0	39.0	0.0	38.8
Junc n8	470.2	0.0	46.8	0.0	46.5
Junc n7	360.0	0.0	20.0	0.0	20.0
Junc n9	492.0	0.0	25.0	0.0	25.0
Junc n10	492.0	0.0	69.0	0.0	68.5
Junc n11	530.0	0.0	31.0	0.0	28.6
Junc n12	494.0	0.0	67.0	0.0	66.9
Junc n13	499.4	0.0	61.6	0.0	57.3

Tabla A.5.9.3 Tuberías red distribución impulsión estero Angelito desde estanque 1

Estanque 1	Largo	Diámetro	Caudal	Velocidad
Link ID	m	mm	l/s	m/s
Pipe p11	711.6	63	0.02	0
Pipe p12	858.6	63	0.03	0.01
Pipe p13	289.5	63	0.05	0.01
Pipe p14	895.1	63	0.03	0.01
Pipe p15	745.6	63	0.08	0.02
Pipe p16	362.8	63	0.03	0.01
Pipe p17	326.0	63	0.02	0
Pipe p18	978.5	63	0.08	0.02
Pipe p19	617.3	63	0.02	0
Pipe p20	85.5	63	0.02	0
Pipe p21	341.1	63	0.03	0.01
Pipe p22	58.6	75	0.03	0.01
Pipe p23	594.9	63	0.06	0.02
Pipe p28	391.5	75	0.73	0.16
Pipe p42	248.5	63	0.08	0.02
Pipe p43	1184.7	75	0.15	0.03
Pipe p45	794.7	75	0.28	0.06
Pipe p46	1126.6	75	0.39	0.09
Pipe p47	214.9	75	0.54	0.12
Pipe p49	641.2	75	0.48	0.11
Pipe p50	449.0	75	0.63	0.14
Pipe p51	824.7	75	1.65	0.37
Pipe p52	452.4	75	1.24	0.28
Pipe p57	420.2	75	1.17	0.27

Pipe p58	198.4	75	1.14	0.26
Pipe p59	966.9	75	1.13	0.26
Pipe p60	92.5	63	0.02	0
Pipe p62	538.0	75	0.06	0.01
Pipe p9	202.0	63	0.02	0
Pipe p41	1249.9	63	0.05	0.01
Pipe p39	10.9	75	0.03	0.01
Pipe p3	446.6	75	1.34	0.3
Pipe p24	150.8	75	1.54	0.35
Pipe p6	189.4	75	1.48	0.34
Pipe p5	339.2	63	0.12	0.04
Pipe p10	805.3	63	0.06	0.02
Pipe p54	498.8	75	0.11	0.02
Pipe p53	126.2	75	0.11	0.02
Pipe p61	318.4	75	0.09	0.02
Pipe p55	326.5	75	0.09	0.02
Pipe p35	200.4	75	0.22	0.05
Pipe p44	224.9	75	0.22	0.05
Pipe p56	0.7	75	0.09	0.02
Pipe p36	1166.3	75	0.39	0.09

Tabla A.5.9.4 Tuberías red distribución impulsión estero Angelito desde estanque 2

Estanque 2	Largo	Diámetro	Caudal	Velocidad
Link ID	m	mm	l/s	m/s
Pipe 11	198.6	63	0.03	0.01
Pipe 18	532.4	63	0.02	0
Pipe 17	432.6	63	0.02	0
Pipe 4	306.6	63	0.02	0
Pipe 19	388.7	75	0.05	0.01
Pipe 32	337.7	63	0.05	0.01
Pipe 36	87.3	63	0.02	0
Pipe 6	338.1	63	0.03	0.01
Pipe 5	774.0	75	0.49	0.11
Pipe 29	223.5	75	0	0
Pipe 2	221.1	75	0.49	0.11
Pipe 7	594.6	63	0.08	0.02
Pipe 9	123.2	63	0.02	0
Pipe 10	25.0	63	0.02	0
Pipe 12	171.5	75	1.27	0.29
Pipe 13	1340.4	63	0.09	0.03
Pipe 14	622.4	63	0.05	0.01
Pipe 15	596.4	75	0.05	0.01

Pipe 16	711.3	63	0.03	0.01
Pipe 20	78.7	63	0.02	0
Pipe 58	425.0	75	0.57	0.13
Pipe 61	891.1	75	0.14	0.03
Pipe 62	599.0	75	0.12	0.03
Pipe 63	656.7	75	0.11	0.02
Pipe 64	465.1	75	0.02	0
Pipe 65	946.1	75	0.02	0
Pipe 66	481.5	63	0.49	0.16
Pipe 35	424.4	63	0.49	0.16

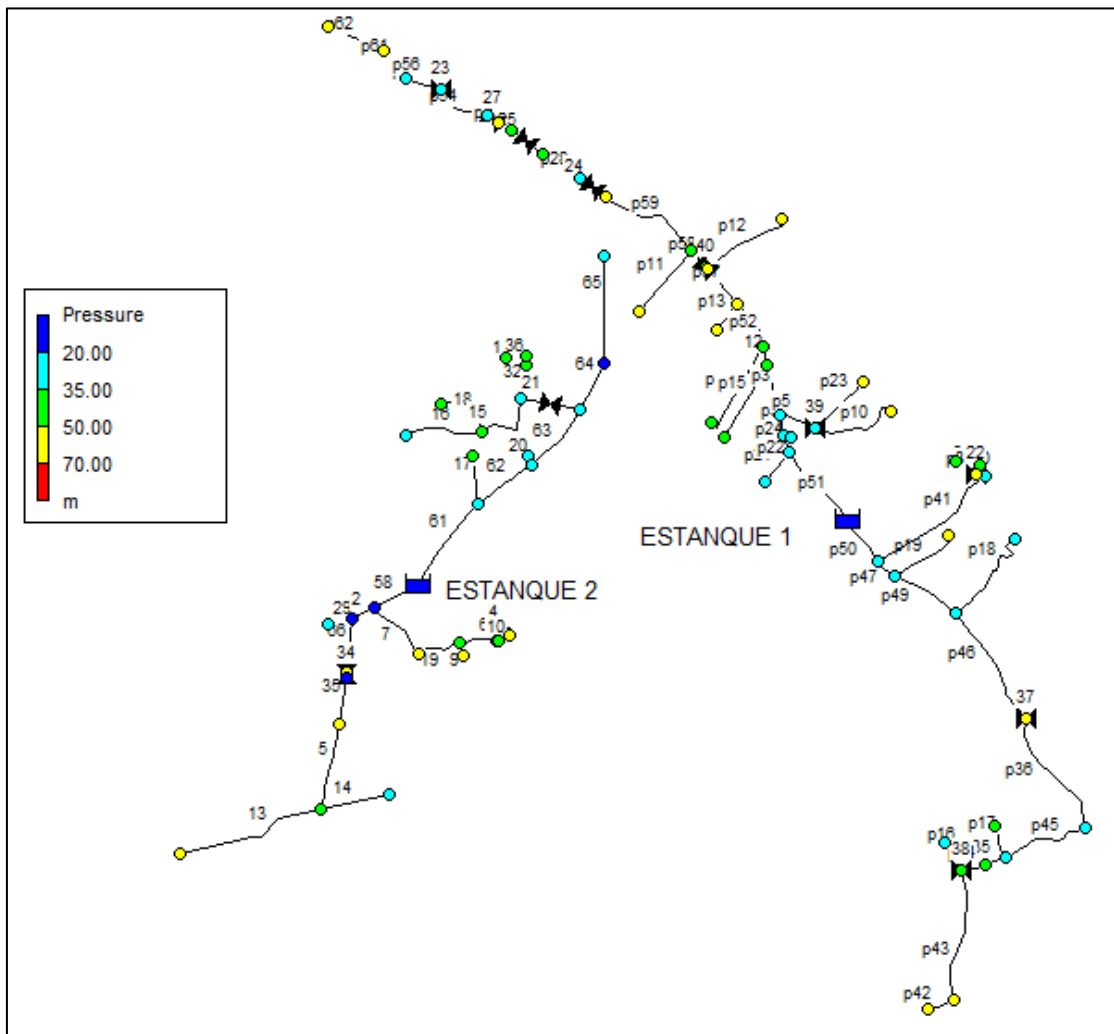


Figura A.5.9.1 Esquema red de distribución estero Angelito

ANEXO 5.10 Red de distribución río Dimilhue y río Arilahuén

A continuación, se presentan los resultados de la simulación en Epanet de la red de distribución que comienza en el estanque 1 y abastece toda la comunidad, la cual es utilizada en el caso de las impulsiones que nacen del río Dimilhue y el río Arilahuén.

Tabla A.5.10.1 Presión en los nodos red de distribución río Dimilhue y río Arilahuén

Estanque 1	Elevación	Situación estática		Situación dinámica año 20	
		Demanda	Presión	Demanda	Presión
Node ID	m	l/s	m	l/s	m
Junc n5	464.8	0	39.7	0	39.7
Junc n6	468.0	0	36.6	0.03	36.5
Junc n7	469.5	0	35.0	0	35.0
Junc n8	470.3	0	34.3	0.03	34.3
Junc n9	458.3	0	46.2	0	46.2
Junc n10	462.0	0	42.6	0.02	42.6
Junc n11	484.0	0	51.9	0	46.2
Junc n12	470.9	0	65.0	0.02	59.3
Junc n13	473.2	0	62.7	0.02	57.3
Junc n14	406.4	0	58.0	0.09	57.7
Junc n15	444.6	0	19.8	0.05	19.6
Junc n16	463.1	0	43.1	0	43.1
Junc n17	454.5	0	51.7	0.02	51.7
Junc n18	453.5	0	52.7	0.03	52.7
Junc n19	451.0	0	55.2	0.02	55.2
Junc n20	496.8	0	39.1	0	37.4
Junc n21	477.9	0	57.9	0.02	56.2
Junc n22	499.4	0	36.5	0	35.3
Junc n23	476.0	0	59.9	0.03	58.7
Junc n24	505.9	0	56.1	0.02	48.1
Junc n25	503.9	0	58.1	0.05	50.1
Junc n26	516.0	0	46.0	0	39.3
Junc n27	516.0	0	46.0	0.03	39.3
Junc n28	520.0	0	42.0	0	35.8
Junc n29	512.0	0	50.0	0.08	43.8
Junc n30	470.2	0	41.8	0.03	41.7
Junc n31	465.2	0	46.8	0.03	46.7
Junc n32	486.7	0	25.3	0.05	25.2
Junc n33	472.6	0	39.4	0.02	39.4
Junc n34	526.1	0	35.9	0.02	35.5
Junc n35	537.7	0	24.3	0.08	23.9

Junc n36	532.0	0	30.0	0.05	29.8
Junc n37	500.0	0	62.0	0.02	61.8
Junc n38	494.4	0	49.6	0	49.6
Junc n39	497.5	0	46.5	0.02	46.5
Junc n40	526.9	0	35.1	0.08	31.6
Junc n41	526.2	0	35.8	0.03	32.3
Junc n42	530.0	0	32.0	0.03	28.0
Junc n43	532.0	0	30.0	0.03	26.0
Junc n44	484.0	0	61.0	0.06	61.0
Junc n45	530.0	0	15.0	0	15.0
Junc n46	523.9	0	38.1	0.02	33.4
Junc n47	480.1	0	64.9	0.06	64.9
Junc n48	320.2	0	54.8	0.03	54.8
Junc n49	360.0	0	60.0	0.02	60.0
Junc n50	427.8	0	30.0	0.42	30.0
Junc n51	452.0	0	35.3	0.2	35.2
Junc n52	467.3	0	20.0	0.31	20.0
Junc n53	477.9	0	58.0	0.09	53.7
Junc n54	472.6	0	63.2	0.02	58.7
Junc n55	487.9	0	48.0	0	43.0
Junc n56	484.6	0	51.3	0	46.1
Junc n57	477.4	0	58.5	0	53.1
Junc n59	466.1	0	38.4	0.02	38.4
Junc n60	503.1	0	32.8	0.03	26.9
Junc n61	460.4	0	45.8	0	45.8
Junc n62	461.7	0	44.5	0.02	44.5
Junc n63	486.2	0	20.0	0	20.0
Junc n64	424.4	0	40.0	0	40.0
Junc n65	432.0	0	32.3	0.36	32.2
Junc n66	418.7	0	66.6	0.08	66.5
Junc n67	423.9	0	61.4	0.08	61.3
Junc n68	482.0	0	30.0	0.11	30.0
Junc n69	536.6	0	25.4	0.05	25.2
Junc n70	484.9	0	59.0	0.02	59.0
Junc n74	494.0	0	50.0	0	50.0
Junc n75	506.8	0	37.2	0.02	37.2
Junc n76	486.8	0	19.4	0	19.4
Junc n77	473.1	0	33.1	0	33.1
Junc n78	316.0	0	59.0	0.06	59.0
Junc n3	400.0	0	57.8	0	57.8
Junc n4	410.0	0	47.8	0	47.8
Junc n2	345.0	0	30.0	0	30.0

Junc n1	345.0	0	45.0	0	45.0
Junc n80	478.0	0	34.0	0	33.9
Junc n81	494.0	0	68.0	0	67.9
Junc n82	470.2	0	15.0	0	15.0
Junc n83	530.0	0	32.0	0	27.3
Junc n84	505.9	0	30.0	0	30.0
Junc n85	467.3	0	68.6	0	64.1
Junc n86	427.8	0	59.5	0	59.2
Junc n87	400.0	0	20.0	0	20.0
Junc n88	360.0	0	30.0	0	30.0
Junc n89	492.0	0	54.1	0	53.9
Junc n79	526.1	0	20.0	0	20.0
Junc n90	482.0	0	64.1	0	63.8

Tabla A.5.10.2 Tuberías red distribución impulsión río Dimilhue y río Arilahuén

	Largo	Diámetro	Caudal	Velocidad
Link ID	m	mm	l/s	m/s
Pipe p3	198.6	63	0.03	0.01
Pipe p5	532.4	63	0.02	0
Pipe p6	432.6	63	0.02	0
Pipe p7	723.7	75	0.62	0.14
Pipe p9	306.6	63	0.02	0
Pipe p10	388.7	63	0.05	0.01
Pipe p11	711.6	63	0.02	0
Pipe p12	858.6	63	0.03	0.01
Pipe p13	289.5	63	0.05	0.01
Pipe p14	895.1	63	0.03	0.01
Pipe p15	745.6	63	0.08	0.02
Pipe p16	362.8	63	0.03	0.01
Pipe p17	326.0	63	0.02	0
Pipe p18	978.5	63	0.08	0.02
Pipe p19	617.3	63	0.02	0
Pipe p20	85.5	63	0.02	0
Pipe p21	341.0	63	0.03	0.01
Pipe p22	58.6	63	0.03	0.01
Pipe p23	594.9	63	0.06	0.02
Pipe p28	391.5	75	0.73	0.16
Pipe p30	525.9	75	0.74	0.17
Pipe p31	946.2	75	0.73	0.16
Pipe p32	465.9	75	0.73	0.16
Pipe p33	658.3	75	0.63	0.14
Pipe p35	337.7	63	0.05	0.01

Pipe p36	87.3	63	0.02	0
Pipe p37	823.5	75	0.6	0.14
Pipe p39	338.1	63	0.03	0.01
Pipe p41	774.0	75	0.49	0.11
Pipe p42	248.5	63	0.08	0.02
Pipe p43	1184.7	63	0.15	0.05
Pipe p45	794.7	75	0.28	0.06
Pipe p46	1165.2	75	0.39	0.09
Pipe p47	214.9	75	0.54	0.12
Pipe p49	641.2	75	0.48	0.11
Pipe p50	449.0	75	0.63	0.14
Pipe p51	825.0	75	2.39	0.54
Pipe p52	452.4	75	1.98	0.45
Pipe p57	419.8	75	1.91	0.43
Pipe p58	198.4	75	1.88	0.43
Pipe p59	966.9	75	1.87	0.42
Pipe p60	92.5	63	0.02	0
Pipe p61	223.5	75	0	0
Pipe p62	538.0	75	0.06	0.01
Pipe p63	221.1	75	0.49	0.11
Pipe p64	202.0	63	0.02	0
Pipe p65	1249.6	63	0.05	0.01
Pipe p66	10.9	63	0.03	0.01
Pipe p67	594.6	63	0.08	0.02
Pipe p68	123.2	63	0.02	0
Pipe p69	25.0	63	0.02	0
Pipe p70	446.6	75	2.08	0.47
Pipe p71	171.5	75	2.01	0.45
Pipe p72	1340.4	63	0.09	0.03
Pipe p73	622.4	63	0.05	0.01
Pipe p74	596.4	63	0.05	0.01
Pipe p75	711.3	63	0.03	0.01
Pipe p76	150.8	75	2.29	0.52
Pipe p77	189.4	75	2.22	0.5
Pipe p78	350.2	63	0.12	0.04
Pipe p79	805.3	63	0.06	0.02
Pipe p80	78.7	63	0.02	0
Pipe p81	498.1	75	0.11	0.02
Pipe p82	126.2	75	0.11	0.02
Pipe p83	318.4	75	0.09	0.02
Pipe p84	326.6	75	0.09	0.02
Pipe p85	198.8	75	0.22	0.05

Pipe p86	226.0	75	0.22	0.05
Pipe p87	280.8	75	1.03	0.23
Pipe p88	354.5	75	0.52	0.12
Pipe n89	127.8	75	0.11	0.02
Pipe n90	1123.8	75	0.39	0.09

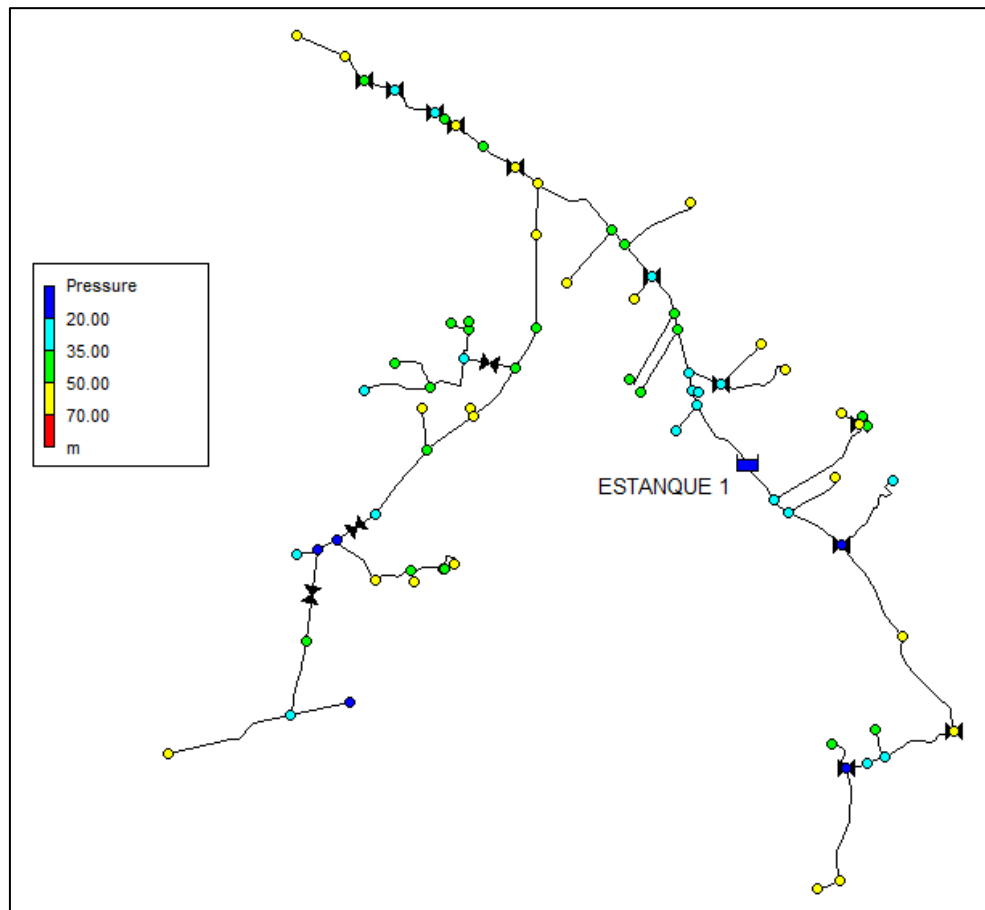


Figura A.5.10.1 Esquema red de distribución río Dimilhue y río Arilahuén

ANEXO 6.1 Cotización de equipos de elevación y sistemas de tratamiento



Precio

Item	Descripción Item	Cantidad	Precio Unitario	Precio Neto
1	Filtro abatidor de hierro y manganeso modelo ABMA - 135	1	\$ 25.160.070.-	\$ 25.160.070.-
2	Sistema de Dosificación de productos químicos Incluye: <ul style="list-style-type: none"> • 1 bomba dosificadora IWAKI para aplicación de cloro, capacidad 4,92 lph – 10 bar • 1 bomba dosificadora IWAKI para aplicación de permanganato de potasio capacidad 4,92 lph – 10 bar • 2 estanques de preparación graduado capacidad 150 litros 	2	\$ 1.126.000.-	\$ 2.252.000.-
3	Permanganato de Potasio envase de 20 kilos	1	\$ 186.990.-	\$ 186.990.-
4	Hipoclorito de Calcio Granulado envase 45 kilos	1	\$ 266.630.-	\$ 266.630.-
5	Puesta en marcha y capacitación sobre operación de la planta	1	Sin costo	Sin costo
			Total Neto	\$ 27.865.690.-

No se incluye:

No incluye instalación ni carguío del filtro, se considera asesoría técnica, capacitación y puesta en marcha del equipo.

CONDICIONES COMERCIALES:

Valores señalados	: Neto, no incluye I.V.A. En pesos chilenos
Forma de pago	: Contado, o previa evaluación de Dpto. de Finanzas
Lugar de entrega	: Puesto sobre camión, radio urbano ciudad de Concepción,
Validez de cotización	: 25 días
Plazo de entrega	: 70 - 80 días hábiles, una vez confirmado o aprobado modalidad de pago

Confidential - Company Proprietary

Sucursales en: Antofagasta-Coiquimbo-La Serena-Viña del Mar-Santiago-Rancagua-Curicó-Talca-Concepción-Temuco-Puerto Montt


Figura A.6.1.1 Cotización sistema de tratamiento

Fuente: Chemtreat (2023)

Cotización N° CCP - DB - 4850 - 23

Datos Cliente		Datos Aguasin	
Para	Joel Ernesto Araneda Mella	Razón social	Aguasin SpA
Empresa	Universidad de Concepción	Giro	Tratamiento y purificación de aguas
Rut		Rut	76.377.649-2
Teléfono		Dirección	Marco Polo N°9038 local F
E-mail	joelaraneda@udec.cl	Comuna	Hualpén
Vía contacto	Teléfono/ mail/Portal/web	Ciudad	Talcahuano
Dirección		Contacto	Daniel Beltrán L.
Comuna	Concepción	E-mail	dbeltran@aguasin.com
Ciudad	Concepción	Teléfono	041-2484944 / 90797827
Fecha	05 de mayo de 2023		

Estimados Señores, por medio del presente nos es grato cotizar lo siguiente.

Item	Descripción Item	Cantidad	Precio Unitario	Precio Neto (\$)
I	Filtro Flocurador modelo FLMA - 150	1	\$ 21.162.528.-	\$ 21.162.528.-
	<p>Características técnicas</p> <ul style="list-style-type: none"> • Presión mínima: 1,5 bar • Presión máxima: 5,0 bar • Caudal máximo: 21,20 m³/h • Caudal nominal: 15,90 m³/h • Caudal mínimo: 8,80 m³/h • Caudal retrolavado: 56,5 m³/h <p>Requisitos Agua entrada:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Turbiedad máxima: 100 NTU <p>Calidad del efluente: Turbiedad < 2 NTU</p>			Imagen referencial

No incluye:

- Obras civiles
- Montaje e instalación del equipo
- Carguío de filtro.

"En ningún caso, ninguna de las Confidential - Company Proprietary partes responderá frente a la otra por daños indirectos ni lucro cesante y el límite máximo de indemnidad a pagar por AGUASIN por cualquier concepto durante el servicio o suministro, corresponderá al valor de la orden de compra o servicio respectiva."

Sucursales en: Antofagasta-Coolmapo-La Serena-Viña del Mar-Santiago-Rancagua-Curicó-Talca-Concepción-Temuco-Puerto Montt.

Figura A.6.1.2 Cotización filtro floculador

Fuente: Chemtreat (2023)

		KSB Chile S.A. 96.691.060-7		
		Vasco Nuñez de Balboa 9060 Parque Industrial San Andres Concepcion www.ksb.cl		
Cliente : JOEL ARANEDA Atención : JOEL ARANEDA Teléfono : E-mail : joelaraneda@ksb.cl Referencia : BOMBAS KSB	Preparado por : Carlos Santos E-mail: carlos.santos@ksb.com Vendedor : Carlos Santos E-mail: carlos.santos@ksb.com Teléfono : +56 9 9722 8266 Número de oferta : CV150322	Fecha : 15-Mar-2023 Revisión : 0		
Oferta Comercial Nacionalizada				
Item	Cent.	Descripción	Precio Unitario USD	Total Item USD
1	1	GRUPO UPA 150 C 16/16 (C1)+ 9 KW DN150 COD. KSB 121580 <u>Entrega: 30 DIAS</u>	\$ 6.540	\$ 6.540
2	1	GRUPO UPA 150 C 16/17 (C1)+ 13 KW DN150 CÓD. KSB 121581 <u>Entrega: 30 DIAS</u>	\$ 7.025	\$ 7.025
3	1	GRUPO UPA 150 C 16/22 (C1)+ 13 KW DN150 COD. KSB 1215XX <u>Entrega: 30 DIAS</u>	\$ 7.480	\$ 7.480
4	1	GRUPO UPA 150 C 16/24 (C1)+ 15 KW DN150 COD. KSB 1215XX <u>Entrega: 30 DIAS</u>	\$ 7.990	\$ 7.990
			Neto USD	\$ 29.035
			IVA	\$ 5.517
			Total USD	\$ 34.552
Los precios indicados son válidos por las unidades cotizadas, en caso de que hayan cambios KSB se reserva el derecho a revisar la presente oferta				

Figura A.6.1.3 Cotización bombas sumergibles

Fuente: KSB (2023)

ANEXO 6.2 Presupuesto estero Angelito

Tabla A.6.2.1 Presupuesto captación y sistema tratamiento impulsión estero Angelito

	UNID	CANT	P. UNIT(\$)	P. TOTAL(\$)
CAPTACIÓN Y TRATAMIENTO				
vertedero frontal				
Fundación/radier				
Excavación	m ³	8,5	\$ 13.657	\$ 116.521
Hormigón H30	m ³	8,5	\$ 597.492	\$ 5.097.804
Transporte de excedentes	m ³	8,5	\$ 6.962	\$ 59.400
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	1279,8	\$ 5.121	\$ 6.554.319
vertedero				
Hormigón H30	m ³	0,3	\$ 597.492	\$ 193.587
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	5,8	\$ 5.121	\$ 29.868
			subtotal	\$ 12.051.500
muros laterales				
Hormigón H30	m ³	9,9	\$ 597.492	\$ 5.915.173
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	178,2	\$ 5.121	\$ 912.627
			subtotal	\$ 6.827.800
Cámara de captación				
Excavación	m ³	1,4	\$ 13.657	\$ 19.666
Hormigón H30	m ³	1,4	\$ 597.492	\$ 860.389
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	25,9	\$ 5.121	\$ 132.746
Transporte de excedentes	m ³	1,4	\$ 6.962	\$ 10.025
			subtotal	\$ 1.022.826
desarenador				

Excavación	m ³	1,5	\$ 13.657	\$ 20.485
Hormigón H30	m ³	1,5	\$ 597.492	\$ 896.238
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	27,0	\$ 5.121	\$ 138.277
Transporte de excedentes	m ³	1,5	\$ 6.962	\$ 10.443
			subtotal	\$ 1.065.444
sentina				
Excavación	m ³	6,4	\$ 13.657	\$ 86.882
Hormigón H30	m ³	14,1	\$ 597.492	\$ 8.446.848
Acero de Refuerzo A630-420H	kg	2120,6	\$ 5.121	\$ 10.860.233
Transporte de excedentes	m ³	6,4	\$ 6.962	\$ 44.291
			subtotal	\$ 19.438.254
Tratamiento				
Filtro eliminador hierro y manganeso	gl	1,0	\$ 25.160.070	\$ 25.160.070
Filtro floculador	gl	1,0	\$ 21.162.526	\$ 21.162.526
sistema dosificador de productos químicos	gl	2,0	\$ 1.126.000	\$ 2.252.000
			subtotal	\$ 48.574.596
			subtotal	\$ 88.980.420
			I.V.A	\$ 16.906.280
			total	\$ 105.886.700

Tabla A.6.2.2 Presupuesto estero Angelito

	UNID	CANT	P. UNIT(\$)	P. TOTAL(\$)
I.- CAPTACIÓN Y TRATAMIENTO	gl	1		0
	gl	1		0
			subtotal	\$ 88.980.420

II.- IMPULSIÓN CAPTACIÓN A ESTANQUE				
Excavaciones en zanja	m3	10308,8	\$ 7.730	\$ 79.683.214
Cama de arena	m3	703,9	\$ 13.140	\$ 9.249.892
Relleno de excavaciones	m3	9472,7	\$ 4.638	\$ 43.932.114
Transporte de excedentes	m	2466,1	\$ 6.957	\$ 17.155.628
Suministro HDPE PN-16 D=160 mm	m	1806,0	\$ 78.881	\$ 142.458.306
Instalación HDPE PN-16 D=160 mm	m	1720,0	\$ 10.435	\$ 17.948.131
Suministro HDPE PN-16 D=140 mm	m	4011,0	\$ 60.871	\$ 244.151.977
Instalación HDPE PN-16 D=140 mm	m	3820,0	\$ 8.348	\$ 31.889.238
Suministro HDPE PN-16 D=110 mm	m	4296,6	\$ 37.566	\$ 161.405.457
Instalación HDPE PN-16 D=110 mm	gl	4092,0	\$ 6.261	\$ 25.619.914
Interconexiones hidráulicas y obras civiles	m	1,0	\$ 187.506.842	\$ 187.506.842
suministro Tuberías acero galvanizado 3"	m	42,0	\$ 32.851	\$ 1.379.734
instalación tuberías acero galvanizado 3"		40,0	\$ 4.251	\$ 170.051
Eq elev Q=4,2 l/s, H= 195 m, P=15 kw		2,0	\$ 7.192.319	\$ 14.384.638
			subtotal	\$ 976.935.134
III.- ESTANQUE (S/E V=30m3)				
Obras civiles estanque	gl	1	56005169,78	\$ 56.005.170
Interconexiones hidráulicas estanque	gl	1	24709976,69	\$ 24.709.977
			subtotal	\$ 80.715.146
IV.- ESTANQUE ELEVADO (V=70m3)				
Obras civiles estanque	gl	1	\$ 184.397.518	\$ 184.397.518

Interconexiones hidráulicas estanque	gl	1	\$ 24.709.977	\$ 24.709.977
			subtotal	\$ 209.107.495
IV.- CASETA DE COMANDOS				
Obras civiles caseta de comandos	m2	48,5	\$ 550.000	\$ 26.675.000
Interconexiones hidráulicas	gl	1	\$ 5.500.000	\$ 5.500.000
Grupo electrógeno de respaldo	gl	1	\$ 15.500.000	\$ 15.500.000
			subtotal	\$ 47.675.000
VII.- RED DE DISTRIBUCIÓN				
Excavaciones en zanja	m3	34692,8	\$ 7.730	\$ 268.161.607
Cama de arena	m3	2426,1	\$ 13.140	\$ 31.879.352
Relleno de excavaciones	m3	31994,7	\$ 4.638	\$ 148.383.649
Transporte de excedentes	m3	8171,9	\$ 6.957	\$ 56.848.787
Suministro HDPE PN-10 D=75 mm	m	19193,5	\$ 11.324	\$ 217.344.776
Instalación HDPE PN-10 D=75 mm	m	18279,5	\$ 5.759	\$ 105.263.682
Suministro HDPE PN-10 D=63 mm	m	17197,6	\$ 8.077	\$ 138.912.049
Instalación HDPE PN-10 D=63 mm	m	16378,6	\$ 5.217	\$ 85.455.122
Interconexiones hidráulicas y obras civiles	gl	1,0	\$ 136.743.907	\$ 136.743.907
			subtotal	\$ 1.188.992.932
VI.- MISCELÁNEOS				
Imprevistos (15%)	gl	1	\$ 388.860.919	\$ 388.860.919
			subtotal	\$ 388.860.919
			Subtotal \$	\$ 2.981.267.046

			19 % IVA \$	\$ 566.440.739
			Total \$	\$ 3.547.707.785

ANEXO 6.3 Evaluación económica río Dimilhue

Tabla A.6.3.1 Presupuesto río Dimilhue

			UNID	CANT	P. UNIT(\$)	P. TOTAL(\$)
I.- CAPTACIÓN Y TRATAMIENTO						
			gl	1		0
			gl	1		0
					subtotal	\$ 88.980.420
II.- IMPULSIÓN CAPTACIÓN A ESTANQUE						
Excavaciones en zanja			m3	8.777	\$ 7.730	\$ 67.845.259
Cama de arena			m3	587	\$ 13.140	\$ 7.709.689
Relleno de excavaciones			m3	8.035	\$ 4.638	\$ 37.266.582
Transporte de excedentes			m3	2.133	\$ 6.957	\$ 14.836.057
Suministro HDPE PN-16 D=160 mm			m	8.106	\$ 78.881	\$ 639.405.884
Instalación HDPE PN-16 D=160 mm			m	7.720	\$ 10.435	\$ 80.557.891
Interconexiones hidráulicas y obras civiles			gl	1	\$ 216.454.068	\$ 216.454.068
suministro Tuberías acero galvanizado 3"			m	42	\$ 32.851	\$ 1.379.734
instalación tuberías acero galvanizado 3"			m	40	\$ 4.251	\$ 170.051
Eq elev Q=4,2 l/s, H= 153 m, P=12 kw			gl	2	\$ 6.754.819	\$ 13.509.637
					subtotal	\$ 1.079.134.852
IV.- ESTANQUE ELEVADO (V=100m3)						
Obras civiles estanque			gl	1	\$ 245.217.998	245.217.998
Interconexiones hidráulicas estanque			gl	1	\$ 33.800.012	33.800.012
					subtotal	279.018.009

IV.- CASETA DE COMANDOS						
Obras civiles caseta de comandos			m2	49	550.000	26.675.000
Interconexiones hidráulicas			gl	1	5.500.000	5.500.000
Grupo electrógeno de respaldo			gl	1	15.500.000	15.500.000
					subtotal	47.675.000
VII.- RED DE DISTRIBUCIÓN						
Excavaciones en zanja			m3	34.715	\$ 7.730	\$ 268.335.697
Cama de arena			m3	2.428	\$ 13.140	\$ 31.900.048
Relleno de excavaciones			m3	32.015	\$ 4.638	\$ 148.479.979
Transporte de excedentes			m3	8.177	\$ 6.957	\$ 56.885.693
Suministro HDPE PN-10 D=75 mm			m	17.806	\$ 11.324	\$ 201.633.374
Instalación HDPE PN-10 D=75 mm			m	16.958	\$ 5.759	\$ 97.654.389
Suministro HDPE PN-10 D=63 mm			m	18.609	\$ 8.077	\$ 150.309.988
Instalación HDPE PN-10 D=63 mm			m	17.723	\$ 5.217	\$ 92.466.841
Interconexiones hidráulicas y obras civiles			gl	1	\$ 135.516.148	\$ 135.516.148
					subtotal	\$ 1.183.182.157
VI.- MISCELÁNEOS						
Imprevistos (15%)			gl	1	401.698.566	401.698.566
					subtotal	401.698.566
					Subtotal \$	3.079.689.004
					19 % IVA \$	585.140.911
					Total \$	3.664.829.915

ANEXO 6.4 Evaluación económica río Arilahuén

Tabla A.6.4.1 Presupuesto río Arilahuén

			UNID	CANT	P. UNIT(\$)	P. TOTAL(\$)
I.- CAPTACIÓN Y TRATAMIENTO						
			gl	1		0
			gl	1		0
					subtotal	88.980.420
II.- IMPULSIÓN CAPTACIÓN A ESTANQUE						
Excavaciones en zanja			m3	5.772	\$ 7.730	\$ 44.617.925
Cama de arena			m3	386	\$ 13.140	\$ 5.070.219
Relleno de excavaciones			m3	5.284	\$ 4.638	\$ 24.508.087
Transporte de excedentes			m3	1.403	\$ 6.957	\$ 9.756.821
Suministro HDPE PN-16 D=160 mm			m	5.331	\$ 78.881	\$ 420.500.476
Instalación HDPE PN-16 D=160 mm			m	5.077	\$ 10.435	\$ 52.978.292
Interconexiones hidráulicas y obras civiles			gl	1	\$ 142.508.566	\$ 142.508.566
suministro Tuberías acero galvanizado 3"			m	42	\$ 32.851	\$ 1.379.734
instalación tuberías acero galvanizado 3"			m	40	\$ 4.251	\$ 170.051
Eq elev Q=4,2 l/s, H= 125 m, P=10 kw			gl	2	\$ 6.288.472	\$ 12.576.943
					subtotal	\$ 714.067.114
IV.- ESTANQUE ELEVADO (V=100m3)						
Obras civiles estanque			gl	1	\$ 245.217.998	245.217.998
Interconexiones hidráulicas estanque			gl	1	\$ 33.800.012	33.800.012
					subtotal	279.018.009
IV.- CASETA DE COMANDOS						
Obras civiles caseta de comandos			m2	49	550.000	26.675.000
Interconexiones hidráulicas			gl	1	5.500.000	5.500.000

Grupo electrógeno de respaldo			gl	1	15.500.000	15.500.000
					subtotal	47.675.000
VII.- RED DE DISTRIBUCIÓN						
Excavaciones en zanja			m3	34.715	\$ 7.730	\$ 268.335.697
Cama de arena			m3	2.428	\$ 13.140	\$ 31.900.048
Relleno de excavaciones			m3	32.015	\$ 4.638	\$ 148.479.979
Transporte de excedentes			m3	8.177	\$ 6.957	\$ 56.885.693
Suministro HDPE PN-10 D=75 mm			m	17.806	\$ 11.324	\$ 201.633.374
Instalación HDPE PN-10 D=75 mm			m	16.958	\$ 5.759	\$ 97.654.389
Suministro HDPE PN-10 D=63 mm			m	18.609	\$ 8.077	\$ 150.309.988
Instalación HDPE PN-10 D=63 mm			m	17.723	\$ 5.217	\$ 92.466.841
Interconexiones hidráulicas y obras civiles			gl	1	\$ 135.516.148	\$ 135.516.148
					subtotal	\$ 1.183.182.157
VI.- MISCELÁNEOS						
Imprevistos (15%)			gl	1	346.938.405	346.938.405
					subtotal	346.938.405
					Subtotal \$	2.659.861.106
					19 % IVA \$	505.373.610
					Total \$	3.165.234.716

ANEXO 6.5 Costos de operación

Tabla A.6.5.1 Costos de energía para cada alternativa

	Estero Angelito	Río Dimilhue	Río Arilahuén
H(m)	196	155	126
P (kW)	15	12	10
Cargo por energía consumida (\$/año)	\$ 3.698.954	\$ 2.925.193	\$ 2.377.899
Cargo fijo por cliente (\$/año)	\$ 24.410	\$ 24.410	\$ 24.410
Cargo por demanda (\$/año)	\$ 365.775	\$ 289.261	\$ 235.141
Costo energía total (\$/año)	\$ 4.089.140	\$ 3.238.865	\$ 2.637.450

ANEXO 6.6 Valor actual de costos

Tabla A.6.6.1 Resumen de costos estero Angelito

Inversión	\$ 3.547.707.785
Costos de operación anual	\$ 20.171.983
Costos de mantención anual	\$ 6.946.760
Costos administrativos anual	\$ 600.000
costos de reposición	\$ 63.940.005

Tabla A.6.6.2 Valor actual de costos estero Angelito

Año	Costos				
	Inversión/reposición	Mantención	Administración	Operación	Total
2025	\$ 3.547.707.785				\$ 3.547.707.785
2026		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2027		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2028		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2029		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2030		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2031		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2032		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2033		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2034		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2035	\$ 63.940.005	\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 91.658.749
2036		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2037		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2038		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2039		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743

2040		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2041		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2042		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2043		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2044		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
2045		\$ 6.946.760	\$ 600.000	\$ 20.171.983	\$ 27.718.743
VAC		\$ 138.935.207	\$ 12.000.000	\$ 403.439.660	\$ 3.462.131.557

Tabla A.6.6.3 Resumen de costos río Dimilhue

Inversión	\$ 3.664.829.915
Costos de operación anual	\$ 19.321.708
Costos de mantención anual	\$ 7.078.023
Costos administrativos anual	\$ 600.000
costos de reposición	\$ 62.084.233

Tabla A.6.6.4 Valor actual de costos río Dimilhue

Año	Costos				
	Inversión/reposición	Mantención	Administración	Operación	Total
2025	\$ 3.664.829.915				\$ 3.664.829.915
2026		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2027		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2028		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2029		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2030		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2031		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731

2032		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2033		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2034		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2035	\$ 62.084.233	\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 89.083.964
2036		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2037		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2038		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2039		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2040		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2041		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2042		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2043		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2044		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
2045		\$ 7.078.023	\$ 600.000	\$ 19.321.708	\$ 26.999.731
VAC		\$ 141.560.455	\$ 12.000.000	\$ 386.434.158	\$ 3.562.390.910

Tabla A.6.6.5 Resumen de costos río Arilahuén

Inversión	\$ 3.165.234.716
Costos de operación anual	\$ 18.720.294
Costos de mantención anual	\$ 6.415.841
Costos administrativos anual	\$ 600.000
costos de reposición	\$ 61.151.539

Tabla A.6.6.6 Valor actual de costos río Arilahuén

Año	Costos				
	Inversión/reposición	Mantención	Administración	Operación	Total

2025	\$ 3.165.234.716				\$3.165.234.716
2026		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2027		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2028		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2029		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2030		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2031		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2032		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2033		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2034		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2035	\$ 61.151.539	\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 86.887.674
2036		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2037		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2038		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2039		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2040		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2041		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2042		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2043		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2044		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
2045		\$ 6.415.841	\$ 600.000	\$ 18.720.294	\$ 25.736.134
VAC		\$128.316.811	\$12.000.000	\$ 374.405.876	\$3.098.106.819

**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO**

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Joel Ernesto Araneda Mella
Título de la memoria : Análisis técnico y económico de alternativas para abastecimiento de agua potable en Villucura, Santa Bárbara
Fecha de la presentación oral :

Profesor(es) Guía : Alejandra Stehr
Profesor(es) Revisor(es) : Alex Schwarz
Concepto :
Calificación :

Resumen (máximo 200 palabras)

La localidad de Villucura en Santa Bárbara tiene un sistema de agua potable mejorado y ampliado en 2004 con una cobertura actual de 57% y que ha cumplido su vida útil por lo que corresponde el estudio y mejoramiento de este. Se estudiaron tres fuentes de agua superficial cercanas a la zona a abastecer, estero Angelito, río Dimilhue y río Arilahuén, de las cuales se requiere extraer 4,7 l/s mediante equipos de bombeo funcionando 12 horas diarias para satisfacer la demanda proyectada de 840 habitantes al último año de previsión.

El análisis técnico incluyó el diseño de captación, sistema de tratamiento, impulsión, ubicación de estanques de regulación y red de distribución, siendo estos los elementos incluidos en el análisis económico que determinó que la mejor alternativa desde el punto de vista económico es el abastecimiento desde el río Arilahuén.