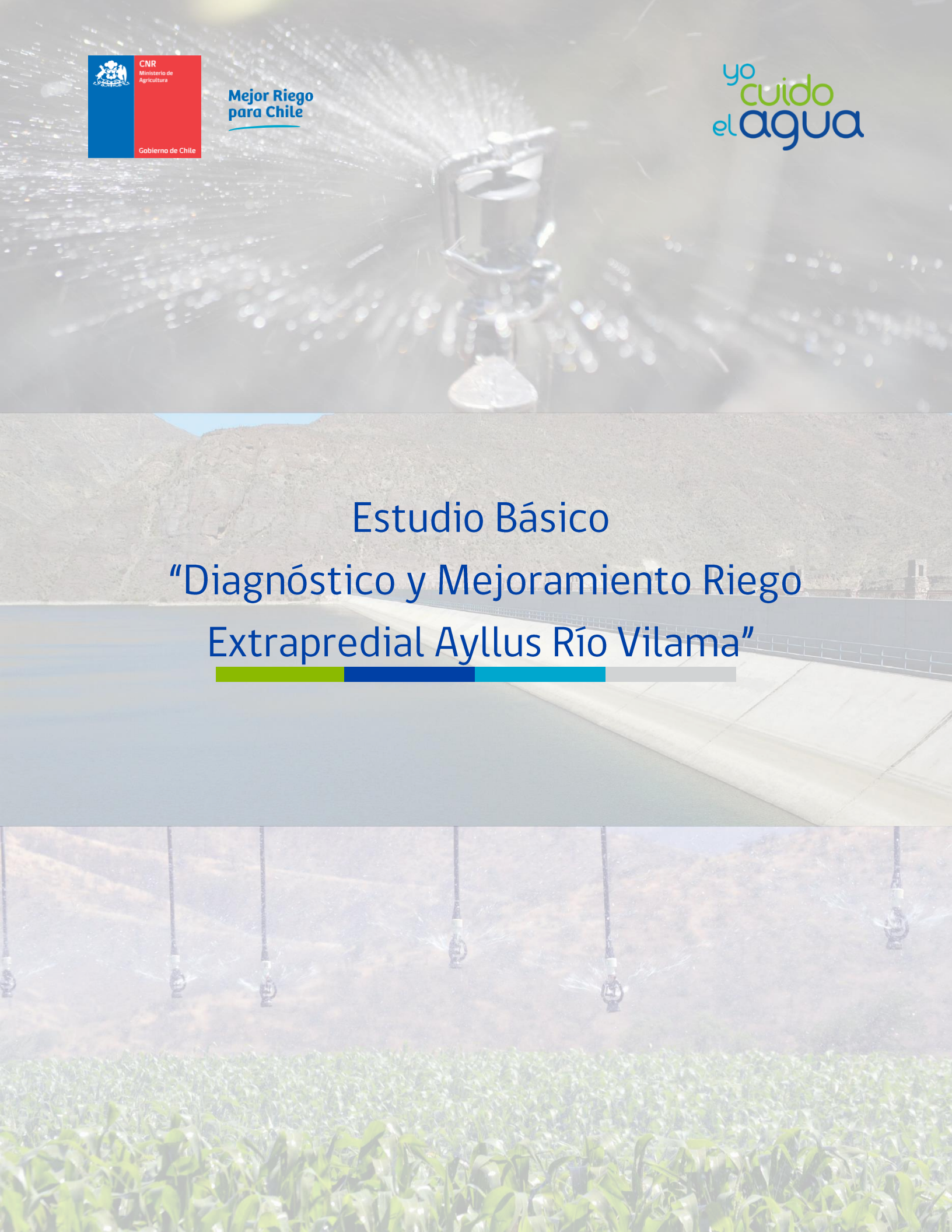
Estudio Básico
“Diagnóstico y Mejoramiento Riego Extrapredial Ayllus Río Vilama”

Informe Final
Volumen II
Estudios de Ingeniería y Trabajos de Terreno



CNR
Ministerio de Agricultura
Gobierno de Chile

Mejor Riego para Chile

yo cuido el agua

Estudio Básico
"Diagnóstico y Mejoramiento Riego Extrapredial Ayllus Río Vilama"

Informe Final

Volumen II
Estudios de Ingeniería y Trabajos de Terreno

COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

Secretario Ejecutivo

Federico Errázuriz Tagle

Coordinador Unidad de Estudios

Gastón Valenzuela Lillo

Coordinador del Estudio

Leonardo Pizarro Fuentes

SMI INGENIEROS SpA

Jefe del estudio

Ingeniero Civil Carlos Garrido S.

Profesionales

Ingeniero Civil Luis Risso G.
Ingeniera Civil Marcela Quezada C.
Ingeniero Civil Rodrigo Torres D.
Ingeniera Agrónomo Eliana de Amesti de A.
Ingeniero Geomensor Jorge Flores Ll.
Ingeniero Civil René Tobar Q.
Abogada Claudia Craig P.
Ingeniero Agrónomo Patricio Murúa S.
Geógrafo Rodolfo Gotschlich G.
Sociólogo Germán Bauerle R.
Técnico Agrícola Diego Aramayo
Arqueólogo Daniel Pavlovic
Técnico Agrícola Victor Díaz
Alarife Cristian Aburto
Alarife Nestor Silva
Secretaria Jessica Garriman M.

ESTUDIO BÁSICO "DIAGNÓSTICO Y MEJORAMIENTO RIEGO EXTRAPREDIAL AYLLUS RÍO VILAMA"

INFORME FINAL

ÍNDICE GENERAL

VOLUMEN I *RESUMEN EJECUTIVO*

VOLUMEN II *ESTUDIOS DE INGENIERÍA Y TRABAJOS DE TERRENO*

VOLUMEN III *ESTUDIO AGROECONÓMICO*

VOLUMEN IV *ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL Y PARTICIPACIÓN CIUDADANA*

VOLUMEN V *ÁLBUM DE PLANOS*

ESTUDIO BÁSICO "DIAGNÓSTICO Y MEJORAMIENTO RIEGO EXTRAPREDIAL AYLLUS RÍO VILAMA"

INFORME FINAL

ÍNDICE

VOLUMEN II – ESTUDIOS DE INGENIERÍA Y TRABAJOS DE TERRENO

TOMO 1 *RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES*

TOMO 2 *ESTUDIOS BÁSICOS Y TRABAJOS DE TERRENO*

TOMO 3 *IDENTIFICACIÓN, ANÁLISIS Y PROPUESTAS DE MEJORA*

TOMO 4 *PROYECTOS CONCEPTUALES PRIORIZADOS*

Glosario de términos y abreviaturas

CNR: Comisión Nacional de Riego

SMI: San Martín Ingenieros

SIG: Sistema de Información Geográfica

AGRIMED: Centro de Agricultura y Medio Ambiente

HDPE o PEAD: Polietileno de Alta Densidad

DGA: Dirección General de Aguas

CLP: Peso Chileno

PRs: Punto(s) de Referencia(s)

IGM: Instituto Geográfico Militar

SIRGAS: Sistema de Referencia Geocéntrico para las Américas

Ayllu: Es una forma de comunidad familiar extensa originaria de la región andina, que se caracterizan por ser agrupaciones de tierras aisladas con bosques, que en su interior contienen estructuras prediales en las que se practican la agricultura bajo riego. Estas "islas" de bosques y tierras fértiles, son pequeños oasis rodeados de tierras de desierto. Cada unidad territorial puede contener uno o más Ayllus que estuvieron ocupados, y en la mayoría de los casos lo siguen estando, por linajes y relaciones de parentesco entre familias atacameñas que han heredado las tierras de sus ancestros o las han adquirido personas de otros pueblos del salar y de la puna.

Unifilar: Que tiene o se compone de un solo hilo.

<u>Codificación obras de mejora:</u>

Debido a la gran cantidad de obras priorizadas a mejorar en los canales de riego, se ha elaborado un código para cada una de ellas, de manera de identificarlas rápidamente. Al respecto este código tiene la siguiente nomenclatura:

A - B - CC - DD

Donde:

A: Corresponde al número de obra a mejorar, solicitada por grupo de riego.

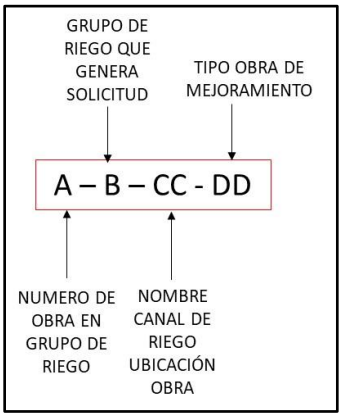
B: Es el número del grupo de riego que ha generado la solicitud en la actividad PAC.

CC: Corresponde al código o abreviación del nombre del canal de riego en que se ubica la obra.

DD: Corresponde al código o abreviación del tipo de obra de mejoramiento a realizar.

En algunas nomenclaturas se agrega al final el código PAC2, lo que significa que esta obra fue incluida a posterior de la segunda actividad de participación ciudadana, a petición de los regantes.

Lo nomenclatura antes descrita, se aprecia en la figura siguiente:



Son respecto a la codificación empleada para los canales de riego en que se ubica la obra (código CC), se tiene la siguiente abreviatura:

VIL: Vilama

POC: Poconche

TUL: Tulor

BET: Beter

En cuanto al código DD, se tienen la siguiente abreviación de tipos de mejoramientos de obras:

DC: Diseño canal

DB: Diseño bocatoma

ECC: Entubamiento y/o cierre del canal del Riego

DM: Desarenador y mantención

RE: Revestimiento

OE: Obra de entrega

TR: Tranque

Otras Indicaciones:

Los números descritos en este informe tendrán la siguiente estructura:

Para separadores de miles se utilizará el punto (.)

Para decimales se utilizará la coma (,)

TABLA DE CONTENIDO

TOMO 1
RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES

1. INTRODUCCIÓN 1-1

2. OBJETIVOS 2-1

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO 2-1
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO 2-1
2.3. OBJETIVOS DEL TOMO 2-1

3. RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES Y CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA 3-1

3.1. ANTECEDENTES CLIMÁTICOS 3-1
3.1.1. Aspectos Metodológicos 3-1
3.1.2. Variables Agroclimáticas Descritas en el Estudio 3-2
3.1.3. Caracterización Agroclimática 3-4
3.2. ANTECEDENTES PRODUCTIVOS, MÉTODOS DE RIEGO E INFRAESTRUCTURA INTRAPREDIAL 3-6
3.2.1. Antecedentes Productivos 3-6
3.2.2. Métodos de Riego 3-10
3.2.3. Infraestructura Predial 3-11
3.3. ANTECEDENTES LEGALES Y ADMINISTRATIVOS 3-12
3.3.1. Descripción Organizaciones Presentes 3-12
3.3.2. Sistema de Turnos 3-13
3.3.3. Infraestructura Existente 3-14
3.3.4. Sistema de Riego Predial 3-23
3.3.5. Situación Legal Derechos de Aguas 3-23
3.3.6. Pertenencias Mineras 3-25
3.3.7. Aspectos Patrimoniales y Ambientales 3-28
3.4. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y DEFINICIÓN DEL PROBLEMA 3-28

1. INTRODUCCIÓN

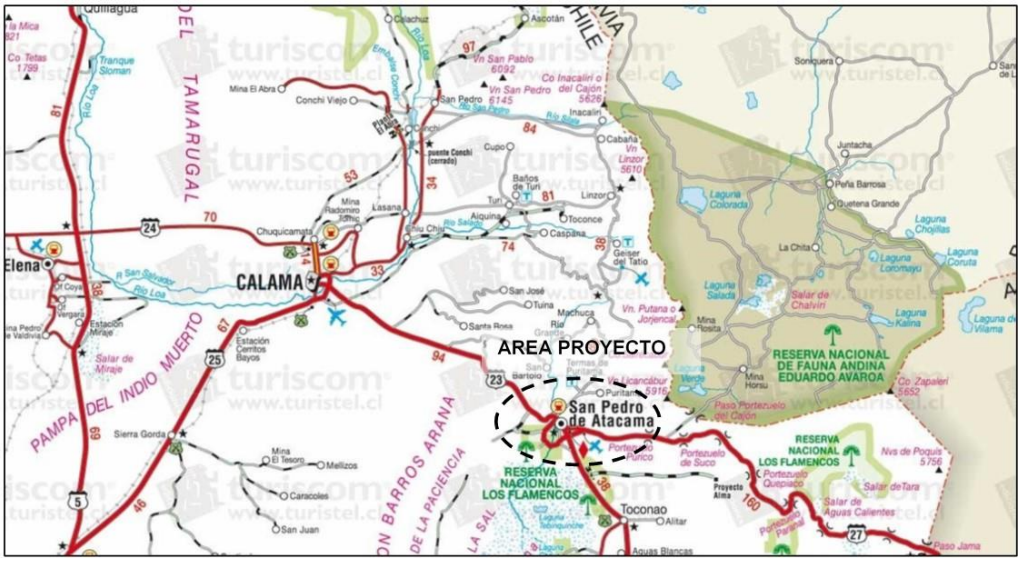
La Comisión Nacional de Riego, en adelante e indistintamente la "CNR" o la "Comisión", tiene como misión institucional asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país, mediante la formulación, implementación y seguimiento de una Política Nacional de Riego que genere estudios, programas, proyectos y fomento al riego y drenaje, que contribuyan al uso eficiente del recurso hídrico en riego, que propenda a mejorar la seguridad del riego y aporte al desarrollo de la agricultura nacional, en un marco inclusivo, participativo, sustentable y equitativo de los/as agricultores/as y de las organizaciones de regantes.

Sobre la base de lo anterior y en cumplimiento de la misión y objetivos antedichos, se ha efectuado el llamado a Licitación Pública del estudio denominado "Diagnóstico y mejoramiento riego extrapredial Ayllus río Vilama", Código BIP 40005747-0.

La zona en estudio se ubica en la comuna de San Pedro de Atacama, Provincia del Loa, Región de Antofagasta, aproximadamente a 100 km al suroeste de la ciudad de Calama a 2.438 m.s.n.m., cerca del extremo norte del salar de Atacama, entre los 22°22′ S y los 24°21′ S de latitud y entre los 67°00′ O y los 68°40′ O de longitud.

En la imagen siguiente se presenta la ubicación de la zona en estudio.

Figura N° 1-1 Ubicación general del área en estudio



Fuente: Elaboración Propia

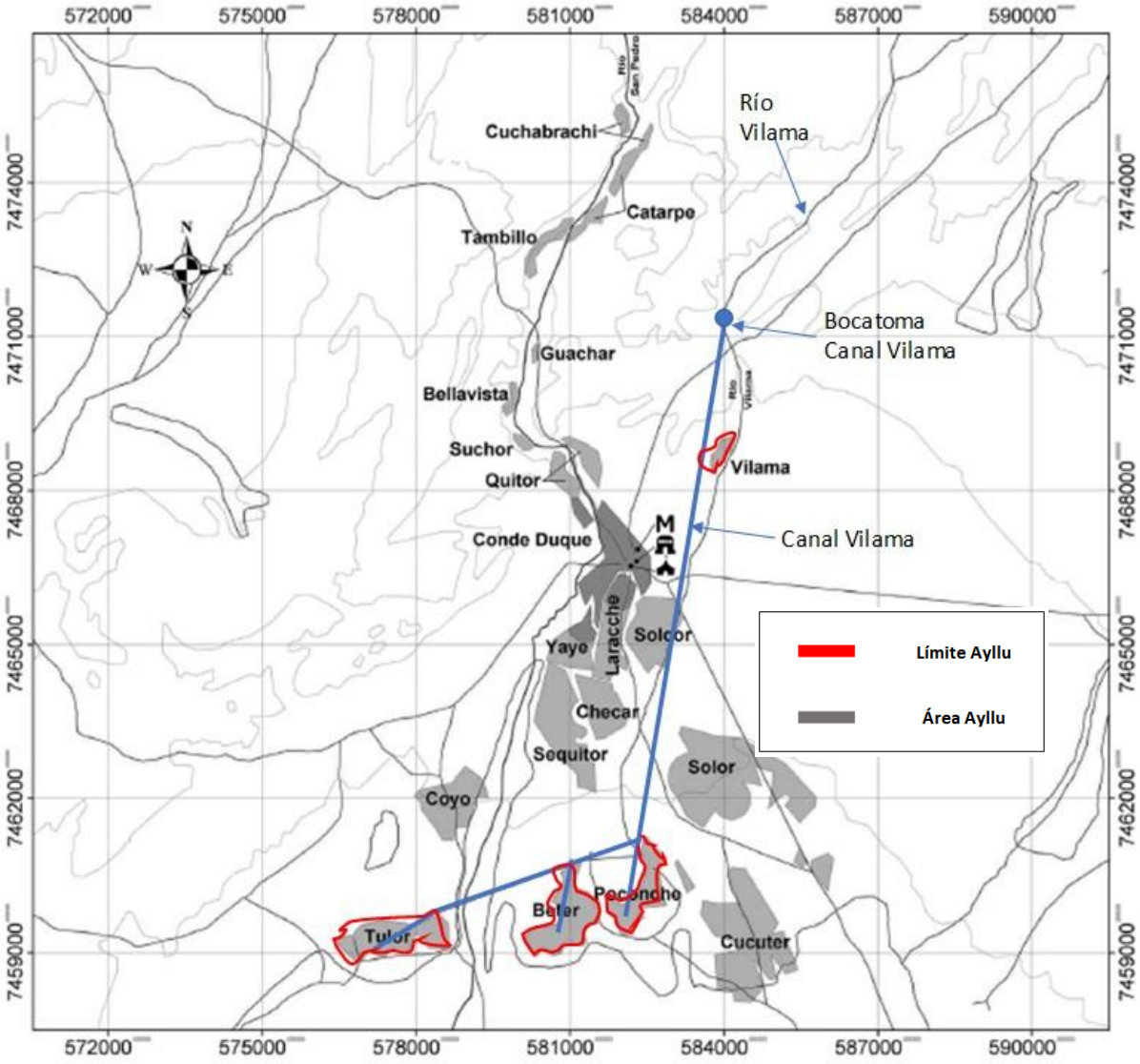
El límite estudio corresponde a la zona de captación, conducción y distribución de las aguas del sistema Vilama, el cual capta las aguas desde el río Vilama, distribuyéndolas por medio de una serie de canales de riego y tranques a los siguientes Ayllus miembros de la Asociación de Regantes y Agricultores del Río Vilama:

1. Vilama
2. Poconche
3. Beter
4. Tulor

Los Ayllus de San Pedro de Atacama, denominados así por ser tradicionalmente unidades socioterritoriales de familias, se caracterizan por ser agrupaciones de tierras aisladas con bosques, que en su interior contienen estructuras prediales en las que se practica la agricultura bajo riego. Estas "islas" de bosques y tierras fértiles, son pequeños oasis rodeados de tierras de desierto. Cada unidad territorial puede contener uno o más ayllus que estuvieron ocupados, y en la mayoría de los casos lo siguen estando, por linajes y relaciones de parentesco entre familias atacameñas que han heredado las tierras de sus ancestros o las han adquirido personas de otros pueblos.

En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de los Ayllus con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama.

Figura Nº 1-2 Croquis de Ayllus y Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

Realizar un diagnóstico y propuestas de mejoramiento de la infraestructura extrapredial del sistema de riego de los ayllus río Vilama.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes pluviometría, fluviometría, hidrológicos, climáticos, legales y organizacionales, productivos, métodos de riego e infraestructura intra y extrapredial de la cuenca.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la infraestructura extrapredial de captación, conducción, distribución y almacenamiento recogiendo las necesidades de los agricultores y de las comunidades indígenas, con relación a la infraestructura de riego extrapredial y sus obras de riego, para los distintos ayllus que componen la cuenca del Salar de Atacama.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la agricultura a través de un diagnóstico productivo, catastro de superficie de regantes (ha), tipo de cultivos, rendimientos, precio de venta (encuesta simple).

- ✓ Caracterizar el estado de situación actual en cuanto a las componentes organizacionales, legales, patrimoniales y ambientales del área regada por el sistema San Pedro.

- ✓ Preparar la elaboración de proyectos, de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, sistema de monitoreo y control de caudales, considerando variables del tipo legal (ubicación de sitios idóneos para los tranques), arqueológicas (trazado de canales), zonas patrimoniales, zona típica (Monumentos Nacionales), etc.

- ✓ Actualizar las propuestas de turnos de riego con y sin proyecto.

- ✓ Desarrollar una metodología de priorización de infraestructura a construir y/o mejorar.

2.3. OBJETIVOS DEL TOMO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes climáticos, legales y organizacionales, productivos, métodos de riego e infraestructura intra y extrapredial de la cuenca.

- ✓ Desarrollo de las primeras visitas a terreno por parte del equipo de la consultora, de manera de efectuar los primeros acercamientos con la comunidad y comenzar a establecer los primeros relacionamientos para dar inicio a los trabajos en común.

- ✓ Realizar el diagnóstico de la situación actual y definir el problema de la infraestructura de riego.

3. RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES Y CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA

3.1. ANTECEDENTES CLIMÁTICOS

Para caracterizar el clima y agroclima del área en estudio se ha utilizado la información más actualizada en esta materia, la que corresponde a la contenida en el Atlas Agroclimático de Chile del año 2017, elaborado por la Universidad de Chile y Agrimed.

En este capítulo se analiza específicamente el clima existente en el área de riego en torno a San Pedro de Atacama.

3.1.1. Aspectos Metodológicos

En la metodología del Atlas Agroclimático de Chile, año 2017, elaborado por la Universidad de Chile y Agrimed, señalan que con el propósito de obtener la mejor representación espacial de la climatología sobre el territorio chileno, se procedió a modelar cada variable climática primaria, como temperatura, precipitación, humedad del aire y radiación solar, en función de los factores que más influyen en el comportamiento espacio temporal de éstas, como latitud, altitud, distancia al mar y factores topográficos locales. La modelación se hizo teniendo como información primaria la data histórica de estaciones de tierra (período 1980-2015).

Complementariamente, en regiones con mayor carencia de información, se incluyó información de períodos de menor extensión temporal proveniente de las estaciones de la Red Agroclimática Nacional (RAN). Dado que los factores topográficos y oceanográficos locales (surgencias frías en las costas) son muy variables en Chile, los modelos numéricos fueron desarrollados y aplicados por tramos de extensión latitudinal variable dependiendo de las complejidades del comportamiento climático de cada región.

Los profesionales explican que, una vez creadas las cartas de superficie, ellas fueron validadas, verificando el grado de ajuste entre el valor estimado por el modelo y el promedio climatológico en estaciones con series largas y confiables. Las variables primarias fueron proyectadas hacia mediado del siglo XXI mediante la adición de los cambios proyectados por un ensamble de 17 modelos regionales proporcionados por el Centro WorldClim. Esto permitió disponer de escenarios climáticos futuros, en alta resolución, conservando los patrones espaciales modelados para el clima presente, lo que normalmente no está bien representado en los modelos regionales utilizados para visualizar los escenarios futuros.

Así, para construir la línea base climática se compiló la información de estaciones meteorológicas de distintas fuentes (Dirección Meteorológica de Chile, Dirección General de Aguas, Red Agroclimática Nacional RAN, y otras fuentes públicas y privadas disponibles), para el período climatológico comprendido entre 1980-2015. Esta información fue complementada con la información climática espacializada del Atlas Agroclimático de Chile (Santibáñez y Uribe, 1993), la que fue actualizada al período en referencia para este estudio.

Con las estaciones agroclimáticas que disponen de un largo período de registro, se modelo estadísticamente la variabilidad temporal de eventos climáticos extremos como número de heladas mensuales y número de días con temperaturas altas extremas.

3.1.2. Variables Agroclimáticas Descritas en el Estudio

A continuación, se indican las variables que se detallan en los diferentes distritos agroclimáticos:

- Temperaturas Extremas: Temperaturas extremas máximas y mínimas mensuales de los meses del año.

- Temperatura Media: Corresponde a la media producida en cada mes del año.

- Días grado efectivos: Los días grado representan a las temperaturas que superan el umbral de crecimiento de las especies (°C), acumuladas durante un período (días, semanas, meses, años). Representan por lo tanto a la acumulación de estímulos térmicos efectivos para el crecimiento de una especie. Dependiendo de cada especie la temperatura umbral de crecimiento se sitúa en 5, 7, 10 o 12°C, en este caso se consideró una base general entre 10 y 30°C, por cuanto la mayor parte de las especies agrícolas cultivadas en primavera verano tienen umbrales de crecimiento cercanos a este valor. Para completar el ciclo de vida, cada especie requiere una cantidad específica de días grado, por lo que esta variable es un buen predictor de las posibilidades que ofrece el clima para el cultivo de una especie, así como de las fechas en que podría producirse la madurez.

- Horas de frío: La mayoría de las especies templadas perennes tienen un período de reposo fisiológico durante la temporada de invierno, lo que es una estrategia para escapar de las temperaturas congelantes que se producen durante el período frío del año. Durante el período de reposo, las plantas se desprenden de sus hojas, quedando las yemas como únicos órganos tiernos responsables de quedar expuestos al frío invernal. Para hacer frente a las temperaturas de congelación, las yemas son inducidas al reposo por el ácido abscísico, producido por las propias hojas antes de caer en otoño.

Los tejidos en reposo pueden resistir temperaturas tan bajas como -30°C. El reposo se inicia con la caída de hojas y termina cuando se han acumulado una cierta cantidad de "horas de frío", bajo 7.2°C, cantidad que es variable según la especie. Es una forma que han desarrollado las plantas para contar el tiempo durante el invierno, de modo de saber cuándo ha llegado la primavera.

- Radiación Solar de los Meses Extremos: Radiación solar diaria promedio mensual en cal/cm2/día.

- Humedad Relativa: Humedad relativa media mensual de todos los meses (%).

- Precipitaciones: Precipitación total, mensual y anual, expresada en mm.

- Evapotranspiración Potencial: Se entiende por evapotranspiración potencial a la pérdida de agua por evaporación y transpiración, desde un cultivo plenamente desarrollado, en proceso activo de crecimiento y sin déficit de agua en el suelo. Esta variable entrega una idea sobre los aportes a través del riego necesarios como complemento a la almacenada por la precipitación. En general en el país, enero corresponde al mes con mayor valor de evapotranspiración y julio al mes con menor valor. Se entregan los valores expresados en mm.

- Excedente hídrico anual: El excedente de agua es la diferencia positiva entre la precipitación (P) y la evapotranspiración (Et). El excedente anual de agua se calcula sumando las diferencias positivas mensuales (P – Et). Esta variable representa la cantidad de agua potencialmente disponible para escurrir superficialmente y alimentar los cursos de agua superficiales. La mayor parte del excedente de agua puede alimentar la corriente de ríos o infiltrarse en el suelo, alimentando las aguas subterráneas.

- Déficit hídrico anual: El déficit hídrico es la diferencia negativa entre precipitación (P) y evapotranspiración (Et). Esto representa la cantidad de agua potencialmente evaporada que no está cubierta por la precipitación. Considerando que los suelos tienen una capacidad limitada para almacenar agua, el déficit hídrico es normalmente una expresión del estrés hídrico que las comunidades vegetales tienen que soportar a través del año. Existe una relación proporcional entre el déficit hídrico y el grado de aridez climática. El déficit anual de agua se calcula sumando las diferencias negativas mensuales (P – Et).

- Índices de Humedad: Es el cuociente entre la precipitación y la evapotranspiración potencial. Convencionalmente se considera un mes seco cuando el agua de las precipitaciones no alcanza a cubrir el 50% de la ETP (IH < 0.5). Por el contrario, se considera un mes húmedo cuando la precipitación es mayor que la ETP (IH > 1.0). El índice hídrico anual (IHIA) es el cuociente entre la precipitación total anual y la evapotranspiración acumulada en el año.

- Número de heladas anuales: Corresponde al número de días cuyas temperaturas mínimas caen bajo los 0°C, pudiendo con ello crear condiciones adversas, por congelación de los tejidos vegetales. Es una variable muy relevante para la sobrevivencia de las especies, particularmente aquellas de origen subtropical, más sensibles a las heladas. Todas las especies de plantas son sensibles a las heladas, pero difieren en el umbral de tolerancia a la temperatura negativa, dependiendo del clima en el que evolucionó la especie. El número total de días de congelación está relacionado con la intensidad de la helada. Los lugares con baja frecuencia de heladas también tienden a tener menos intensidad. Las plantas subtropicales sufren daños con temperaturas de 0°C o -1°C, mientras que las de origen templado sólo comienzan a presentar daño por debajo de -2°C o -3°C. El período más sensible normalmente es la floración y cuaja.

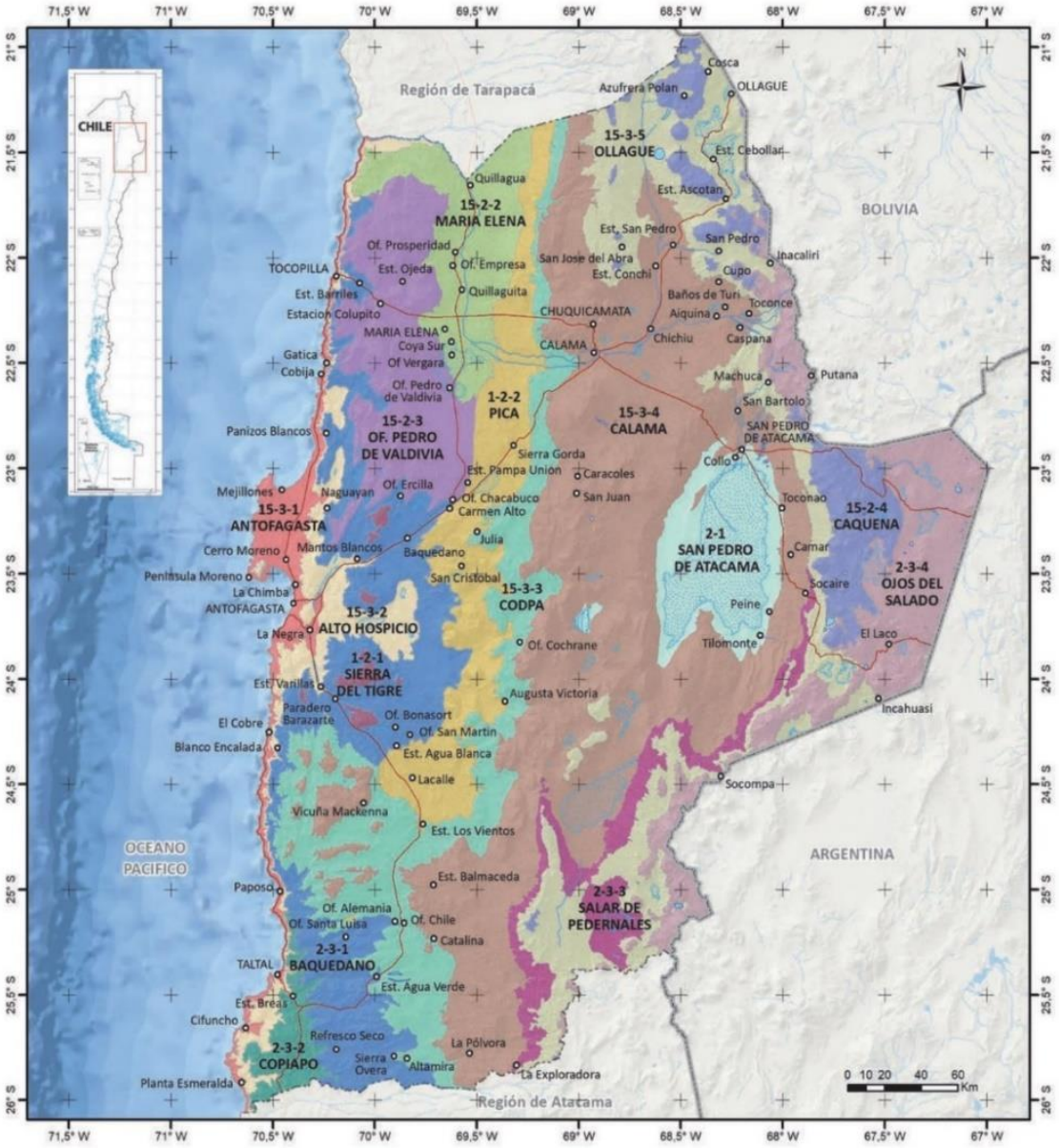
- Estación seca: La duración de la estación seca es uno de los principales factores climáticos para la distribución geográfica de las especies. Mientras más larga es la estación seca, el clima es más árido. Los ecosistemas se adaptan a la aridez mediante la inclusión de especies más xerofíticas y adaptadas para sobrevivir a una larga temporada seca. Esta estrategia también incluye una menor producción de biomasa (más energía se pone en estrategias de supervivencia, no de crecimiento) y la emergencia de estructuras de defensa (espinas, sustancias repulsivas o tóxicas, estructuras fibrosas). Una estrategia de adaptación el déficit de agua es la perdida de las hojas durante el período más eco del año, luego de un breve ciclo en el cual las plantas brotan, se reproducen y dispersan.

3.1.3. Caracterización Agroclimática

El área específica de estudio está inserta en el Distrito Agroclimático 2-1 San Pedro de Atacama. Para una mayor comprensión del área indicada, se presenta en la Figura siguiente el mapa con el distrito agroclimático definido por el Atlas Agroclimático de Chile, año 2017.

El Distrito 2-1 San Pedro de Atacama corresponde a un clima tipo desierto interior con régimen de humedad xérico (BSXe). La altitud media aproximada del distrito es de 2.346 msnm.

Figura Nº 3-1: Mapa Agroclimático



Fuente: Atlas Agroclimático de Chile. Año 2017.

La temperatura varía entre un máximo de enero de 28,3 °C y un mínimo de julio de 3,3 °C. Tiene un promedio de 0 días consecutivos libres de heladas. En el año se registra un promedio de 68 heladas. El período de temperaturas favorables a la actividad vegetativa dura 12 meses. Registra anualmente 1.528 días grado y 730 horas de frío acumuladas entre el 01 de mayo y el 31 de Julio. La precipitación media anual es de 23 mm y un período seco de 12 meses, con un déficit hídrico de 2.273 mm/año. El período húmedo dura 0 meses durante los cuales se produce un excedente hídrico de 0 mm.

Las localidades relevantes incluidas en el distrito son Béter, Coyo, Cúcuter, Los Pantanos, Peine, Pozo Bravo, Punta Blanca y San Pedro de Atacama.

Las características de este distrito se presentan en la Tabla siguiente:

Tabla Nº 3-1: Características Climáticas del Distrito 2-1, Comuna de San Pedro de Atacama

Parámetro	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
T. Máxima	ºC	28,3	27,7	26,2	24,1	22,1	20,6	20,0	20,1	21,4	23,5	25,8	27,6	24,0
T. Mínima	ºC	4,3	4,2	4,0	3,8	3,5	3,4	3,3	3,4	3,2	3,4	3,8	4,2	3,7
T. Media	ºC	15,6	15,3	14,5	13,3	12,2	11,4	11,1	11,2	11,7	12,8	14,1	15,2	13,2
Suma Térmica	D.G.	181	173	153	128	104	89	83	85	96	118	146	171	1.528
Horas Frío	Horas	124	131	153	185	221	249	260	255	248	212	171	136	2.346
Radiación Solar	Cal/cm^{2}día	631	615	573	516	458	416	401	416	458	516	573	615	516
Humedad Relativa	%	41	39	35	30	24	20	18	19	23	29	35	39	30
Precipitaciones	mm	1,3	0,0	0,0	0,7	1,3	5,3	5,3	5,3	3,3	0,0	0,0	0,2	22,7
Evap. Potencial	mm	221,0	217,0	206,0	191,0	177,0	166,0	162,0	166,0	177,0	191,0	206,0	217,0	2.296,0
Def. Hídrico	mm	219,0	217,0	206,0	191,0	175,0	161,0	157,0	161,0	173,0	191,0	206,0	216,0	2.273,0
Exd. Hídrico	mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Ind. Humedad	pp/etp	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	0,03	0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	0,01
Heladas (T<0°C)	días	4,0	3,8	4,7	5,2	6,2	6,6	7,1	6,8	7,3	6,7	5,3	4,3	67,9

Fuente: Atlas Agroclimático de Chile, Tomo 1, 2017, Agrimed y Universidad de Chile.

3.2. ANTECEDENTES PRODUCTIVOS, MÉTODOS DE RIEGO E INFRAESTRUCTURA INTRAPREDIAL

Es este acápite se presenta una recopilación de los antecedentes disponibles, para el área de proyecto, relacionados con los aspectos de uso del suelo, existencia ganadera, métodos de riego e infraestructura predial.

Asimismo, se recopiló la información de clima, tanto la existente en la actualidad como la proyectada hacia el año 2050 que considera el cambio climático.
Otro punto de análisis corresponde a la superficie de riego del área de estudio y su potencial de cultivo, de acuerdo a la información existente.

3.2.1. Antecedentes Productivos

Con el propósito de caracterizar la evolución del uso del suelo de los ayllus de San Pedro de Atacama, correspondientes a Solcor, Cucuter, Sequitor, Coyo, Yaye, Catarpe, Quítor, Larrache, Conde Duque, Checar y Solor, se analizó la información correspondiente a la comuna de San Pedro de Atacama donde se inserta el área de estudio. Para tales efectos se utilizó como fuente de información el VI y VII Censo Nacional Agropecuario realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas, INE, en las temporadas 1996/97 y 2006/07.

En primera instancia, se analizó el uso general del suelo para ambas temporadas, cuyos resultados se presentan en la Tabla siguiente, donde destaca la participación de forrajeras, dentro del patrón de cultivos.

Tabla Nº 3-2: Uso del Suelo, Comuna de San Pedro de Atacama

Uso del Suelo	Superficie (ha)		Variación
	1996/97	2006/07	
Cereales	71,2	52,6	-26,2%
Leguminosas y tubérculos	11,0	3,6	-67,7%
Cultivos Industriales	0,0	0,0	0,0%
Hortalizas	234,8	123,0	-47,6%
Flores	0,6	0,1	-85,0%
Plantas forrajeras	1.256,8	750,7	-40,3%
Frutales	113,9	135,3	18,8%
Viñas y Parronales viníferos	0,0	6,0	100,0%
Viveros	0,0	0,0	0,0%
Semilleros	0,0	1,3	100,0%
Plantaciones Forestales	827,5	492,8	-40,5%
Total	**2.515,80**	**1.565,23**	**-37,8%**

Fuente: Elaborado con antecedentes de VI y VII Censo Nacional Agropecuario del INE

En términos generales, cabe señalar que entre ambas temporadas se constató una reducción de la superficie dedicada a la agricultura. En efecto, en la temporada agrícola 1996/97 la superficie total fue de 2.515,8 ha, mientras que en 2006/07 ésta alcanzó a 1.565,2 ha, lo que arroja una contracción de casi 38%. Cabe destacar que la mayoría de los grupos de cultivo descendieron en términos de superficie, a excepción de frutales que aumentó en 18,8% y vides viníferas. Estas últimas en 1996/97 no existían en la comuna y en 2006/07 sumaron 6 ha, compuestas por variedades tintas y blancas, tanto de cepajes finos como corrientes.

Como se mencionó el principal rubro productivo, en superficie, es plantas forrajeras, las que en 1996/97 totalizaron 1.256,8 ha y, en 2006/07, abarcaron algo más de 750 ha, lo que implicó una caída de más de 40%. Ligado directamente a este cultivo se encuentra el rubro ganadero, cuyas especies, con importancia económica, corresponden a bovinos, ovinos, caprinos y camélidos. En la Tabla siguiente, se presenta la existencia de cada tipo de ganado informado por INE en las temporadas 1996/07 y 2006/07, en donde se aprecia que la masa ganadera disminuyó en bovinos, ovinos y camélidos, pero aumentó en caprinos.

Tabla Nº 3-3: Existencia Ganadera, Comuna de San Pedro de Atacama

Tipo de Ganado	N° de Cabezas		Variación
	1996/97	2006/07	
Bovinos	191	121	-36,6%
Ovinos	8.362	5.560	-33,5%
Caprinos	3.506	3.981	13,5%
Camélidos	3.229	3.200	-0,9%

Fuente: Elaborado con antecedentes de VI y VII Censo Nacional Agropecuario del INE

En la Tabla siguiente, se presenta la superficie destinada a cultivos anuales en la comuna de San Pedro de Atacama en 1996/97 y 2006/07, en donde se constata que ésta descendió en 31,8% entre ambos períodos, al pasar desde 82,2 ha a 56,1 ha. Cabe destacar que el aumento de superficie experimentado por maíz grano y quínoa, no lograron revertir el descenso de trigo y papa. En este ámbito, es válido señalar que el rendimiento promedio aumentó en la mayoría de las especies, sólo el de quínoa descendió. No obstante, éstos son muy inferiores a los promedios nacionales, los que en 2006/07, según INE, fueron de 47,7 qm/ha en trigo, 107,7 qqm/ha en maíz grano y 154,5 qqm/ha en papa. En contraposición el rendimiento comunal de la quínoa fue superior al promedio nacional con sólo 6,1 qqm/ha.

En términos generales estos menores rendimientos serían atribuibles a la salinidad del agua de riego, limitaciones climáticas y labores de cultivo, entre otras, aspectos que se podrán aclarar en las siguientes etapas del presente estudio.

Tabla Nº 3-4: Cultivos Anuales, Comuna de San Pedro de Atacama

Cultivos	Superficie (ha)		Variación	Rendimiento (qqm/ha)		Variación
	1996/97	2006/07		1996/97	2006/07	
Trigo	63,5	17,8	-72,0%	13,0	15,2	16,5%
Maíz Grano	7,0	26,0	270,9%	9,0	21,1	134,1%
Quínoa	0,7	7,3	941,4%	10,0	8,6	-13,6%
Papa	11,0	3,6	-67,7%	16,0	39,7	148,3%
Otros	0,0	1,5	100,0%	---	---	---
Total	**82,20**	**56,10**	**-31,8%**			

Fuente: Elaborado con antecedentes de VI y VII Censo Nacional Agropecuario del INE

Entretanto, en la Tabla siguiente, se aprecia la superficie cultivada con las diferentes hortalizas desarrolladas en la comuna de San Pedro de Atacama, donde se visualiza que este rubro, en superficie, descendió en 47,6%, al pasar de 234,8 ha en 1996/97 a 123 ha en 2006/07. Las principales especies cultivadas corresponden a choclo, ajo y haba, además de la huerta casera que incluye diferentes especies.

Cabe señalar que, en áreas con similares características de calidad de agua y posición geográfica como Lluta, actualmente cultivan diversas hortalizas como tomate, betarraga, zanahoria, además de las cultivadas en el área de proyecto, con buenos resultados económicos debido a las técnicas de cultivo y de riego implementadas. Se debe tener en consideración que San Pedro de Atacama es una zona con alta afluencia turística que demanda productos hortícolas para la alimentación de la población residente y flotante.

Tabla Nº 3-5: Hortalizas, Comuna de San Pedro de Atacama

Especie Hortícola	Superficie (ha)		Variación
	1996/97	2006/07	
Ajo	28,8	10,2	0,0%
Betarraga	0,6	0,0	-100,0%
Cebolla	2,1	0,3	0,0%
Choclo	157,6	82,4	-47,7%
Cilantro	0,2	0,0	0,0%
Coliflor	0,0	1,0	100,0%
Haba	24,6	14,8	-40,0%
Huerta Casera	13,3	9,4	-29,7%
Lechuga	1,8	1,0	-43,9%
Otras hortalizas	1,0	2,7	172,7%
Tomate C. Fresco	0,6	0,2	-73,8%
Zanahoria	3,2	0,6	-82,8%
Zapallo	1,0	0,5	-47,0%
Total	**234,8**	**123,0**	**-47,6%**

Fuente: Elaborado con antecedentes de VI y VII Censo Nacional Agropecuario del INE

En el caso de los frutales, la superficie cultivada experimentó una expansión entre las temporadas analizadas, donde se evidenció un crecimiento de los huertos caseros, los que incluyen diferentes especies, tanto pomáceas como carozos y cítricos. Al igual que hortalizas, estas especies son requeridas en la comuna y no se descarta el aumento de la superficie de aquellos frutales que se adapten a las condiciones imperantes en el área de estudio, lo que será materia a tratar en este estudio (Tabla siguiente).

En un recorrido de terreno efectuado en julio de 2007, se pudo constatar que en áreas aledañas a San Pedro de Atacama la principal actividad productiva era alfalfa y otros forrajes para ganado ovino, caprino y bovino. Los agricultores consultados señalaron que la alfalfa no la siembran, sino que esperan que rebrote en primavera y verano, cuando aumenta el agua para riego debido al mayor caudal consecuente del invierno altiplánico. En algunos casos conservan el forraje. Los consultados explican que el agua de riego tiene problemas de salinidad.

Tabla Nº 3-6: Frutales, Comuna de San Pedro de Atacama

Especie Frutal	Superficie (ha)		Variación
	1996/97	2006/07	
Ciruelo Japonés	0,1	1,5	1420,0%
Damasco	5,0	0,2	-96,0%
Duraznero	1,1	0,0	-100,0%
Huerto Casero	22,5	83,0	268,7%
Limonero	0,0	3,6	100,0%
Manzano	3,1	4,5	100,0%
Membrillo	28,6	12,7	-55,6%
Naranjo	1,2	3,9	221,7%
Olivo	0,0	1,6	100,0%
Otros Frutales	4,5	4,8	6,4%
Peral	43,1	14,9	0,0%
Tuna	1,1	1,1	1,8%
Uva de Mesa	3,6	3,6	-0,6%
Total	**113,9**	**135,3**	**18,8%**

Fuente: Elaborado con antecedentes de VI y VII Censo Nacional Agropecuario del INE

Los entrevistados informaron que en el sector altiplánico las comunidades manejan rebaños de llamas, ganado que en parte se faena y la carne se transa en el mercado local y también se destina al autoconsumo. La lana de la esquila de las llamas se utiliza para tejidos que son vendidos como artesanía. En el altiplano este ganado se alimenta de bofedales.

Cabe señalar que en el Estudio de Prefactibilidad denominado "Mejoramiento Sistema de Riego en Río San Pedro", elaborado el año 2012 por Luis Arrau, el uso del suelo en Situación Actual, informa una superficie de riego del orden de las 709 ha, compuestas por 475,2 ha de praderas, donde la principal especie es la alfalfa; 150,4 ha de cultivos anuales y hortalizas y 83,4 ha de frutales. De esta últimas, aproximadamente 34,1 ha están combinadas con alfalfa. Entre las especies frutales destaca la participación de peral. Este estudio arroja una superficie total de riego de 709 ha y 632 ha sin uso y potencialmente regables.

3.2.2. Métodos de Riego

En relación al sistema de riego utilizado por los agricultores, es interesante destacar que tanto en la comuna en estudio como en la II Región, en 1997, el sistema más utilizado era el gravitacional, con más del 97% de la superficie regada en la región y más del 99% en San Pedro de Atacama (Tabla siguiente).

Tabla Nº 3-7: Superficie por sistema de riego, año 1997 (hectáreas)

Tipo de riego	II Región		San Pedro de Atacama	
	Has	Part.	Superficie	Part.
Gravitacional	2.896,1	97,8%	1.729,8	99,9%
Mecánico mayor	18,9	0,6%	0,3	0,0%
Microriego	45,6	1,5%	1,1	0,1%
Total	2.960,6	100,0%	1.731,2	100,0%

Fuente: Elaboración propia en base a antecedentes del VI Censo Nacional Agropecuario, INE 1997.

En la Tabla siguiente, se presenta la misma información expuesta en la Tabla 1.1-6 pero con información del VII Censo Nacional Agropecuario realizado por INE en el año 2007. En ésta se aprecia que a nivel regional la superficie de riego descendió entre los años 1997 y 2007, al pasar de 2.960 ha a 2.293 ha. La misma tendencia se constató en la comuna estudiada, donde al área regada se contrajo en 15,4%.

Sin embargo, cabe destacar que, en San Pedro de Atacama, la superficie regada con métodos presurizados aumentó levemente en ese período, en tanto que en la II Región disminuyó.

En este contexto, cabe destacar que, si bien el riego tecnificado aumentó ligeramente en los últimos diez años, su proporción es marginal, por lo que existe un amplio margen para incorporar sistemas mecanizados, con el objeto de hacer más eficiente el uso del recurso hídrico.

Tabla Nº 3-8: Superficie por sistema de riego, año 2007 (hectáreas)

Tipo de riego	II Región		San Pedro de Atacama	
	Has	Part.	Superficie	Part.
Gravitacional	2.248,5	98,0%	1.456,9	99,4%
Mecánico mayor	26,8	1,2%	4,0	0,3%
Microriego	18,3	0,8%	4,5	0,3%
Total	2.293,6	100,0%	1.465,4	100,0%

Fuente: Elaboración propia en base a antecedentes del VII Censo Nacional Agropecuario, INE 2007.

3.2.3. Infraestructura Predial

Los antecedentes proporcionados por el VII Censo Nacional Agropecuario, realizado por INE en 2007, que guardan relación con la infraestructura predial son pozos profundos, bodegas de almacenaje, galpones, cerco eléctrico, establos, estanques enfriadores de leche, patios de alimentación, porquerizas y pabellones porcinos, gallineros y pabellones avícolas, invernaderos, packing, cámaras de frío, silos para grano, tranques, estanques acumuladores de agua y romanas de ganado.

La existencia de pozos profundos en la II Región arroja un total de 14 unidades, de los cuales el 64,3% se encuentra en la comuna del área de estudio. Entretanto, los tranques en la región de Antofagasta ascienden a cuatro unidades, los que están fuera la comuna analizada. No obstante, al interior de San Pedro de Atacama existen 38 estanques acumuladores de agua, los que representan el 17,8% del total regional.

Cabe señalar que, como consecuencia del escaso desarrollo de la fruticultura y vides viníferas, en la II Región, no existen bodegas de vino, packing y cámaras de frío. Asimismo, en la comuna analizada, la participación de silos para grano y romanas de ganado es nula.

La capacidad de las bodegas de almacenaje y galpones, por su parte, cuentan en la II Región con un total de 81 y 128 unidades, distribuidas en el área de estudio en 21% y 15,6%, respectivamente.

En la Tabla siguiente, se presenta la información de infraestructura predial existente en la región de Antofagasta y en la comuna de San Pedro de Atacama, con su respectiva cobertura.

Tabla Nº 3-9: Infraestructura existente en las exploraciones agropecuarias

Tipo	Unidad	II Región	San Pedro de Atacama	
			Existencia	Cobertura
Pozos Profundos	número	14	9	64,3%
Bodegas de Vino	lts	0	0	---
Bodegas almacenaje	número	81	17	21,0%
Galpones	número	128	20	15,6%
Cerco eléctrico	número	8	7	87,5%
Establos	número	725	502	69,2%
Enfriadores de leche	número	12	11	91,7%
Patios de alimentación	número	3	2	66,7%
Porquerizas-Pab.porcinos	número	481	94	19,5%
Gallineros-Pab.avícolas	número	646	232	35,9%
Invernaderos	m^2	23.800	4.654	19,6%
Packing	número	0	0	---
Cámaras de Frío	m^3	0	0	---
Silos para granos	número	1	0	0,0%
Tranques	número	4	0	0,0%
Estanques acumulad. agua	número	214	38	17,8%
Romanas de ganado	número	1	0	0,0%

Fuente: Elaboración propia en base a antecedentes del VII Censo Nacional Agropecuario, INE 2007.

La presencia de cercos eléctricos, establos, enfriadores de leche y patios de alimentación, en la comuna que contiene al área de estudio abarca el 87,5%, 69,2%, 91,7% y 66,7% del total regional. Entretanto, las porquerizas y pabellones porcinos, gallineros y pabellones avícolas, suman 94 y 232 unidades, los que representan el 19,5% y 35,9%, respectivamente.

3.3. ANTECEDENTES LEGALES Y ADMINISTRATIVOS

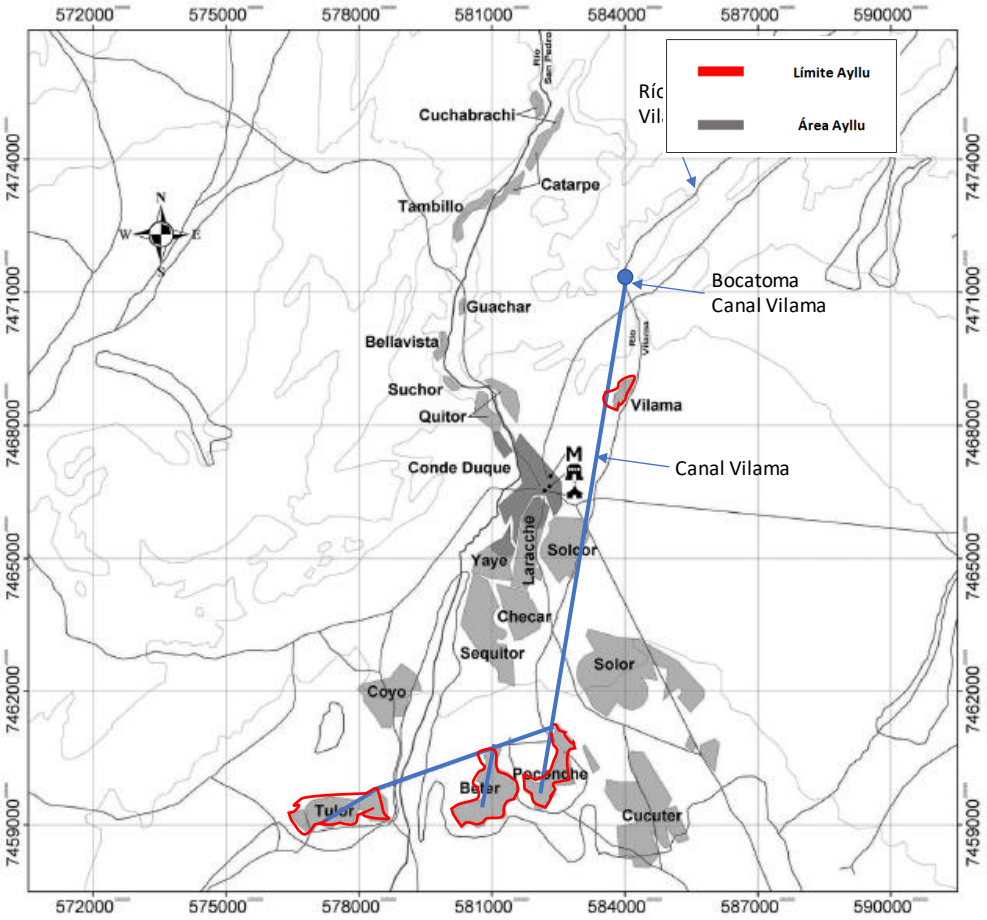
3.3.1. Descripción Organizaciones Presentes

La zona en estudio corresponde a la zona de captación, conducción y distribución de las aguas del canal Vilama, el cual capta las aguas desde el río Vilama, distribuyéndolas en diversos Ayllus existentes en la zona. En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de los Ayllus con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama y el Canal Vilama.

Como se aprecia en la imagen siguiente, el Canal Vilama abastece a los siguientes Ayllus miembros de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del Río Vilama, los cuales se encuentran destacados en color rojo:

1. Vilama.
2. Poconchile.
3. Beter y Alto Beter.
4. Tulor.

Figura Nº 3-2: Croquis de Ayllus y Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.2. Sistema de Turnos

La distribución de las aguas a los regantes es por turnos, existiendo en este caso 3 turnos de riego, uno para el Ayllus de Vilama y Poconchile, otro para el Ayllu de Beter y Alto Beter y finalmente otro para el Ayllu de Tulor, lo anterior, según lo informado por el Sr. Diego Aramayo y ratificado en visita desarrollada a terreno.

Los turnos son bastante espaciados (18 a 22 días), entregándose 4 horas por ha a los predios que riegan desde el canal Vilama, ostentando cada regante, derechos de uso de aguas proporcionales al tamaño de la tierra que posee.

3.3.3. Infraestructura Existente

Desde el punto de vista de la distribución del agua y según lo indicado por la Sr. Mirta Solis y el Sr. Diego Aramayo, se mantiene la misma distribución de aguas que se estableció en el año 1964, aunque mejorada con las obras de infraestructura realizadas en las últimas dos décadas, que han amortizado en parte los impactos que ha generado la disminución de los caudales de los ríos en los últimos 50 años, de 1964 a 2014. Las principales características de la infraestructura existente que se han observado en terreno y comentadas por los mismos regantes, son las siguientes:

3.3.3.1. Obra de Toma Canal Vilama

El Canal Vilama presenta una obra de toma de hormigón en la parte alta del cauce del río Vilama. Esta obra de hormigón consta de una obra de desvío del río, la cual es del tipo artesanal desde la parte alta de la cuenca, hasta el sector de la bocatoma en el río, la cual cuenta con una barrera fija, la que permite peraltar los niveles y desviarlos hacia el canal Vilama, donde por medio de unas compuertas se regula el paso de caudal, de manera de verter los excesos de regreso al río en caso de ser requerido. Al momento de la visita, esta obra de descarga no se encontraba funcionando, debido a que el agua en su totalidad era desviada hacia el canal Vilama. Según lo indicado por Asesor Técnico de la Comunidad Indígena, Sr. Diego Aramayo, en época de crecidas esta obra funciona en su plenitud, al igual que el vertido por el cauce del río. En las imágenes siguientes se ilustra lo antes descrito.

Figura Nº 3-3: Vista en Planta de Bocatoma Canal Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

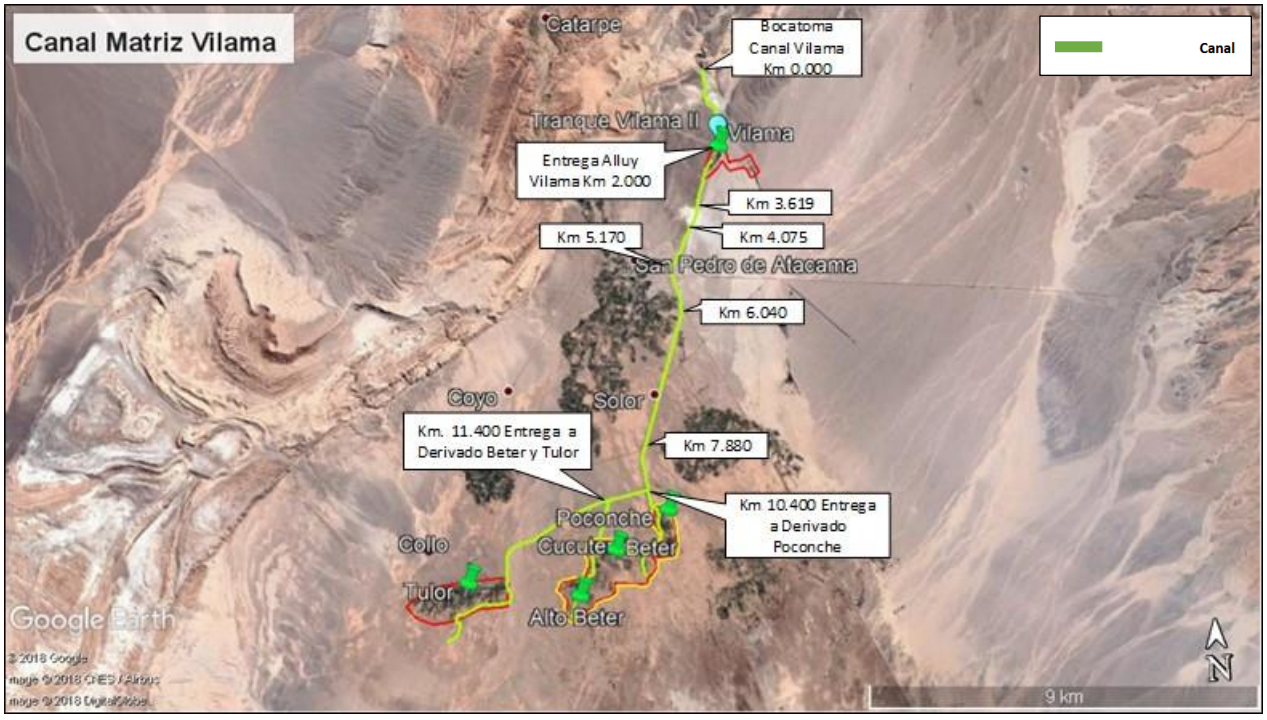
Figura Nº 3-4: Imágenes Bocatoma Canal Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.2. Canal Matriz Vilama

El sistema de distribución de aguas para la zona de riego de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del río Vilama, utiliza como base del sistema el canal Matriz Vilama, el cual capta las aguas desde la obra de toma antes descrita y que presenta el siguiente trazado.

Figura Nº 3-5: Trazado Canal Matriz Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2018

Sobre la base de la imagen anterior, a continuación, se describen los siguientes tramos de importancia levantados en terreno, respecto al canal Vilama.

Tramo 1, entre Km 0 a Km 3.619:

Esta sección inicia en el sector de la bocatoma. La conducción es del tipo rectangular revestida en hormigón. En la imagen siguiente se ilustra una imagen de dicha sección.

Figura Nº 3-6: Trazado Inicial Canal Matriz Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

En el Km 2.000 de este primer tramo, se efectúa la entrega al canal Tranque Vilama II, el cual es el encargado de abastecer el Ayllu de Vilama.

Figura Nº 3-7: Tranque Vilama II – Sector Ayllu Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

Tramo 2, entre Km 3.619 y Km 4.075:

En este tramo, el canal matriz pasa a ser entubado con una tubería corrugada de HDPE DN600 y 9 cámaras de inspección en hormigón armado, lo anterior con el fin de efectuar el paso por el sector de la azufrera antigua de Vilama y reducir la contaminación de las aguas de riego.

Figura Nº 3-8: Tramo Entubado Sector Azufrera Antigua Canal Vilama

Fuente: Diaro El América. Año 2017.

Tramo 3, entre Km 4.075 y Km 5.170

Posteriormente y una vez pasada esta azufrera, entre los Km 4.075 y Km 5.170 el canal vuelve a ser revestido en hormigón.

Tramo 4, entre Km 5.170 y Km 6.040

En este tramo, el canal matriz pasa nuevamente a ser entubado en tubería de HDPE corrugada de HDPE DN600. El objetivo perseguido con el entubamiento de este tramo era fundamentalmente el evitar la contaminación del canal por medio de desechos que arrojaban desde la ciudad de San Pedro de Atacama y desde la carretera, ya que este sector era utilizado por los camioneros como punto de descanso, botando los desechos y residuos en el canal. Todo esto informado por el Sr. Diego Aramayo.

Figura Nº 3-9: Tramo 4 Entubado Tubería HDPE Canal Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

Tramo 5, entre Km 6.040 y Km 7.880

En este tramo, el canal es del tipo trapecial sin revestimiento de hormigón hasta el Km 7.880. Es necesario indicar que antiguamente este tramo si estaba revestido, sin embargo, el hormigón del revestimiento del canal ha sido demolido con el objetivo de continuar con el entubamiento del canal, trabajo que ha sido suspendido por el momento. Esta suspensión, según lo informado a SMI por los regantes del sector, se debe a que el proyecto de entubamiento de este tramo ha presentado diferencias entre los planos, especificaciones técnicas, presupuesto y diseño de ingeniería presentado, por lo que una vez que sean subsanadas estas dificultades continuará con su ejecución.

Figura Nº 3-10: Tramo 5 Sin Revestir Canal Vilama

Fuente: Elaboración Propia.

Tramo 6, entre Km 7.880 y Km 10.400

Entre el Km 7.880 y el Km 10.400, que corresponde al punto de entrega al derivado Poconche, este canal matriz se encuentra sin revestir, presentando una sección del tipo trapecial. Es necesario destacar que, en algunos sectores de este tramo de canal, para disminuir un poco las pérdidas por evaporación y la caída de arenas en su interior, se han implementado tapas metálicas en la parte superior del canal.

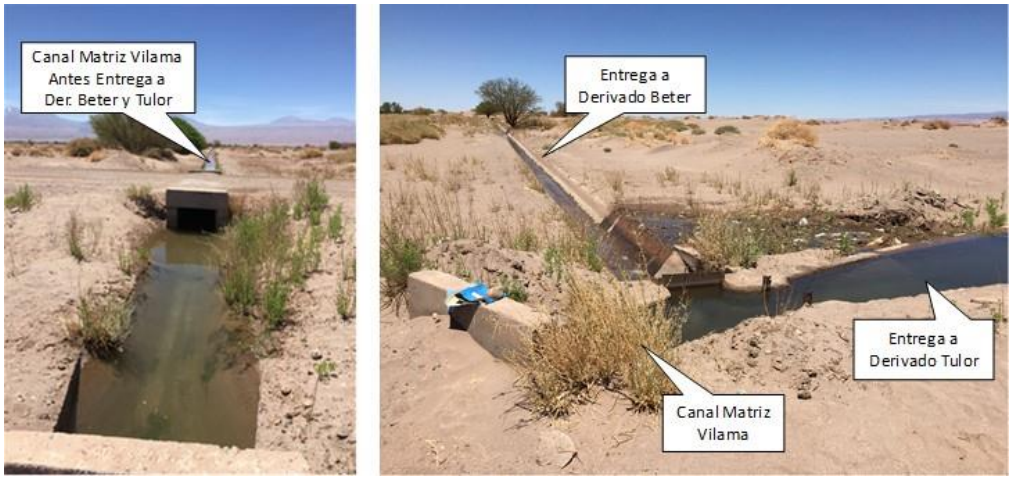
Figura Nº 3-11: Tramo 6 sin revestir Canal Vilama a su llegada al Derivado Poconche en el Km 10.400

Fuente: Elaboración Propia.

Tramo 7, entre Km 10.400 y Km 11.400

Entre el Km 10.4000 y el Km 11.400, que corresponde al punto de entrega a los derivados Beter y Tulor, este canal matriz se encuentra sin revestir, presentando una sección del tipo trapecial. Lo anterior puede apreciarse en la imagen siguiente.

Figura Nº 3-12: Tramo 7 sin revestir Canal Vilama a su llegada a los Derivados Beter y Tulor

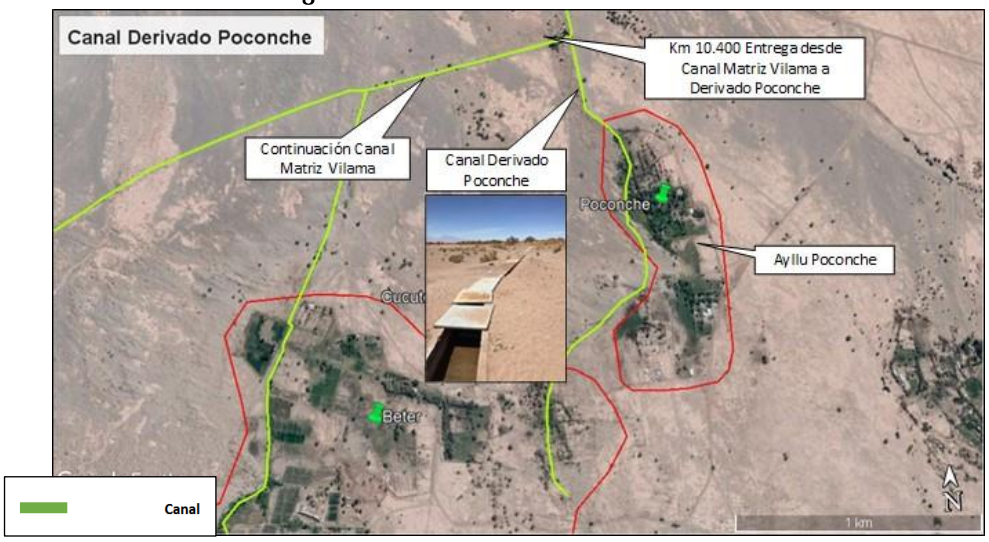


Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.3. Canal Derivado Poconche

En el Km 10.400 del canal matriz Vilama, se desarrolla la entrega de caudales al canal derivado Poconche, el cual es el encargado de efectuar la entrega de las aguas al Ayllu de Poconche. Este derivado es de sección rectangular y tiene una extensión total aproximada de 2 Km y se encuentra revestido en su primera parte, en una extensión del orden de 500m. En adición a lo anterior, para la disminución de las pérdidas por evaporación y evitar la caída de arenas en su interior, se encuentra tapado con elementos metálicos en su parte superior. Lo anterior puede apreciarse en la imagen siguiente.

Figura Nº 3-13: Canal Derivado Poconche

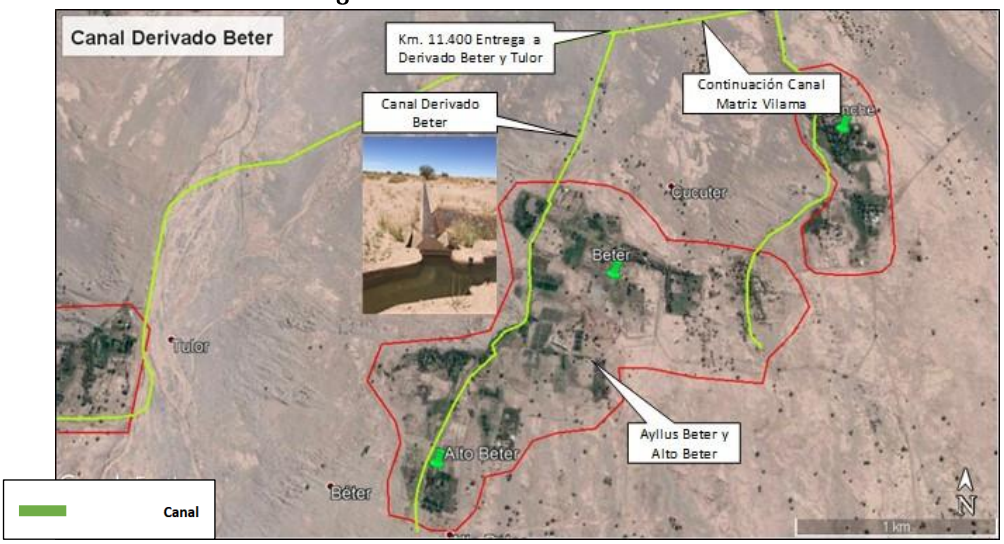


Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.4. Canal Derivado Beter

En el Km 11.400 del canal matriz Vilama, se desarrolla la entrega de caudales al canal derivado Beter, el cual es el encargado de efectuar la entrega de las aguas al Ayllu de Beter y Alto Beter. Este derivado es de sección rectangular y tiene una extensión total aproximada de 3 Km y se encuentra revestido en su primera parte, en una extensión del orden de 1.200m. Lo anterior puede apreciarse en la imagen siguiente.

Figura Nº 3-14: Canal derivado Beter

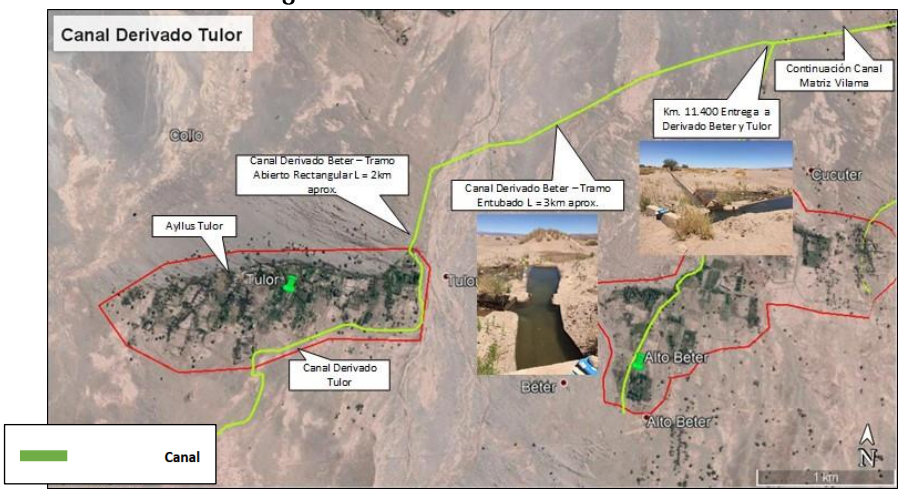


Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.5. Canal Derivado Tulor

En el Km 11.400 del canal matriz Vilama, se desarrolla la entrega de caudales al canal derivado Tulor, el cual es el encargado de efectuar la entrega de las aguas al Ayllu de Beter y Alto Beter. Este derivado en una primera parte es entubado y enterrado en tubería de HDPE, con una extensión del orden de 3 km, para posteriormente continuar en sección rectangular en una extensión aproximada de 2 Km. Lo anterior puede apreciarse en la imagen siguiente.

Figura Nº 3-15: Canal Derivado Tulor



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.3.6. Infraestructura de Entregas

El sistema de entregas tanto a canales derivados como a embalses y predios, es por medio de compuertas, las que se encuentran en regular estado y funcionamiento. Estas son del tipo mecánicas manuales, por lo que, para su operación, se debe efectuar el recorrido de las obras por un celador y de esta manera efectuar su apertura y cierre en función de los tiempos otorgados por turno.

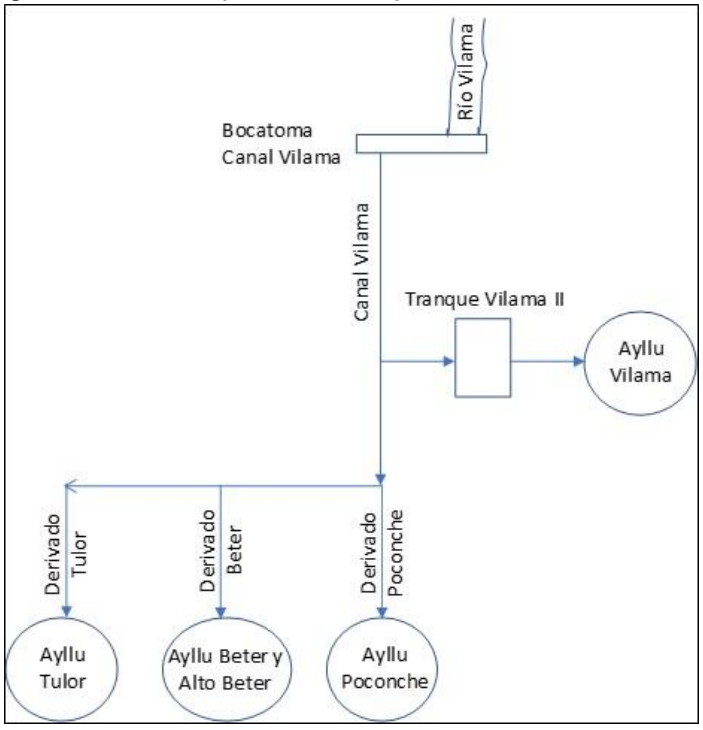
En la imagen siguiente se ilustra los tipos de compuertas utilizados para las entregas antes descritas.

Figura Nº 3-16: Compuertas Metálicas Entregas

Fuente: Elaboración Propia.

Sobre la base de la información antes descrita, a continuación, se presenta un diagrama unifilar simplificado de los principales elementos que componen el sistema de riego del río Vilama.

Figura Nº 3-17: Diagrama Unifilar Simplificado Principales Elementos Sistema de Riego Río Vilama



Fuente: Elaboración Propia.

3.3.4. Sistema de Riego Predial

El proceso de parcelación de los terrenos se ha agudizado con la demanda de la tierra desde el sector turismo. Esto ha significado el aumento de la complejización del sistema de riego. El regante, desde que recibe el agua, debe operar el llenado de cada melga (parcela de tierra preparada para la siembra), más pequeñas y que exige mayor eficiencia, lo que incluye calcular en el momento cuánto caudal ir asignando a cada melga puesto que, aunque existe un caudal por grupo y por regante, este varía generalmente hacia una menor disponibilidad. Lo anterior se ve magnificado debido a la escasez de obras de regulación a nivel intrapredial, las que permitirían regular el uso del agua de acuerdo a los tiempos de requerimiento, en forma adicional, se aprecia que la mayoría de los sectores de riego no poseen sistemas de riego tecnificado, por lo que no se tiene una automatización del sistema de riego.

Sobre la base de lo anterior y considerando que el sistema de riego habitual existente en la zona corresponde al riego por surcos, se tiene que al mismo tiempo que se riega, se han de ir repasando los pretiles para evitar desmoronamientos. Así el regante debe ocupar mayor tiempo y ser muy preciso, para que no se desbarate el verdadero puzle que es regar en esas condiciones.

La complejidad de la parcelación de tierra se refleja también a escala de grupo y del sistema global de riego, ya que, con el aumento del número de regantes, aumenta la demanda por el agua y los conflictos.

3.3.5. Situación Legal Derechos de Aguas

Es necesario indicar como primer antecedente, que en el sistema de riego del canal Vilama, se encuentra controlado por la Asociación Atacameña de Regantes del Río Vilama, la que tiene inscritos derechos de agua por 221 l/s en el río Vilama. Esta inscripción de derechos de agua se efectúa con pertinencia indígena, desechando los atacameños lo establecido en el Código de Aguas de 1981, que propiciaba la inscripción de derechos individuales con una lógica de mercado que separaba el agua de la tierra.

De esta manera, la Asociación Atacameña de Regantes del río Vilama tiene derechos y sistema de riego comunitarios, acogiéndose para su inscripción a la Ley Indígena 19.253 de 1993. Esta ley, en su artículo 3°, señala que las aguas son de propiedad ancestral de las comunidades indígenas, y en el artículo 64°, obliga a los organismos del Estado a proteger las aguas de comunidades atacameñas, prohibiendo la entrega de nuevos derechos sobre las aguas aprovechadas por estas comunidades indígenas.

Según lo indicado, en entrevista realizada a la integrante del Consejo de Pueblos Atacameños, Sra. Mirta Solis, la inscripción de aguas ancestrales y comunitarias fue posible gracias a que los dirigentes atacameños rechazaron, en el año 1991, los intentos de la Dirección General de Aguas (DGA) de aplicar el Código de Aguas de 1981, que propiciaba la formación de comunidades de agua, que se limitan a administrar las obras de riego y que permitía gravar y vender los derechos de aprovechamiento.

Lo anterior, encuentra hasta el día de hoy férrea oposición de parte de los dirigentes indígenas, lo anterior, según ellos, "...debido a que el programa les impondría una forma de organización desconocida, que se aparta por completo de sus costumbres y que, en definitiva, desarticularía sus organizaciones comunitarias tradicionales".

De esta manera, los atacameños de los Ayllus, al inscribir el total de los caudales de los ríos de modo comunitario, salvaguardaron las formas de usos y aprovechamiento tradicional, donde el agua y la tierra son indivisibles.
Sobre la base de lo anterior, para el caso del río Vilama, los derechos de agua han sido solicitados a nombre de una asociación indígena, especialmente constituida para dicho uso. En este caso, la administración de las aguas ha sido derivada a una organización de usuarios integrada exclusivamente por comuneros que poseen tierras agrícolas, llamados genéricamente "regantes".

Considerando lo antes mencionado, para el caso del río Vilama, se ha efectuado la regularización de los derechos de agua a nombre de una asociación indígena, especialmente constituida para tal efecto, que agrupa exclusivamente a los respectivos "regantes". A continuación, se presentan las características del derecho de agua establecido para el sistema:

Nombre del Titular: Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del río Vilama.
Número de Rol: 4061-96.
Fecha de Sentencia: 30-05-97.
Inscripción: Fs. 105 N°72 año 1997.
Tribunal: Segundo Juzgado de Letras en lo Civil de El Loa - Calama.
Inscripción: Registro de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de El Loa Calama.
Naturaleza de las aguas: Superficiales y corrientes.
Tipo de derechos: Consuntivos, permanentes y continuos.
Desglose del derecho:

Tabla Nº 3-10: Características Derechos de Agua Comunidad de Regantes Río Vilama

Cauces	Caudal (l/s)
Río Vilama	180
Rió Puritama (Baños)	10
Río Puritama (Guatín)	21
Río Purifica	10
Total Caudal	**221**

Fuente: Elaboración Propia.

En adición a lo anterior, es necesario mencionar que mediante Resolución D.G.A. N°3 de fecha 9 de mayo de 2017, se ha declarado el agotamiento de la cuenca del río Vilama y sus afluentes, provincia de El Loa, Región de Antofagasta, para los efectos de la concesión de nuevos derechos de aprovechamientos de aguas consuntivos, permanentes.

3.3.6. Pertenencias Mineras

El área catastrada corresponde al sector de San pedro de Atacama y los ayllus cercanos, en virtud de abarcar la superficie influenciada por la propuesta de canales. En la figura siguiente se muestra polígono verde que demarca zona de catastro.

Figura Nº 3-18: Área de Catastro de Propiedad Minera

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.6.1. Información Boletín Oficial de Minería

El Boletín Oficial de Minería es la publicación responsable de la difusión de todas las actuaciones legales que tienen efectos en el sector minero de nuestro país y desde el 3 de julio de 2017, hereda la tradición de más de 140 años del Diario Oficial otorgando publicidad y certeza jurídica, ahora al proceso de constitución de la propiedad minera en Chile.

El actual Boletín se encuentra regulado por las siguientes normas jurídicas:

- Código de Minería, Artículo 238:"Se publicará un suplemento especial del Diario Oficial, denominado Boletín Oficial de Minería, en el cual deberán hacerse todas las publicaciones que ordena este Código. Este Boletín se publicará, conjunta o separadamente con el Diario Oficial, el primer día hábil de cada mes y los primeros días hábiles de cada semana. El Ministerio de Minería velará por la correcta publicación del Boletín y por el cumplimiento de las normas que le sean aplicables."

- Decreto N°1, de 1986, del Ministerio de Minería, que aprobó el Reglamento del Código de Minería.

- Decreto Supremo Nº 22, de 2016, del Ministerio del Interior y Seguridad Pública, que aprueba Reglamento sobre Organización y Funcionamiento del Diario Oficial de la República de Chile.

- Decreto Supremo Nº 88, de 2016, del Ministerio de Minería y del Ministerio del Interior y Seguridad Pública, que establece el Boletín Oficial de Minería como suplemento especial del Diario Oficial y deja sin efecto el decreto N°6, de 2005.

- Decreto Supremo N°134, de 2016, del Ministerio de Minería y del Ministerio del Interior y Seguridad Pública, que establece nueva fecha para la obligación de efectuar la publicación del Boletín Oficial de Minería como suplemento especial del Diario Oficial.

3.3.6.2. Información Sernageomin

El Servicio Nacional de Geología y Minería (Sernageomin), a través del Departamento de Propiedad Minera, tiene el mandato de efectuar la revisión, seguimiento y control de los expedientes de concesiones mineras, tanto de exploración como de explotación, de acuerdo con los artículos 57, 79 y 80 del Código de Minería. Al respecto, a la institución concierne informar a los Tribunales de Justicia y/o Juzgados de Letras del país acerca de los aspectos técnicos relacionados con la operación de mensura de las concesiones mineras de explotación y las solicitudes de sentencia constitutiva de concesiones mineras de exploración. La concesión minera se rige por la Constitución Política de la República, la Ley Orgánica Constitucional sobre Concesiones Mineras (N° 18.097), el Código de Minería y su Reglamento, y las demás disposiciones civiles vigentes que no contravengan las disposiciones previamente señaladas.

A través del Departamento de Propiedad Minera, Sernageomin contempla entre sus funciones: Actualizar el Catastro Nacional de Concesiones Mineras a través del Registro Nacional de éstas (artículo 241 del Código de Minería), en el cual se incluyen, entre otras menciones, las coordenadas de los vértices determinadas en proyección U.T.M. (sigla inglesa de: Universal Transverse Mercator), referidas al Datum Provisorio Sudamericano La Canoa 1956 y/o al Datum Sudamericano Chua, Brasil 1969. Además, actualiza el Rol Nacional de Concesiones Mineras vigentes del país, con sus antecedentes, y publicar la nómina de Concesiones Mineras constituidas en el año calendario, de acuerdo con el artículo 159 y 90 del Código de Minería, respectivamente.

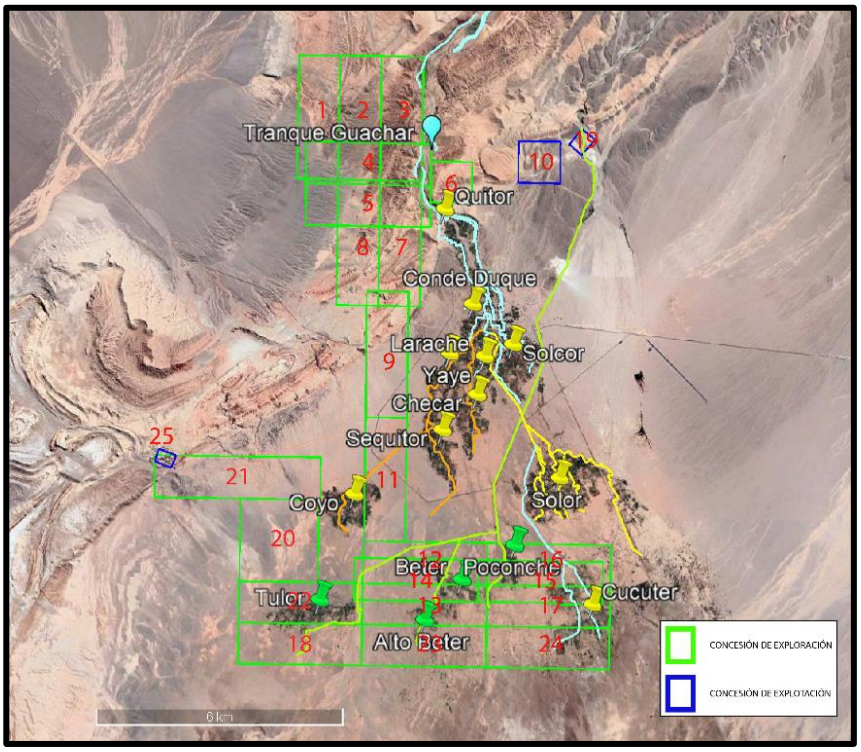
3.3.6.3. Catastro Propiedad Minera

En figura siguiente se muestran las concesiones de exploración (verde) y las de explotación (azul) que se han identificado, y que corresponden a:

- 21 concesiones de exploración.
- 4 concesiones de explotación.

En la imagen y tabla siguientes se presenta el catastro de propiedad minera en el área del proyecto.

Figura Nº 3-19: Catastro de Propiedad Minera en el área del Proyecto



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla Nº 3-11: Información Propiedades Mineras Identificadas en el Área del Proyecto

N°	Rol minero	RUT	Nombre	Concesión
1	02303-B881-0	12614460-1	Cordillera Norte 05	Exploración
2	02303-B864-0	12614460-1	Cordillera Norte 04	Exploración
3	02303-B882-9	12614460-1	Cordillera Norte 03	Exploración
4	02303-B878-0	99552250-0	Alto Atacama A2	Exploración
5	02303-B877-2	99552250-0	Alto Atacama B2	Exploración
6	02303-B937-K	99552250-0	Alto Atacama C2	Exploración
7	02303-B883-7	12614460-1	Cordillera Norte 01	Exploración
8	02303-B865-9	12614460-1	Cordillera Norte 02	Exploración
9	02303-B866-7	12614460-1	Francisca 10	Exploración
10	02303-0238-3	82746100-8	VILCA 1/10	Explotación
11	02303-B867-5	12614460-1	Francisca 09	Exploración
12	02303-B863-2	12614460-1	Francisca 03	Exploración
13	02303-C013-0	93007000-9	Cuna VII 473	Exploración
14	02303-B046-1	12614460-1	Francisca 3	Exploración
15	02303-B048-8	12614460-1	Francisca 4	Exploración
16	02303-B869-1	12614460-1	Francisca 04	Exploración
17	02303-1153-6	9300700-9	San Pedro 176 1/30	Explotación
18	02303-A959-5	14651619-k	Atacama 3	Exploración
19	02303-0010-0	82746100-8	Vilama 1/2	Explotación
20	02303-A602-2	93007000-9	Cuna V 480	Exploración
21	02303-A601-4	93007000-9	Cuna V 481	Exploración
22	02303-C037-8	93007000-9	Cuna VII 474	Exploración
23	02303-A704-5	14651619-k	Atacama 4	Exploración
24	02303-A690-1	14651619-k	Atacama 5	Exploración
25	02301-1989-9	2324135-8	Fabiola	Explotación

Fuente: Elaboración Propia.

3.3.7. Aspectos Patrimoniales y Ambientales

Se presenta a continuación una descripción general en términos ambientales y territoriales de la ubicación del Canal Vilama, y sus fuentes hídricas asociadas al río Vilama y tributarios, siendo éstos el río Puritama y las quebradas Puripongo y Puripica. Los aspectos a considerar en este apartado, involucran al medio físico, biótico, social y territorial, tomando en cuenta elementos que sean relevantes y concretos de manera de visualizar implicancias ambientales y territoriales, en relación al trazado actual del Canal Vilama. Los otros componentes ambientales como calidad de agua, arqueología u otros aspectos más de detalle, se levantarán en terreno y serán aportados por los informes de ingeniería en las próximas etapas, de manera de concretizar situaciones que pudiesen ser consideradas como relevantes en materia ambiental.

Cabe destacar que no se consideraron otros componentes como Clima y Meteorología, Ruido y Calidad de Aire, debido a su irrelevancia para este Proyecto. Respecto al componente Calidad de Aguas, tampoco fue considerado porque no fue posible acceder a la información respectiva, sin embargo, será incluido posteriormente en la Caracterización Ambiental del Territorio cuando se tenga acceso a esta información.

De esta manera, se presenta una primera mirada global en términos ambientales y territoriales de la ubicación del Sistema de Canales del rio Vilama y sus fuentes hídricas asociadas al río Vilama y tributarios. Los aspectos a considerar involucran aspectos del medio físico, biótico, social y territorial, de manera de poder visualizar fricciones o implicancias territoriales en relación al trazado actual y futuro del sistema de canales.

El análisis preliminar de los términos ambientales y territoriales de la zona en estudio se presenta en el Tomo 6 del Estudio de Análisis Ambiental.

3.4. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL Y DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Sobre la base de lo anterior, se ha efectuado un diagnóstico de la situación actual y la definición de los principales problemas encontrados en la zona:

<u>Disminución de los Recursos Hídricos</u>

No obstante, lo señalado anteriormente, uno de los grandes problemas, para elevar significativamente el nivel del desarrollo socioeconómico, viene dado por la muy baja calidad de la agricultura atacameña, la que se mantiene desde mucho tiempo en niveles de subsistencia.

Esta realidad del sector agrícola se explica, casi en su totalidad, por la muy mala calidad y baja seguridad de abastecimiento de agua, tanto para el riego como para otros usos básicos. Lo anterior se debe al comportamiento de los ríos del sector, los que, en los últimos años, han visto disminuidas sus disponibilidades de caudal.

Las estadísticas de caudales, desde el año 1940 al 2013, muestran una disminución de las aguas de riego. En el caso del río Vilama, de las cifras analizadas para la preparación de esta propuesta, se aprecia que el caudal promedio anual, de 332 l/s en la década del cuarenta, bajó a 134,5 l/s en la década del 2000, equivalente a una disminución del 59,5%. Pero ha seguido bajando, pues entre los años 2011 y 2014 el caudal promedio anual fue de 76,7 l/s, es decir, una disminución de casi el 77% de caudal promedio en los últimos setenta años. Estas estadísticas de reducción de los caudales para agua de riego son confirmadas por la percepción y conocimiento de los atacameños.

Es necesario indicar que producto de lo anterior, actualmente los cultivos de los ayllus se riegan prácticamente cada dos semanas. Esta situación provoca un gran estrés hídrico a la planta que no le permite expresar su máximo potencial productivo, debido en gran parte a la falta de agua.

Mala Calidad de las Aguas

El río Vilama ingresa por la parte oriental de San Pedro de Atacama. Se forma de vertientes termales salobres en la quebrada de Turipite a los 3.685 msnm, y aguas abajo, en el sector de Guatín, recibe como afluente al río Purifica, que nace a los 3.590 msnm en las faldas del Volcán Sairecabur. El cauce natural del río Vilama entregaba sus aguas al llano de Vilama, pero actualmente el río correo encauzado en canales que riegan los ayllus de Vilama, Poconche, Beter y Tulor. Sus aguas son altamente salinas, con índices de 2,9 mmhos/cm de conductividad eléctrica, un pH de 8 y 0,625 mg/l de arsénico, que sobrepasan en más de cinco veces la norma chilena para aguas de regadío. Sin embargo, el alto contenido de boro, con concentraciones de 17 mg/l - cuyo máximo para riego no debería sobrepasar los 0,75 mg/l -, es el elemento que más condiciona los cultivos, especialmente frutales, en los ayllus de Vilama, Poconche, Beter y Tulor.

Como se ha mencionado con anterioridad, la actividad agropecuaria de casi toda la comuna de San Pedro de Atacama, se basa en la explotación de los ayllus, que forman sectores agrícolas pequeños, los cuales, debido a la escasa disponibilidad y la mala calidad de las aguas, no pueden, en la situación actual, tener grandes expectativas de mejorar la explotación de sus cultivos.

Infraestructura de Riego

Actualmente en el Río Vilama no existen obras de regulación, y se producen aumentos considerables del caudal medio de dicho río y sus afluentes durante las crecidas que ocurren recurrentemente entre los meses de Diciembre a Marzo, provenientes de intensas precipitaciones convectivas originadas por el fenómeno conocido como el invierno altiplánico ó boliviano. Tales crecidas afectan la mayoría de las veces a los poblados interiores y Ayllus de San Pedro de Atacama al generar ciertas pérdidas en la infraestructura pública por los desbordes que dañan algunos caminos secundarios impidiendo por algún tiempo la adecuada conectividad del entorno; pérdidas en infraestructura de riego existente en sectores adyacentes al cauce y además las consecuentes pérdidas a predios agrícolas que están expuestos a inundaciones.[1]

En adición a lo anterior, se tiene que, en época de crecidas, al estar embancada la obra de toma de los canales, no se puede captar agua durante un tiempo prolongado, por lo que al no tener infraestructura de acumulación que permita mitigar esta situación, los cultivos se ven duramente perjudicados.

Con relación a la escasa disponibilidad de agua, la infraestructura de canales es deficiente ya que muchos tienen excesivas pérdidas en el trayecto, otros se desbordan y algunos pasan por los sitios patrimoniales que intervienen con el turismo y a menudo dificultan el libre tránsito de las aguas por los canales. Por otro lado, no existen estructuras de acumulación tanto a nivel predial como comunitarios que permitan regular de manera eficiente los caudales, con el objetivo de que cada regante reciba la alícuota de agua que le corresponde a su predio.

En adición a lo anterior, se tiene que en la zona no existe un sistema de monitoreo de caudales y del sistema de distribución de los mismos a lo largo de la red, por lo que no existe un control apropiado de la distribución de las aguas.

Alta Parcelación de los Terrenos y Distribución de las Aguas

San Pedro de Atacama es un sector al interior de Calama en la Región de Antofagasta, en el cual queda ubicada la localidad homónima en medio de un vasto desierto atacameño. Constituye desde hace mucho tiempo, un importante atractivo turístico, nacional e internacional, para la región de Antofagasta, lo cual configura un sector socioeconómico de alto potencial de desarrollo.

[1] "AGUAS, RIEGO Y CULTIVOS: CAMBIOS Y PERMANENCIAS EN LOS AYLLUS DE SAN PEDRO DE ATACAMA", Isabel Sepúlveda Rivera, Raúl Molina Otárola, María del Mar Delgado-Serrano y José Emilio Guerrero Ginel; Estudios Atacameños N°51/2015. Pp 185-206.

Sin embargo lo anterior y de propias palabras de los regantes ha traído cosas positivas y negativas al desarrollo en la zona, desde el punto de vista del riego, el parcelamiento de los terrenos está provocando una venta y desglose de los derechos de agua de las comunidades, los que no se están utilizando en el riego, debido a que los nuevos usos de las propiedades es de carácter turístico en su mayoría, de igual manera, esto produce que las obras de distribución y entrega de caudales, como las compuertas, están quedando al interior de estos parcelamientos, dificultándose el acceso para su operación y mantenimiento.

Producto de lo antes mencionado, se tiene que debe desarrollarse un mejoramiento general del sistema de riego, tanto en sus obras de captación, conducción, almacenamiento o regulación, distribución y una adecuada red de control y monitoreo del sistema. Lo anterior en complemento a soluciones tendientes a mejorar además la calidad de las aguas utilizadas en riego.

En adición a lo anterior y según lo sugerido por los regantes, de manera de disminuir los costos operacionales del sistema, se deben analizar otras opciones energéticas del sector, las cuales deben ser vistas desde el punto de vista de las energías renovables no convencionales (ERNC).

Longitud de canales detectados

En base a la información entregada por la CNR y la proporcionada por la visita a terreno efectuada, se sometió a análisis los trazados de los canales que componen el sistema de riego del río Vilama, obteniendo algunas modificaciones en los trazados. Estas, produjeron nuevos kilometrajes de canales que fueron comparados con el kilometraje total definido en las bases del proyecto, entregando los siguientes resultados:

Tabla Nº 3-12: Longitud total de canales detectados Sistema de Riego Río Vilama

Canales	Principal	Derivados	Subderivados	Largo (Km)
Matriz Vilama	X			11,427
Poconche		X		2,364
Beter		X		3,217
Tulor		X		5,488
			Total	**22,496**
			Total por Bases estudio CNR	**32,000**

Fuente: Elaboración Propia.

En conclusión, se puede ver que el kilometraje detectado es menor al solicitado, pero se encuentra dentro del orden solicitado por las bases del estudio. En etapas posteriores se corroborará está longitud con el catastro de la infraestructura de canales.

TABLA DE CONTENIDO

TOMO 2
ESTUDIOS BÁSICOS Y TRABAJOS DE TERRENO

1. INTRODUCCIÓN 1-1

2. OBJETIVOS 2-1

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO 2-1
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO 2-1
2.3. OBJETIVOS DEL TOMO 2-1

3. TRABAJOS TOPOGRÁFICOS 3-1

3.1. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA 3-1
3.2. ENLACE A RED GEODÉSICA NACIONAL 3-1
3.3. POLIGONAL PRINCIPAL 3-5
3.3.1. Vinculación en Coordenadas 3-5
3.3.2. Nivelación de PR's y Vinculación en Cota 3-10
3.4. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS 3-14
3.4.1. Levantamiento Bocatoma Vilama 3-14
3.4.2. Levantamiento Perfiles Topobatimétricos 3-19
3.4.3. Levantamiento Perfiles Transversales Canal Vilama 3-22
3.4.4. Levantamiento de Tranques existentes en el Sistema Vilama 3-23
3.4.5. Levantamiento de Tranques proyectados en el Sistema Vilama 3-24
3.4.6. Levantamiento de Desarenadores proyectados en el Sistema Vilama 3-25

4. HIDROLOGÍA 4-1

4.1. INTRODUCCIÓN 4-1
4.2. ASPECTOS HIDROGRÁFICOS 4-1
4.3. HIDROLOGÍA – ESTUDIO DE RECURSOS HÍDRICOS 4-3
4.3.1. Objetivos 4-3
4.3.2. Estudio de Recursos Hídricos 4-3
4.3.3. Conclusiones 4-29
4.4. HIDROLOGÍA – ESTUDIO DE CRECIDAS 4-31
4.4.1. Objetivos 4-31
4.4.2. Estudio de Crecidas 4-31

4.4.3. Conclusiones 4-61

5. CATASTRO DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO 5-1

5.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO EN ESTUDIO 5-5
5.2. OBRAS DE TOMA 5-7
5.3. CANALES DE RIEGO 5-8
5.4. TRANQUES Y OBRAS DE ALMACENAMIENTO 5-11
5.5. SINGULARIDADES: ATRAVIESOS, QUEBRADAS, INTERFERENCIAS CON CAMINOS, ETC. 5-14
5.6. CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS OBRAS 5-17
5.7. RESUMEN CATASTRO DESARROLLADO 5-20

6. AFOROS 6-1

6.1. METODOLOGÍA DE AFORO 6-1
6.1.1. Definición de subsecciones de medición 6-1
6.1.2. Definición de cantidad de datos por cada subsección 6-1
6.1.3. Cálculo de velocidad 6-2
6.1.4. Cálculo de caudal 6-2
6.2. CAMPAÑA DE AFOROS 6-2
6.2.1. Unifilar Actualizado 6-3
6.2.2. Resultados 6-3
6.2.3. Estimación de pérdidas en terreno 6-4
6.2.4. Estimación de pérdidas con fórmula de Moritz 6-7

7. MECÁNICA DE SUELOS 7-1

7.1. PERFIL DE SUBSUELO DE FUNDACIÓN 7-3
7.2. CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS 7-4
7.3. ESTABILIDAD DE TALUDES 7-6
7.4. DUREZA DEL SUELO 7-6
7.5. RESUMEN DE RESULTADOS POR OBRA 7-7
7.6. RECOMENDACIONES GENERALES AL SISTEMA DE FUNDACIÓN 7-9

8. CALIDAD DE AGUAS 8-1

8.1. ANÁLISIS DE ANTECEDENTES EXISTENTES 8-1
8.2. ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE RESULTADOS DE MUESTREOS 8-2
8.3. ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO DE RESULTADOS DE MUESTREOS 8-5
8.4. CONCLUSIONES ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUAS 8-6

1. INTRODUCCIÓN

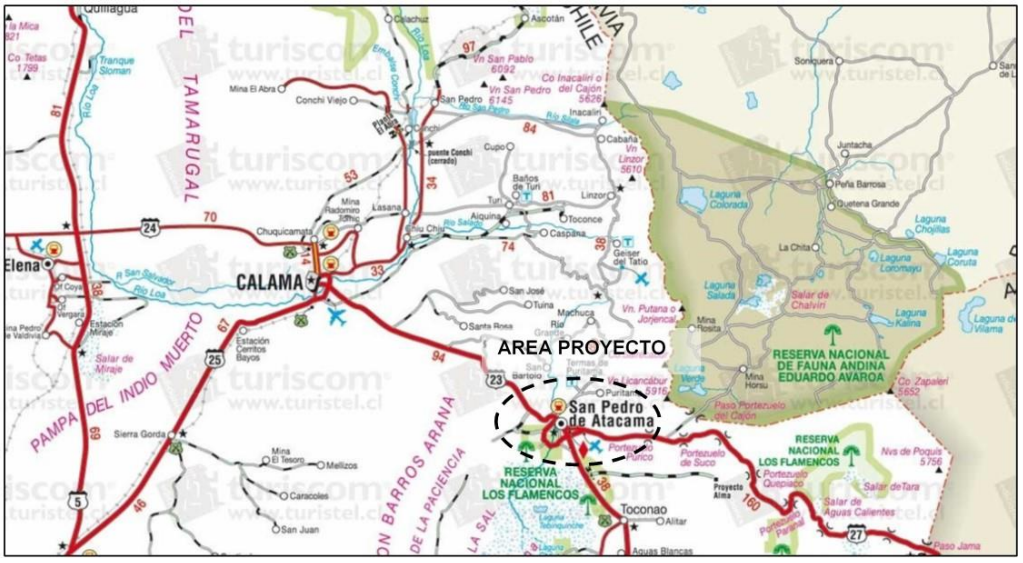
La Comisión Nacional de Riego, en adelante e indistintamente la "CNR" o la "Comisión", tiene como misión institucional asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país, mediante la formulación, implementación y seguimiento de una Política Nacional de Riego que genere estudios, programas, proyectos y fomento al riego y drenaje, que contribuyan al uso eficiente del recurso hídrico en riego, que propenda a mejorar la seguridad del riego y aporte al desarrollo de la agricultura nacional, en un marco inclusivo, participativo, sustentable y equitativo de los/as agricultores/as y de las organizaciones de regantes.

Sobre la base de lo anterior y en cumplimiento de la misión y objetivos antedichos, se ha efectuado el llamado a Licitación Pública del estudio denominado "Diagnóstico y mejoramiento riego extrapredial Ayllus río Vilama", Código BIP 40005747-0.

La zona en estudio se ubica en la comuna de San Pedro de Atacama, Provincia del Loa, Región de Antofagasta, aproximadamente a 100 km al suroeste de la ciudad de Calama a 2.438 m.s.n.m., cerca del extremo norte del salar de Atacama, entre los 22°22′ S y los 24°21′ S de latitud y entre los 67°00′ O y los 68°40′ O de longitud.

En la imagen siguiente se presenta la ubicación de la zona en estudio.

Figura N° 1-1 Ubicación general del área en estudio



Fuente: Elaboración Propia

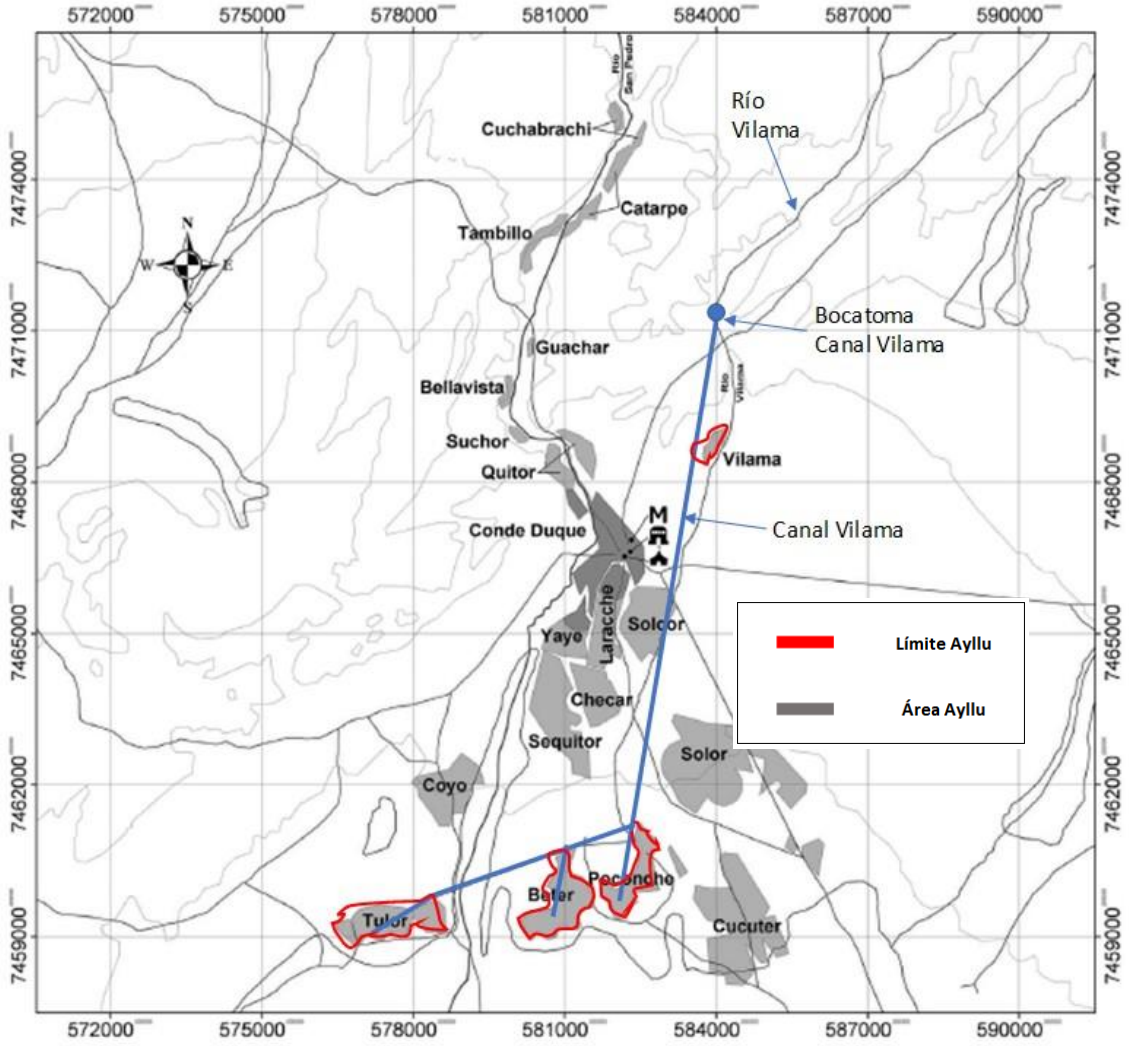
El límite estudio corresponde a la zona de captación, conducción y distribución de las aguas del sistema Vilama, el cual capta las aguas desde el río Vilama, distribuyéndolas por medio de una serie de canales de riego y tranques a los siguientes Ayllus miembros de la Asociación de Regantes y Agricultores del Río Vilama:

1. Vilama
2. Poconche
3. Beter
4. Tulor

Los Ayllus de San Pedro de Atacama, denominados así por ser tradicionalmente unidades socioterritoriales de familias, se caracterizan por ser agrupaciones de tierras aisladas con bosques, que en su interior contienen estructuras prediales en las que se practica la agricultura bajo riego. Estas "islas" de bosques y tierras fértiles, son pequeños oasis rodeados de tierras de desierto. Cada unidad territorial puede contener uno o más ayllus que estuvieron ocupados, y en la mayoría de los casos lo siguen estando, por linajes y relaciones de parentesco entre familias atacameñas que han heredado las tierras de sus ancestros o las han adquirido personas de otros pueblos.

En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de los Ayllus con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama.

Figura Nº 1-2 Croquis de Ayllus y Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

Realizar un diagnóstico y propuestas de mejoramiento de la infraestructura extrapredial del sistema de riego de los ayllus río Vilama.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes pluviometría, fluviometría, hidrológicos, climáticos, legales y organizacionales, productivos, métodos de riego e infraestructura intra y extrapredial de la cuenca.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la infraestructura extrapredial de captación, conducción, distribución y almacenamiento recogiendo las necesidades de los agricultores y de las comunidades indígenas, con relación a la infraestructura de riego extrapredial y sus obras de riego, para los distintos ayllus que componen la cuenca del Salar de Atacama.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la agricultura a través de un diagnóstico productivo, catastro de superficie de regantes (ha), tipo de cultivos, rendimientos, precio de venta (encuesta simple).

- ✓ Caracterizar el estado de situación actual en cuanto a las componentes organizacionales, legales, patrimoniales y ambientales del área regada por el sistema San Pedro.

- ✓ Preparar la elaboración de proyectos, de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, sistema de monitoreo y control de caudales, considerando variables del tipo legal (ubicación de sitios idóneos para los tranques), arqueológicas (trazado de canales), zonas patrimoniales, zona típica (Monumentos Nacionales), etc.

- ✓ Actualizar las propuestas de turnos de riego con y sin proyecto.

- ✓ Desarrollar una metodología de priorización de infraestructura a construir y/o mejorar.

2.3. OBJETIVOS DEL TOMO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes de pluviometría, fluviometría e hidrológicos para la elaboración del estudio hidrológico el cual determinara el caudal para el diseño de las obras de riego.

- ✓ Desarrollar el diagnóstico de la condición actual de la infraestructura de riego.

- ✓ Realización de la restitución aerofotogramétrica de los Ayllus de Beter y Poconche, con una superficie aproximada de 290 Ha, sobre la base del vuelo efectuado por la CNR en el año 2012.

- ✓ Desarrollo de los trabajos de terreno que permitan efectuar el correcto dimensionamiento de las obras de mejoramiento del riego acordadas en conjunto entre la CNR, los regantes y SMI. Los trabajos de terreno considerados corresponden a los siguientes:

    - Catastro de la infraestructura de riego
    - Campañas de Aforos
    - Levantamientos topográficos de canales y bocatoma
    - Levantamiento perfiles topobatimétricos
    - Levantamientos topográficos puntuales.
    - Calicatas, ensayos de laboratorio y mecánica de suelos.
    - Toma de muestras de calidad de aguas

3. TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

3.1. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA

En el **Anexo Tomo 2** se presenta la información referente a la restitución aerofotogramétrica del área de estudio de Vilama, la cual corresponde a una ampliación de la información existente en una superficie aproximada de 190 ha.

3.2. ENLACE A RED GEODÉSICA NACIONAL.

Para el desarrollo de los trabajos topográficos en los estudios básicos de Diagnóstico y Mejoramiento de Riego para Vilama se desarrolló una "*Poligonal Principal*", compuesta por los vértices IGM SPAT – BT-V1 – VIL1 – SPA-17 y VIL2, cubriendo todos los sectores a estudiar.

Básicamente corresponde a una "poligonal cerrada" cuyo vértice inicial es el Vértice Sirgas SPAT, considerando además el vértice SPA-17, perteneciente a la CNR como parte del estudio anterior desarrollado por la empresa Arrau.

En total esta poligonal considera 5 vértices, de los cuales 2 de ellos corresponden a puntos existentes.

Figura N° 1 : Poligonal Principal Vilama

Fuente: Elaboración propia

Para el amarre a la red geodésica nacional se utilizó el vértice denominado SPAT, correspondiente a un vértice Sirgas del IGM y ubicado en el sector del Mirador Piedra del Coyote.

Sus coordenadas fueron obtenidas del certificado emitido por el IGM y que se presentó en el anexo correspondiente del estudio anterior del año 2012, y desarrollado por la empresa Arrau.

A partir de estos datos y coordenadas se apoyó la poligonal principal y que servirá para el desarrollo de todos los trabajos a realizar tales como levantamientos de Bocatoma, canales y otros posteriores.

Figura N° 2 : Certificado de Coordenadas Vértice Sirgas IGM SPAT

IGM 7.5-4.0.1
Revisión : 4

IGM
INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR
"Cartografía Oficial del Estado de Chile"

CERTIFICADO DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS PLANAS Y ALTURA

Fecha, 07 de diciembre de 2012
OT N° 1620 - 12

Solicitadas por : **GEOCEN**

Datum : SIRGAS
Elipsoide : GRS-80
Unidad : N, E y Altura en metros.

Nombre de la Estación	Coordenadas Geográficas Latitud	Longitud	Coordenadas Planas Norte	Este	Altura Elipsoidal	Altura NMM	Zona
SAN PEDRO DE ATACAMA (SPAT)	22° 54' 55,9735"	68° 14' 47,5319"	7.465.631,154	577.265,590	2841,4109	—	19

NOTA : Las coordenadas entregadas en este certificado estan referidas a la época: 2002.0
Los Valores de coordenadas son vigentes hasta el 26 de Febrero de 2010

EJERCITO DE CHILE - INSTITUTO GEOGRAFICO MILITAR - SUBDIRECCION COMERCIAL

PABLO VENTURA ALARCON
Jefe Asesoría Técnica
Sub Dirección Comercial

Salón de Ventas - Calle Dieciocho 369, Santiago - Teléfonos: (56-2) 410 93 60 / 410 93 63 - Fax: (56-2) 699 04 16
Email: ventas@igm.cl - Web: www.igm.cl

Fuente: Estudio Arrau Ingenieros. Año 2012

Figura Nº 3 : Vértice IGM – SPAT

Fuente: Elaboración propia

- Sistema de Referencia

El sistema de referencia a utilizar en este estudio corresponde a UTM, Huso 19, con Datum de Referencia SIRGAS, equivalente en términos prácticos a utilizar el Sistema WGS84.

- Amarre a Vértice SPAT

Como se mencionó anteriormente el punto de origen de las coordenadas correspondió al vértice SIRGAS denominado SPAT y ubicado en el sector del Mirador Piedra del Coyote cercano a San Pedro de Atacama.

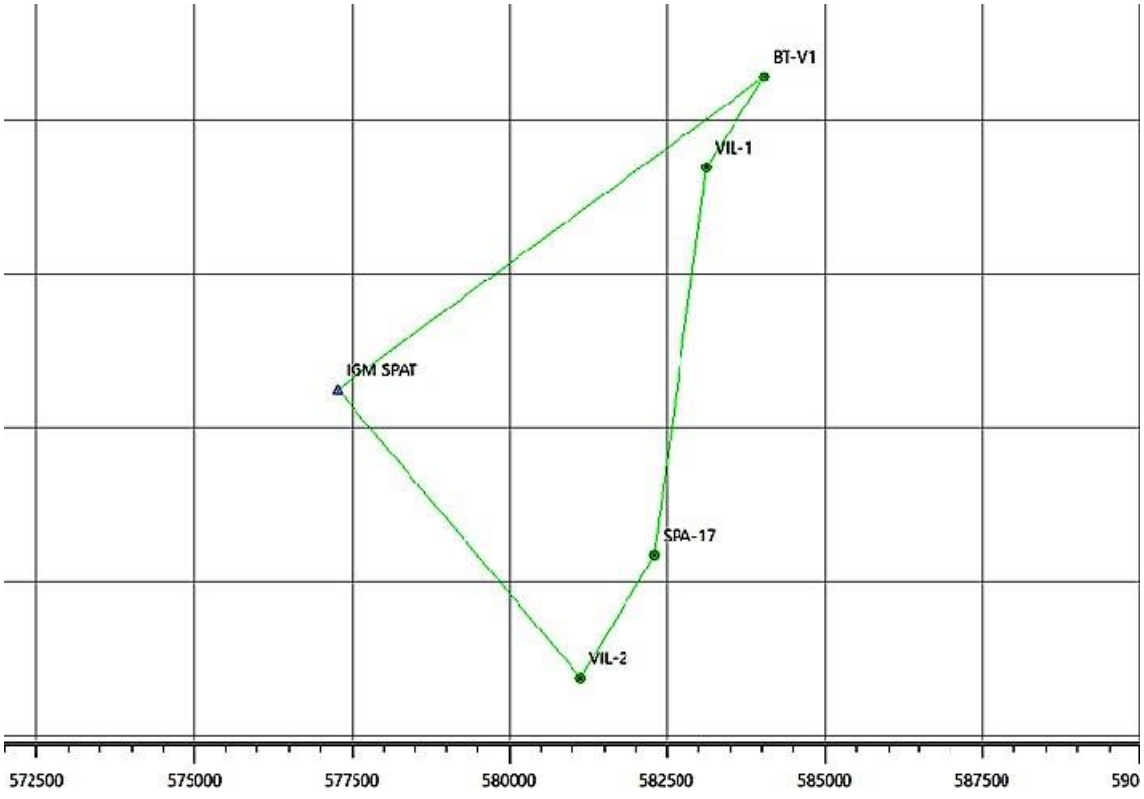
A partir de este vértice se apoyó la Poligonal Principal en los puntos BT-V1, VIL1, SPA-17 y VIL2, formando un polígono cerrado y dando rigidez a la figura desarrollada.

Para determinar las coordenadas se utilizaron equipos GPS de doble frecuencia en método "*Estático*" y con sesiones de al menos 1 horas.

El sistema de referencia o Datum a utilizar en el cálculo de las coordenadas corresponde al SIRGAS. Esta poligonal se presenta en coordenadas UTM y posteriormente en coordenadas planas para la ejecución de los levantamientos menores, replanteos y otros.

La figura siguiente muestra, en planta, la poligonal y los puntos de amarre utilizados.

Figura N° 4 : Amarre a Vértice IGM SPAT



Fuente: Elaboración propia

- Instrumental Utilizado

Los instrumentos utilizados en las distintas etapas de este trabajo fueron un Nivel Digital y dos equipos GPS geodésicos de doble frecuencia.

Tanto el nivel como las bases nivelantes se encontraban debidamente certificados y con las siguientes características:

- Nivel Digital marca Trimble Dini 03, serie N° 741073.
- Equipos GPS Geodésicos marca Topcon modelo Hiper V
- Trípodes, miras, bases y otros.

En el **Anexo Tomo 2** se presentan los certificados del instrumental utilizado.

- Construcción de PRs

Para materializar los PRs antes mencionados estos se construyeron de acuerdo a las Especificaciones Técnicas de la CNR, es decir, de hormigón de 0.30 * 0.30 * 0.50 m con fierro central de Ø 12mm. Para la construcción de los monolitos se utilizó hormigón preparado tipo H20 marca Presec de Melón.

3.3. POLIGONAL PRINCIPAL

3.3.1. Vinculación en Coordenadas

Para el traslado de coordenadas se utilizaron tres equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

Las mediciones del amarre al IGM y de la Poligonal Principal fueron realizadas entre los días 18, 19 y 20 de enero de 2019 con los equipos antes mencionados con periodos de grabación de 5 segundos, y mediciones continuas y simultaneas de 1 hora para todos los vértices de la poligonal, además de coberturas de más de 8 satélites normalmente y buenas geometrías PDOP (menores que 3), utilizando un ángulo de corte de 5 grados. El proceso de medición fue hecho en el método "Estático" con post-proceso.

3.3.1.1. Proceso de la Información

El proceso de la información se realiza mediante el software Magnet Tools, que realiza cálculos en método estático, stop and go, y cinemático. En las condiciones de proceso posterior de los vectores y coordenadas, se utilizó el ***Datum Sirgas***, que solicita usar la Comisión Nacional de Riego para este proyecto.

En el **Anexo Tomo 2** se presenta los archivos Rinex, Planillas, Resúmenes de Coordenadas y Planillas de Nivelación concernientes a la poligonal principal.

Tabla N° 3-1 Tiempos de Medición Puntos Poligonal Principal

Nombre Punto	Tipo de Antena	Altura de Antena (m)	Método Altura Ant.	Hora Inicio	Tiempo Stop	Duración	Método
VIL-1	Hiper V	1.506	Inclinada	18-01-2019 15:09	18-01-2019 16:58	1:49:00	Estático
VIL-1	Hiper V	1.506	Inclinada	18-01-2019 17:22	18-01-2019 18:41	1:19:15	Estático
IGM SPAT	Hiper V	1.539	Inclinada	18-01-2019 15:24	18-01-2019 16:41	1:17:15	Estático
BT-V1	Hiper V	1.572	Inclinada	18-01-2019 15:28	18-01-2019 16:40	1:12:20	Estático

Nombre Punto	Tipo de Antena	Altura de Antena (m)	Método Altura Ant.	Hora Inicio	Tiempo Stop	Duración	Método
SPA-17	Hiper V	1.51	Inclinada	18-01-2019 17:21	18-01-2019 18:41	1:19:50	Estático
SPA-17	Hiper V	1.51	Inclinada	20-01-2019 9:54	20-01-2019 10:55	1:00:55	Estático
IGM SPAT	Hiper V	1.638	Inclinada	20-01-2019 11:20	20-01-2019 12:23	1:03:10	Estático
VIL-2	Hiper V	1.633	Inclinada	20-01-2019 9:54	20-01-2019 10:56	1:01:50	Estático
VIL-2	Hiper V	1.633	Inclinada	20-01-2019 11:19	20-01-2019 12:23	1:03:30	Estático

Fuente: Elaboración propia

En base a las coordenadas de origen del vértice IGM SPAT se comprobó el error de cierre o diferencia en el mismo punto de origen. Los valores resultantes son:

Tabla N° 3-2 Errores de Cierre Vinculación en Coordenadas Poligonal Principal

Nombre Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Elevación (m)
BT-V1	7470705,881	584031,873	2528,815
IGM SPAT	**7465631,154**	**577265,590**	**2603,667**
IGM SPAT Chko	7465631,158	577265,589	2603,649
SPA-17	7462925,679	582290,828	2406,030
VIL-1	7469226,428	583114,069	2532,215
VIL-2	7460942,083	581135,181	2393,595
Diferencias en IGM SPAT:	-0,004	0,001	0,018

Error de cierre lineal: $\sqrt{0{,}004^2 + 0{,}001^2} = 0{,}004$m
Distancia recorrida: 24.951,619 m
Precisión Obtenida: 1: 6.237.905

De acuerdo a la exigencia del Manual de Procedimientos para una poligonal primaria o geodésica, y considerando el instrumental utilizado, la tolerancia de cierre máximo permitido cuando se parte desde un punto conocido y se cierra en el mismo, es de 2 partes por millón (PPM) o 1:500.000, esto respecto de la relación entre el error de cierre calculado con la longitud del circuito medido.

Por lo tanto, el error de cierre y la precisión obtenida cumple con la tolerancia permitida.

Sobre la base de lo anterior, se tienen las coordenadas definitivas compensadas a utilizarse en la Poligonal Principal. Esta información se presenta en la tabla e imágenes siguientes.

Tabla Nº 3-3 Vértices Poligonal Principal – Coordenadas UTM

PUNTO	COORDENADAS UTM		ALTURA ORTOMETRICA	COTA GEOMETRICA
	NORTE	ESTE		
BT–V1	7,470,705.881	584,031.873	2,528.815	2,527.025
IGM SPAT	7,465,631.154	577,265.590	2,603.667	----------
SPA–17	7,462,925.679	582,290.828	2,406.030	2,404.428
VIL–1	7,469,226.428	583,114.069	2,532.215	2,530.454
VIL–2	7,460,942.079	581,135.182	2,393.613	2,391.997

Cota SPA-17 : Estudio Arrau año 2012

Tabla N° 3-4 Poligonal de Enlace a IGM – Coordenadas UTM

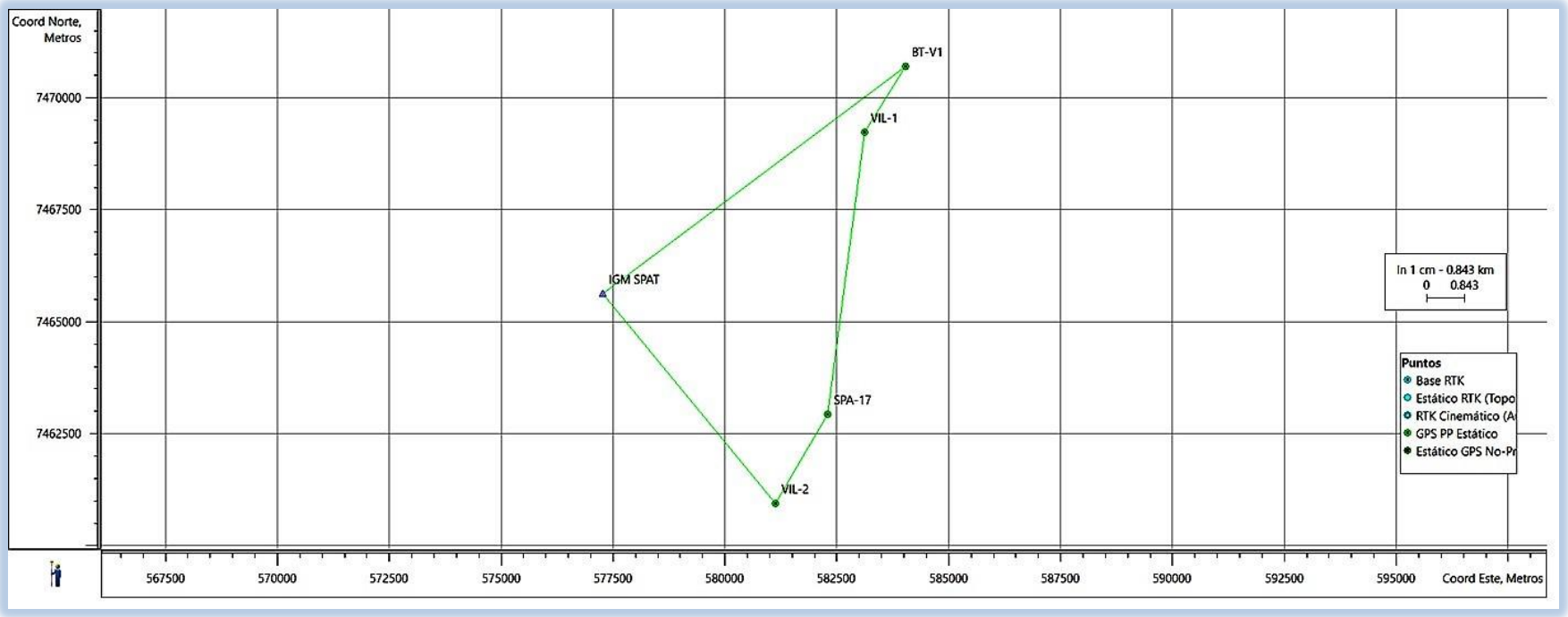
Observaciones GPS													
Nombre	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	EMC Horiz	Vert EMC	Distancia (m)	Tipo Antena Base	Método Altura Ant Base	Tipo Solución	Satélites GPS	Satélites GLONASS	Épocas	PDOP
BT-V1–IGM SPAT	-5074,727	-6766,283	74,423	0,003	0,006	8464,353	Hiper V	Inclinada	Fijo	11	7	868	1,471
BT-V1–VIL-1	-1479,453	-917,804	3,287	0,001	0,002	1742,272	Hiper V	Inclinada	Fijo	11	7	868	1,471
IGM SPAT–VIL-2	-4689,075	3869,592	-210,208	0,002	0,004	6087,586	Hiper V	Inclinada	Fijo	8	7	756	1,83
SPA-17–VIL-1	6300,749	823,241	126,531	0,002	0,004	6360,078	Hiper V	Inclinada	Fijo	12	4	947	1,557
SPA-17–VIL-2	-1983,596	-1155,647	-12,558	0,001	0,002	2297,33	Hiper V	Inclinada	Fijo	8	6	731	1,771

Puntos de Control						
Nombre#$Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Elevación (m)	Latitud	Longitud	ALtura Elip (m)
IGM SPAT	7465631,154	577265,590	2603,667	22°54'55.97347"S	68°14'47.53194"W	2641,409

Resumen Punto							
Nombre#$Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Latitud	Longitud	ALtura Elip (m)	Ondulacón de Geoide (m)	Elevación (m)
BT–V1	7470705,881	584031,873	22°52'09.77998"S	68°10'51.00513"W	2566,985	38,171	2528,815
IGM SPAT	7465631,154	577265,590	22°54'55.97347"S	68°14'47.53194"W	2641,409	37,742	2603,667
SPA–17	7462925,679	582290,828	22°56'23.08478"S	68°11'50.61172"W	2443,741	37,711	2406,030
VIL–1	7469226,428	583114,069	22°52'58.05323"S	68°11'22.92640"W	2570,272	38,057	2532,215
VIL–2	7460942,079	581135,182	22°57'27.79024"S	68°12'30.81054"W	2431,200	37,588	2393,613

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 5 : Poligonal de Enlace



Fuente: Elaboración propia

3.3.2. Nivelación de PR's y Vinculación en Cota

A partir del Vértice de partida **IGM PN 4-B-69**, se procedió a ligar el resto de los puntos mediante nivelaciones cerradas. Todos los PRs se han ubicado aproximadamente a 2 kilómetros uno de otro.

En el **Anexo Tomo 2** se presenta las planillas y resúmenes de esta nivelación.

Figura Nº 6 : Vértice IGM - PN 4-B-69

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 7 : Certificado de Coordenadas y Cota PN IGM B4 69 1956

IGM 7.5-4.U.4
Revisión : 3

IGM
INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR
Cartografía Oficial del Estado de Chile

CERTIFICADO DE PILARES DE NIVELACIÓN
CON VALORES DE ALTURA

Fecha, 14 de noviembre de 2012
OT N° 1620 - 12

Solicitadas por : **M & R GEOMENSURA EIRL.**

Unidad : **Cota referida al nivel medio del mar (en metros)**

Linea	Numero de Pilar	Año	Coordenadas Geográficas Latitud	Longitud	Cota
B4	69	1956	22° 59' 50"	68° 9' 49"	2,437.913

NOTA : **Las coordenadas entregadas en este certificado son solo referenciales.**

EJERCITO DE CHILE - INSTITUTO GEOGRAFICO MILITAR - SUBDIRECCION COMERCIAL

PEDRO VEGA VERA
Asesor Técnico
Sub Dirección Comercial

Salón de Ventas - Calle Dieciocho 369, Santiago - Teléfonos: (56-2) 410 93 60 / 410 93 63 - Fax: (56-2) 699 04 16
Email: ventas@igm.cl - Web: www.igm.cl

Fuente: Instituto Geográfico Militar (IGM) – Arrau Ingenieros, Año 2012.

- Instrumental Utilizado

Los instrumentos utilizados en las distintas etapas de este trabajo fueron un Nivel Digital y dos equipos GPS geodésicos de doble frecuencia.

Tanto el nivel como las bases nivelantes se encontraban debidamente certificados y con las siguientes características:

- Nivel Digital marca Trimble Dini 03, serie N° 741073.
- Equipos GPS Geodésicos marca Topcon modelo Hiper V
- Trípodes, miras, bases y otros.

En el **Anexo Tomo 2** se presentan los certificados del instrumental utilizado.

- Construcción de PRs

Para materializar los PRs antes mencionados estos se construyeron de acuerdo a las Especificaciones Técnicas de la CNR, es decir, de hormigón de 0.30 * 0.30 * 0.50 m con fierro central de Ø 12mm. Para la construcción de los monolitos se utilizó hormigón preparado tipo H20 marca Presec de Melón.

- Nivelación Geométrica Cerrada

Todos los monolitos construidos fueron nivelados geométricamente mediante nivelación cerrada, verificándose que el cierre estuviese dentro del rango especificado.

La tolerancia máxima admisible para una nivelación corriente está determinada por la expresión:

$$e = \pm 0.01 * \sqrt{k}$$

Donde **e** corresponde al error de cierre expresado en metros y **k** a la distancia total del recorrido, medido en kilómetros.

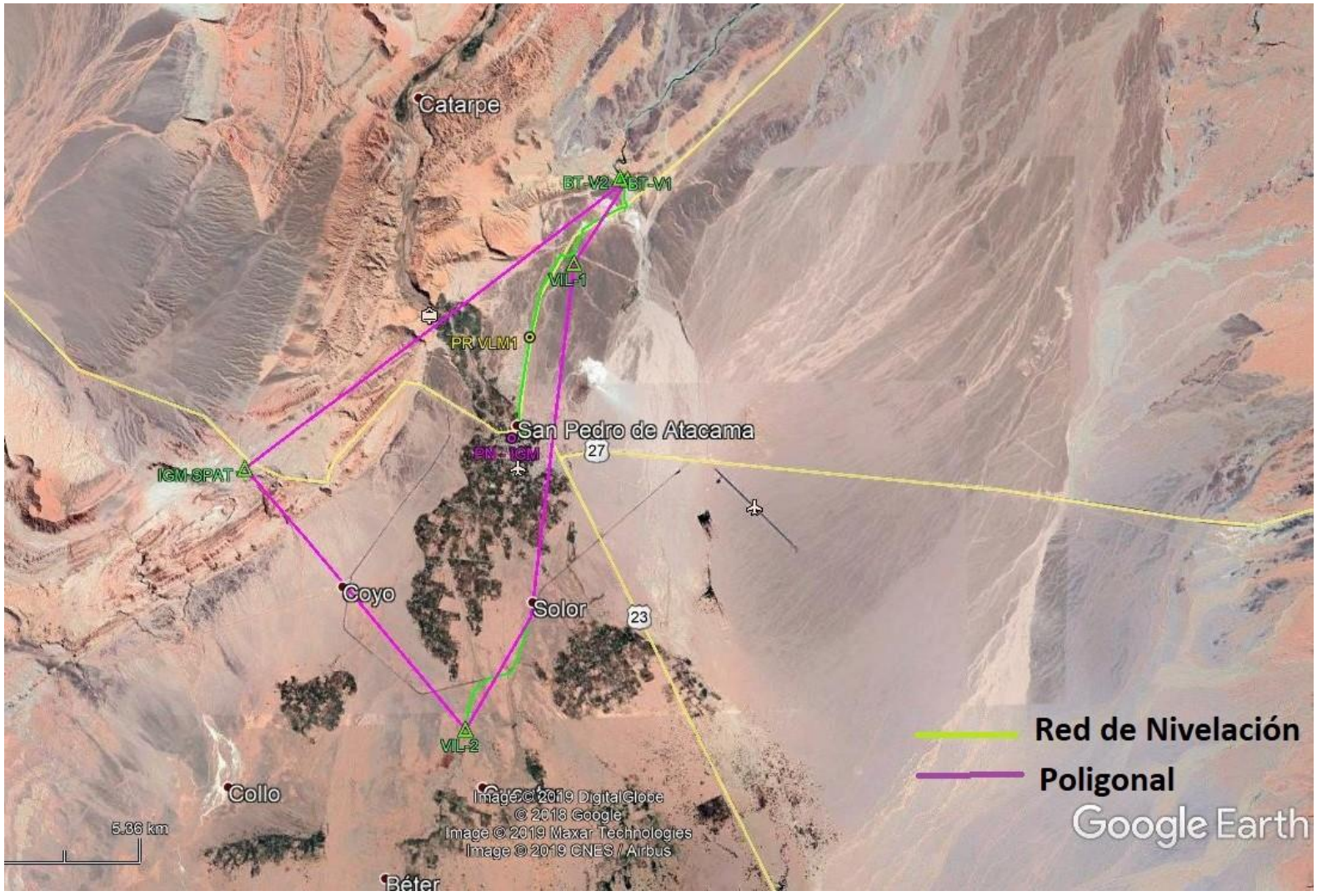
A continuación, se presenta tabla con los resultados obtenidos.

Tabla N° 3-5 Tabla de Desnivel y Cota Nivelación

VERTICES		DESNIVEL		ERROR CIERRE	DESN. PROM.	COTA
DE	A	IDA	VUELTA			
PN-B4 69 1956						**2437.913**
PN-B4 69 1956	PR-VLM1	32.837	-32.829	0.008	32.833	**2470.746**
PR-VLM1	BT-V2	47.469	-47.465	0.004	47.467	**2518.213**
BT-V2	BT-V1	8.811	-8.812	-0.001	8.812	**2527.025**
SPA-17						**2404.428**
SPA-17	VIL-2	-12.428	12.434	0.006	-12.431	**2391.997**

Fuente: Elaboración propia

Figura N° 8 : Redes de Nivelación



Fuente: Elaboración propia en base a imagen google earth

3.4. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

3.4.1. Levantamiento Bocatoma Vilama

El primero de los levantamientos topográficos realizado corresponde a la Bocatoma del Canal Vilama. Para esto se materializó un nuevo PR en el sector de manera que permitiera la realización del levantamiento actual o futuros trabajos.

El nuevo PR materializado corresponde a *BT-V2* y se encuentra junto a la obra de la Bocatoma. A partir de *BT-V1 y BT-V2* se realizó el levantamiento con Estación Total en un área aproximada de 0.3 Hectáreas y con una densidad de puntos acorde a la escala solicitada 1:500.

La base final de datos para este Levantamiento se presenta en el Anexo Tomo 2.

Figura N° 9 : Área de Levantamiento Bocatoma

Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

3.4.1.1. Apoyo PRs Bocatoma Vilama (Poligonal Secundaria)

Con el fin de efectuar el levantamiento topográfico en la bocatoma del canal Vilama, se materializó un nuevo PR, denominado BT V-2, el cual se encuentra junto a la obra de la bocatoma. Debido a la cercanía y la visibilidad con la poligonal principal, no fue necesario materializar otro Vértice.

A partir de la Poligonal Principal desarrollada en la zona y antes descrita, se procedió a ligar planimétrica y altimétricamente el PR BT V-2. Generándose una poligonal secundaria.

Para el traslado de coordenadas y cota se utilizaron dos equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass. Las coordenadas se determinaron a partir de los vértices BT V-1 y VIL-1 como parte de la poligonal principal, formando un triángulo con el vértice BT V-2.

Las mediciones de amarre a la Poligonal Principal fueron realizadas el día de 11 de Julio de 2019 con los equipos antes mencionados con periodos de grabación de 5 segundos, y mediciones continuas y simultaneas de 30 minutos, además de coberturas de más de 8 satélites normalmente y buenas geometrías PDOP (menores que 3), utilizando un ángulo de corte de 5 grados. El proceso de medición fue hecho en el método "Estático" con post-proceso.

El proceso de la información se realiza mediante el software Magnet Tools, que realiza cálculos en método estático, stop and go, y cinemático. En las condiciones de proceso posterior de los vectores y coordenadas, se utilizó el ***Datum Sirgas***, que solicita usar la Comisión Nacional de Riego para este proyecto.

En las tablas siguientes se presentan los tiempos de medición utilizados por cada punto de la poligonal secundaria así creada y los errores de cierre obtenidos.

Tabla N° 3-6 Tiempos de Medición Puntos Poligonal Secundaria Apoyo BT Vilama

Nombre Punto	Tipo de Antena	Altura de Antena (m)	Método Altura Ant	Hora Inicio	Tiempo Stop	Duración	Método
BT-V1	Hiper V	1.590	Inclinada	19-01-2019 11:27	19-01-2019 12:07	**0:40:20**	Estático
BT-V2	Hiper V	1.595	Inclinada	19-01-2019 11:27	19-01-2019 12:07	**0:40:05**	Estático
BT-V2	Hiper V	1.569	Inclinada	05-09-2019 11:16	05-09-2019 11:48	**0:31:45**	Estático
VIL-1	Hiper V	1.640	Inclinada	05-09-2019 11:12	05-09-2019 11:59	**0:47:00**	Estático

Fuente: Elaboración propia

En base a las coordenadas del vértice VIL-1 se comprobó el error de cierre o diferencia en el mismo punto VIL-1. Los valores resultantes son:

Tabla N° 3-7 Errores de Cierre Vinculación en Coordenadas Poligonal Secundaria Apoyo BT Vilama

Nombre Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Elevación (m)
BT-V1	7470705,881	584031,873	2528,815
BT-V2	7470709,893	583936,142	2520,007
VIL-1	7469226,420	583114,066	2532,226
VIL-1	**7469226,428**	**583114,069**	**2532,215**
Diferencias en VIL-1:	0,008	0,003	-0,011

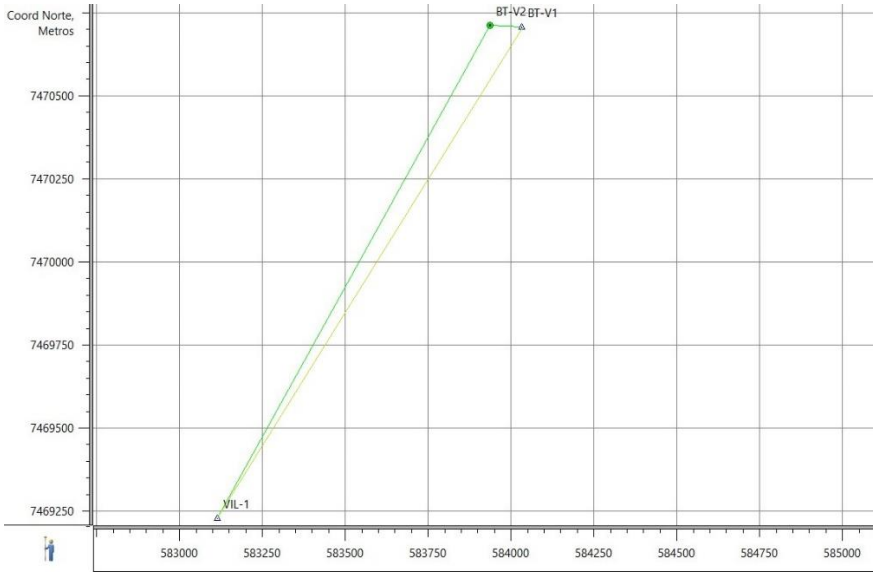
Error de cierre lineal: $\sqrt{0{,}008^2 + 0{,}001^2} = 0{,}008$m
Distancia recorrida: 1793,572 m
Precisión Obtenida: 1: 224.197

De acuerdo a lo citado en el Manual de Procedimientos, para una poligonal secundaria, e independiente del instrumental utilizado y de la metodología adoptada, la tolerancia es la misma y será del orden de 1:20.000 o 50PPM.

Por lo tanto, el error de cierre y la precisión obtenida cumple con la tolerancia permitida.

El circuito de medición y cierre para validación del procedimiento se presenta en la imagen siguiente, junto con un resumen de las mediciones y resultados obtenidos para esta poligonal secundaria.

Figura N° 10 : Circuito de Medición y Cierre a Vértices BT V-1 y VIL-1



Fuente: Elaboración propia

En el **Anexo Tomo 2** se presentan los archivos Rinex, Planillas, Resúmenes de Coordenadas y Planillas de Nivelación concernientes al apoyo realizado.

Tabla N° 3-8 Amarre a Poligonal Principal Vilama – Coordenadas UTM

Observaciones GPS													
Nombre	dN (m)	dE (m)	dHt (m)	EMC Horiz	Vert EMC	Distancia (m)	Tipo Antena	Método Altura Ant	Tipo Solución	Satélites GPS	Satélites GLONASS	Épocas	PDOP
BT-V1–BT-V2	4.012	-95.732	-8.811	0.001	0.001	96.288	Hiper V	Inclinada	Fijo	5	6	481	2.012
BT-V2–VIL-1	-1483.472	-822.075	12.108	0.001	0.002	1697.284	Hiper V	Inclinada	Fijo	4	3	381	1.695

Puntos de Control						
Nombre Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Elevación (m)	Latitud	Longitud	ALtura Elip (m)
BT–V1	**7470705.881**	**584031.873**	**2528.815**	**22°52'09.77997"S**	**68°10'51.00513"W**	**2566.986**
VIL–1	**7469226.428**	**583114.069**	**2532.215**	**22°52'58.05324"S**	**68°11'22.92640"W**	**2570.272**

Resumen Punto							
Nombre Punto	Coord Norte Cuadrícula (m)	Coord Este Cuadrícula (m)	Latitud	Longitud	ALtura Elip (m)	Ondulacón de Geoide (m)	Elevación (m)
BT–V1	7470705.881	584031.873	22°52'09.77997"S	68°10'51.00513"W	2566.986	38.171	2528.815
BT–V2	7470709.900	583936.144	22°52'09.66656"S	68°10'54.36514"W	2558.164	38.167	2519.997
VIL–1	7469226.428	583114.069	22°52'58.05324"S	68°11'22.92640"W	2570.272	38.057	2532.215

Fuente: Elaboración propia

Tabla Nº 3-9 Cálculo de Coordenadas Topográficas a Partir de Coordenadas UTM

CALCULO DE COORDENADAS TOPOGRÁFICAS A PARTIR DE COORDS. UTM

Datos de Elipsoide:	Radio=	6378137
SIRGAS	f=	0.003353
HUSO 19	Lat. Aprox.=	22.8694

Coordenadas Topográficas de Partida:		Vértice	N	E	Cota	Azimut
	Estación:	BT-V1	7,470,705.881	584,031.873	2,528.815	_
	Calaje:	IGM SPAT	7,465,631.154	577,265.590	2,603.667	259.0334

NOTA: " Coordenadas Topográficas con origen en las coordenadas UTM del vértice BT-V1
y a partir del azimut plano UTM entre los vértices BT-V1 y GPS - SPAT

APOYO BOCATOMA VILAMA

												Coordenadas Topográficas		
Vértice	**Norte UTM**	**Este UTM**	**Cota**	Altura Media	Dist. UTM	XVIII	K	D.Geod.	D.Terr.	(t-T) seg.	Az. Grad.	Az. corregido	**N**	**E**	**Vertice**
BT-V1	7,470,705.881	584,031.873	2528.815			0.01235857				3.17			**7,470,705.881**	**584,031.873**	**BT-V1**
BT-V2	7,470,709.893	583,936.141	2520.007	2524.411	95.816	0.01235857	0.999687	95.846	95.884	0.00	302.6664	302.6664	**7,470,709.896**	**583,936.073**	**BT-V2**
BT-V1	7,470,705.881	584,031.873	2528.815	2524.411	95.816	0.01235857	0.999687	95.846	95.884	0.00	102.6664	102.6664	**7,470,705.881**	**584,031.873**	**BT-V1**

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 3-10 Vinculación en Cota PR´s Bocatoma Vilama

VERTICES		DESNIVEL		ERROR CIERRE	DESN. PROM.	COTA
DE	A	IDA	VUELTA			
BT-V2						2518.213
BT-V2	VIL-1	12.243	-12.239	0.004	12.241	2530.454

Fuente: Elaboración propia

De esta manera el resumen de los vértices considerados se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 3-11 Vértices Poligonal Principal – Coordenadas UTM

PUNTO	COORDENADAS UTM		ALTURA ORTOMETRICA	COTA GEOMETRICA
	NORTE	ESTE		
BT - V1	7.470.705,881	584.031,873	2.528,815	2.527,025
IGM SPAT	7.465.631,154	577.265,590	2603,667	--------
BT-V2	7.470.709,893	583.936,141	2520,007	2.518,213

Fuente: Elaboración propia

3.4.2. Levantamiento Perfiles Topobatimétricos

De acuerdo a lo solicitado en los TR, se realizó el levantamiento de 40 perfiles transversales al Río Vilama, repartidos en 20 perfiles aguas arriba de la Bocatoma y 20 perfiles aguas abajo de la Bocatoma, además de un perfil en el eje de la Bocatoma, cubriendo un total de 2 kilómetros de longitud y con un ancho suficiente para cubrir todo el cauce y fuera del borde del río.

Estos perfiles fueron levantados mediante sistema gnss desde la poligonal principal desarrollada en la zona. Todos los puntos fueron levantados mediante radiación desde un punto base ubicado en algún vértice de la poligonal principal desarrollada para este fin. Debido a lo anterior, no se han efectuado cierres por perfil levantado. Esto ha sido acordado en conjunto con la Inspección Fiscal de la CNR.

Para el cálculo de coordenadas se utilizaron tres equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

La metodología utilizada corresponde a sistema RTK y mediante el software MAGNET FIELD se obtienen las coordenadas directamente de cada punto levantado.

Cada perfil se levantó a una distancia aproximada a los 50 metros uno del otro y se levantaron todos los detalles planimétricos y altimétricos que se fueron encontrando en su desarrollo.

Cada perfil se materializó mediante estacas de 2*2" pintadas de color azul con su identificación de manera de ser ubicadas fácilmente.

En la tabla siguiente se ilustra detalle de km balizado, coordenadas y cota de cada estaca por perfil desarrollado.

Adicionalmente, en el **Anexo Tomo 2** se adjuntan registros de las coordenadas de las estacas y de los puntos levantados por cada perfil.

Tabla N° 3-12 Características de las Estacas de los Perfiles Desarrollados

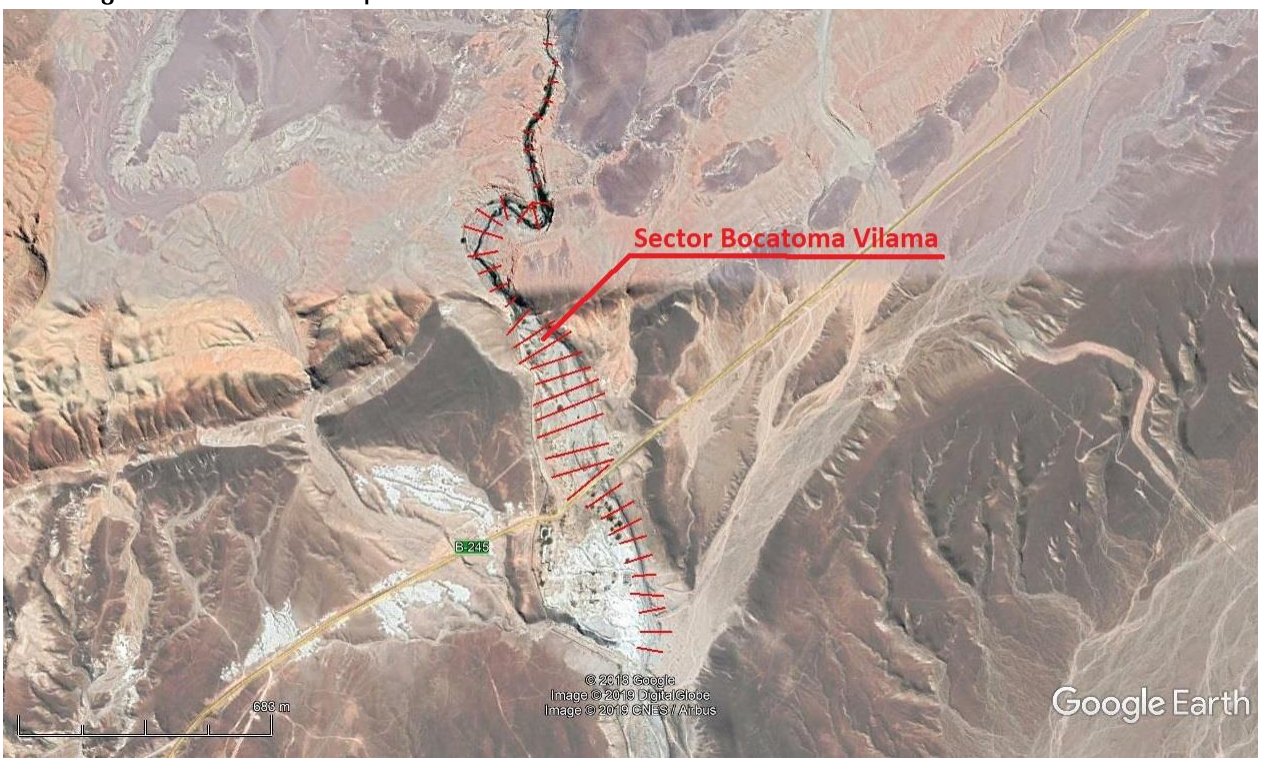
PERFIL N°	KM. BALIZADO	ESTACA IZQUIERDA			ESTACA DERECHA		
		COORDENADAS			COORDENADAS		
		NORTE	ESTE	COTA	NORTE	ESTE	COTA
1	0,000	7471444,414	584034,762	2549,705	7471448,113	584010,267	2551,391
2	0,056	7471399,274	584049,277	2547,809	7471395,510	584034,200	2546,818
3	0,115	7471343,485	584049,854	2549,584	7471347,011	584024,801	2546,902
4	0,161	7471291,230	584034,850	2550,807	7471300,884	584011,669	2546,160
5	0,214	7471246,842	584007,779	2544,285	7471260,906	583982,853	2548,776
6	0,260	7471213,434	583979,266	2541,158	7471214,829	583960,477	2541,501
7	0,314	7471169,500	583978,069	2541,214	7471166,519	583958,189	2541,126
8	0,357	7471120,976	583989,214	2539,373	7471112,843	583967,836	2542,052
9	0,404	7471077,321	584003,379	2538,636	7471069,424	583983,365	2542,080
10	0,457	7471025,154	584026,040	2538,752	7471030,102	583978,300	2540,810
11	0,512	7470956,395	583997,694	2536,685	7471030,102	583978,300	2540,810
12	0,556	7470976,835	583938,634	2535,517	7471030,102	583978,300	2540,810
13	0,605	7470984,673	583912,716	2536,985	7471046,961	583895,489	2540,756
14	0,678	7470970,163	583898,421	2538,013	7471013,192	583831,311	2534,006
15	0,725	7470937,394	583899,712	2535,874	7470967,154	583798,579	2531,817
16	0,766	7470902,956	583886,537	2531,786	7470890,302	583822,946	2525,784
17	0,819	7470864,002	583891,847	2529,544	7470842,242	583834,001	2529,097
18	0,865	7470817,557	583910,150	2524,869	7470795,310	583864,556	2525,383
19	0,916	7470777,899	583929,896	2523,050	7470756,279	583906,044	2521,466
20	0,961	7470748,478	583967,901	2519,946	7470680,597	583906,665	2523,571
21	1,014	7470714,541	584027,699	2528,260	7470647,762	583925,241	2519,725
22	1,071	7470684,417	584068,983	2526,663	7470604,936	583937,927	2521,452
23	1,121	7470636,264	584106,584	2521,590	7470591,038	583968,363	2515,991
24	1,174	7470595,796	584129,726	2514,775	7470550,062	583981,782	2515,981
25	1,220	7470563,494	584152,070	2514,835	7470494,438	583974,573	2515,848
26	1,278	7470525,604	584167,501	2511,829	7470453,291	583980,746	2511,027
27	1,319	7470471,272	584162,674	2508,697	7470407,499	583985,918	2510,988
28	1,366	7470391,993	584177,680	2506,647	7470351,332	584007,775	2508,715
29	1,423	7470347,941	584190,942	2506,426	7470301,020	584022,248	2510,634
30	1,458	7470334,591	584179,627	2506,659	7470239,853	584065,085	2510,915
31	1,495	7470283,779	584214,006	2503,417	7470217,894	584115,644	2503,558

PERFIL N°	KM. BALIZADO	ESTACA IZQUIERDA			ESTACA DERECHA		
		COORDENADAS			COORDENADAS		
		NORTE	ESTE	COTA	NORTE	ESTE	COTA
32	1,540	7470234,951	584243,949	2502,651	7470187,302	584155,779	2501,876
33	1,586	7470188,809	584263,785	2500,778	7470143,723	584174,970	2500,985
34	1,638	7470142,294	584277,704	2499,817	7470121,274	584204,872	2501,783
35	1,684	7470092,107	584293,700	2499,020	7470068,089	584217,443	2500,377
36	1,731	7470038,471	584303,827	2498,564	7470033,638	584249,493	2496,565
37	1,782	7469978,955	584324,254	2497,866	7469987,033	584231,955	2496,230
38	1,834	7469947,815	584327,680	2498,397	7469934,232	584255,974	2494,713
39	1,886	7469883,315	584335,622	2497,200	7469883,076	584267,016	2492,917
40	1,939	7469827,842	584319,990	2495,478	7469840,142	584250,647	2492,158

Fuente: Elaboración propia

Adicionalmente, en el **Anexo Tomo 2** se adjuntan registros de las coordenadas de las estacas y de los puntos levantados por cada perfil.

Figura N° 11 : Perfiles Topobatimétricos Desarrollados en Sector Bocatoma Canal Matriz Vilama



Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

3.4.3. Levantamiento Perfiles Transversales Canal Vilama

De acuerdo a lo solicitado en los TR, se realizó el levantamiento de perfiles transversales a todos los canales del Sistema Vilama, incluido el canal matriz.

Estos perfiles fueron levantados mediante sistema gnss desde la poligonal principal desarrollada en la zona. Todos los puntos fueron levantados mediante radiación desde un punto base ubicado en algún vértice de la poligonal principal desarrollada para este fin. Debido a lo anterior, no se han efectuado cierres por canal levantado. Esto ha sido acordado en conjunto con la Inspección Fiscal de la CNR.

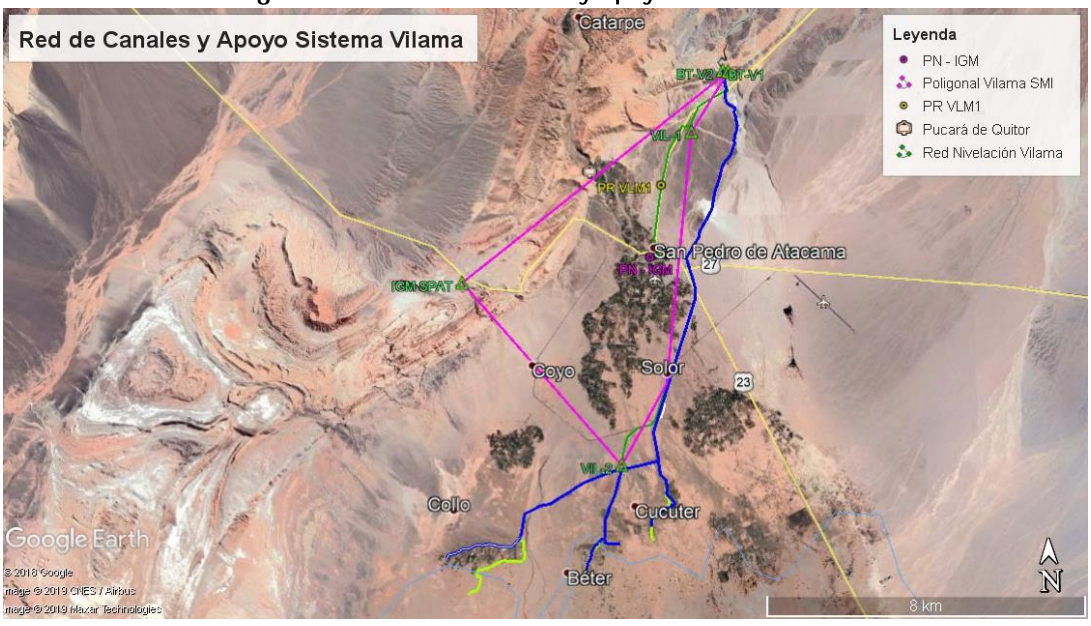
Para el cálculo de coordenadas se utilizaron tres equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

La metodología utilizada corresponde a sistema RTK y mediante el software MAGNET FIELD se obtienen las coordenadas directamente de cada punto levantado.

Cada perfil se levantó a una distancia aproximada a los 20 metros uno del otro y se levantaron todos los detalles planimétricos y altimétricos que se fueron encontrando en su desarrollo, tales como compuertas, sifones, quiebres y saltos en cota.

Adicionalmente, en el **Anexo Tomo 2** se adjuntan registros de las coordenadas de todos los puntos levantados para cada perfil y cada canal.

Figura N° 12 : Red de Canales y Apoyo Sistema Vilama



Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

Finalmente se presenta el cuadro con las longitudes levantadas de canales.

Tabla Nº 3-13 Longitudes de canales levantados

Canales	Longitud (km)
Vilama y Beter	13,40
Poconche	1,04
Derivado Beter	0,20
Tulor	5,56
Total	**20,20**

Fuente: Elaboración Propia.

3.4.4. Levantamiento de Tranques existentes en el Sistema Vilama

El primero de los levantamientos topográficos realizado corresponde al Tranque Existente Vilama, ubicado en el sector del mismo nombre y junto al Canal Matriz del mismo nombre.

Para esto se utilizaron equipos GNSS en modo RTK y a partir del vértice **VIL-1** materializado en la etapa anterior y que forma parte de la "*Poligonal Vilama*" se procedió a realizar el levantamiento de puntos. Este levantamiento cubrió un área aproximada de 0.15 Hectáreas y con un total de 477 puntos acorde a la escala solicitada 1:500.

La base final de datos para este Levantamiento se presenta en el **Anexo Tomo 2**

Para el cálculo de coordenadas se utilizaron dos equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

La metodología utilizada corresponde a sistema RTK y mediante el software MAGNET FIELD se obtienen las coordenadas directamente de cada punto levantado. Se levantaron todos los detalles planimétricos y altimétricos encontrados, tales como compuertas, sifones, quiebres, etc.

En la imagen siguiente se ilustra el área levantada del tranque Vilama.

Figura Nº 3-1 Área Levantada del Tranque Vilama Existente

Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

3.4.5. Levantamiento de Tranques proyectados en el Sistema Vilama

Los levantamientos topográficos realizados corresponden a Poconche, Beter (alternativas 2 y 3) y Tulor, ubicados al sur de la ruta 23CH y junto al Canal Matriz Vilama.

Para esto se utilizaron equipos GNSS en modo RTK y a partir del vértice **VIL-2**, materializado en la etapa anterior y que forma parte de la "*Poligonal Vilama*" se procedió a realizar el levantamiento de puntos para cada alternativa. Estos levantamientos cubrieron un área aproximada de 4.5 Hectáreas y con un total de 2.754 puntos acorde a la escala solicitada 1:500.

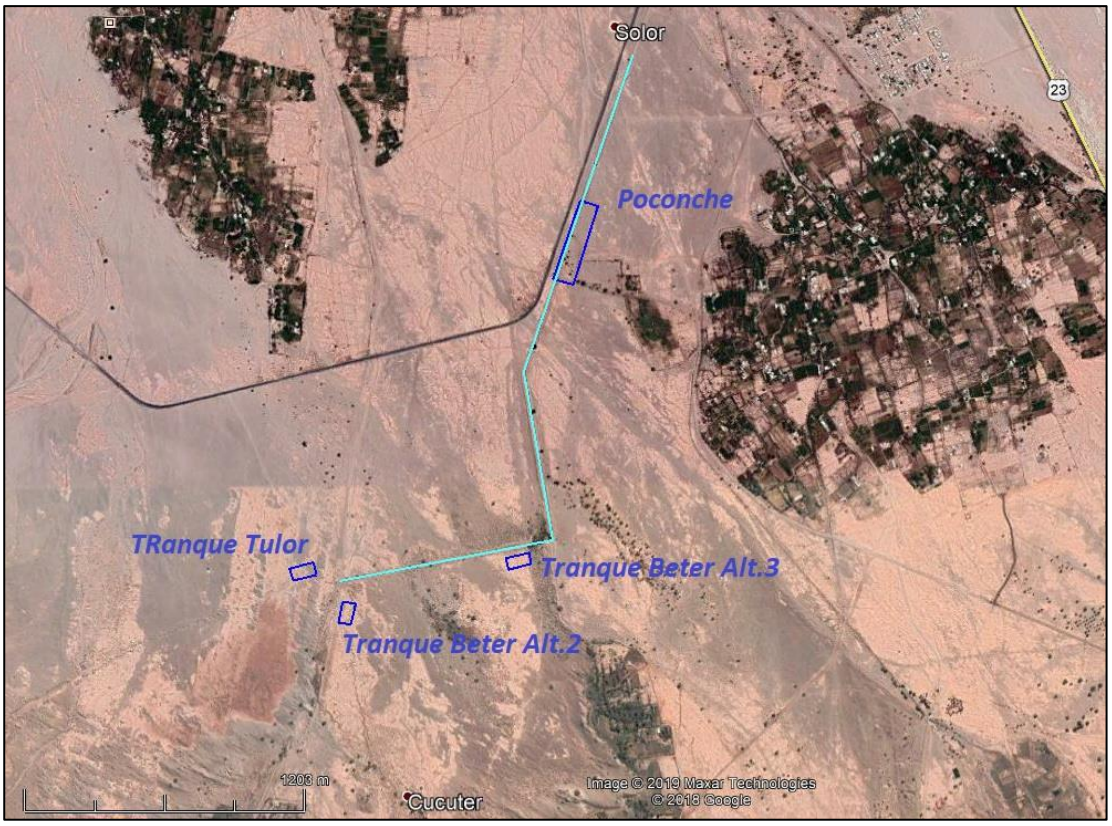
La base final de datos para este Levantamiento se presenta en el **Anexo Tomo 2.**

Para el cálculo de coordenadas se utilizaron dos equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

La metodología utilizada corresponde a sistema RTK y mediante el software MAGNET FIELD se obtienen las coordenadas directamente de cada punto levantado. Se levantaron todos los detalles planimétricos y altimétricos encontrados, tales como compuertas, sifones, quiebres, etc.

En la imagen siguiente se ilustra la ubicación de las áreas levantadas para los tranques a proyectarse en el sistema.

Figura N° 3-2 Áreas Levantadas de Alternativas de Tranques a Proyectar



Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

3.4.6. Levantamiento de Desarenadores proyectados en el Sistema Vilama

Sobre la base de la información generada en las actividades de participación ciudadana del estudio y las propuestas de mejoras a incorporar en el estudio, se ha desarrollado el levantamiento de los siguientes sectores donde se ha proyectado desarrollar mejoras y/o construir nuevos desarenadores, los que servirán de base para la parametrización de los diseños de los mismos a nivel de perfil.

- Desarenador Beter (proyectado).
- Desarenador Poconche (proyectado).
- Desarenador Tulor (existente).
- Desarenador Vilama (existente).

Para esto se utilizaron equipos GNSS en modo RTK y a partir del vértice **VIL-2**, materializado en la etapa anterior y que forma parte de la "*Poligonal Vilama*" se procedió a realizar el levantamiento de puntos para cada alternativa. Estos levantamientos cubrieron un área aproximada de 0,2 Hectáreas y con un total de 624 puntos acorde a la escala solicitada 1:500.

La base final de datos para este Levantamiento se presenta en el **Anexo Tomo 2.**

Para el cálculo de coordenadas se utilizaron dos equipos GPS de doble frecuencia marca **Topcon modelo Hiper V**, de doble frecuencia y código P, además de recepción en sistema Glonass, para garantizar la precisión en los cálculos.

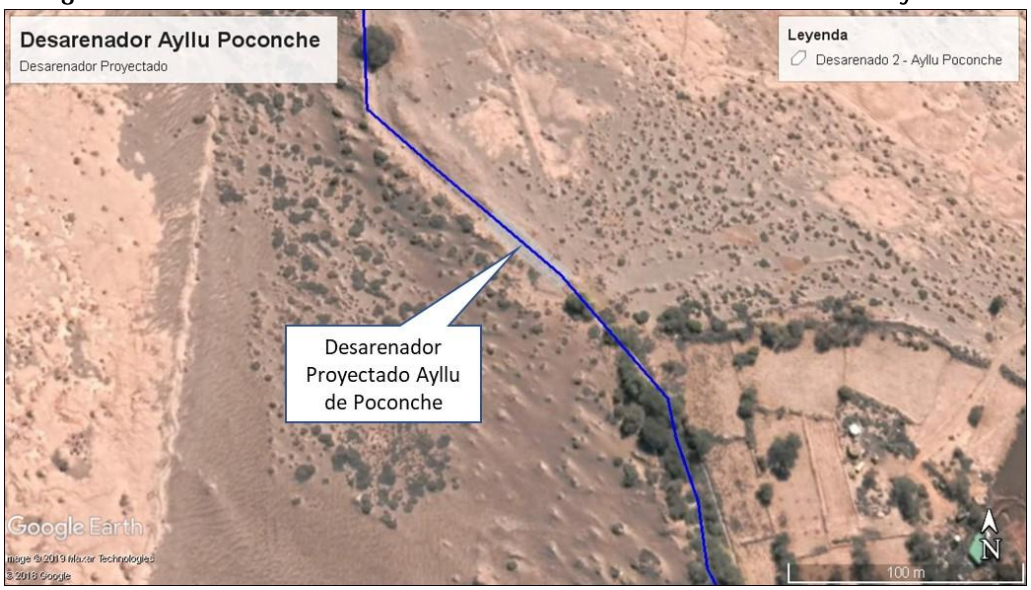
La metodología utilizada corresponde a sistema RTK y mediante el software MAGNET FIELD se obtienen las coordenadas directamente de cada punto levantado. Se levantaron todos los detalles planimétricos y altimétricos encontrados, tales como compuertas, sifones, quiebres, etc.

En las imágenes siguientes se ilustra la ubicación de las áreas levantadas para los desarenadores a proyectarse en el sistema.

Figura N° 3-3 Área Levantada de Alternativa de Desarenador Beter Proyectado

Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

Figura N° 3-4 Área Levantada de Alternativa de Desarenador Poconche Proyectado

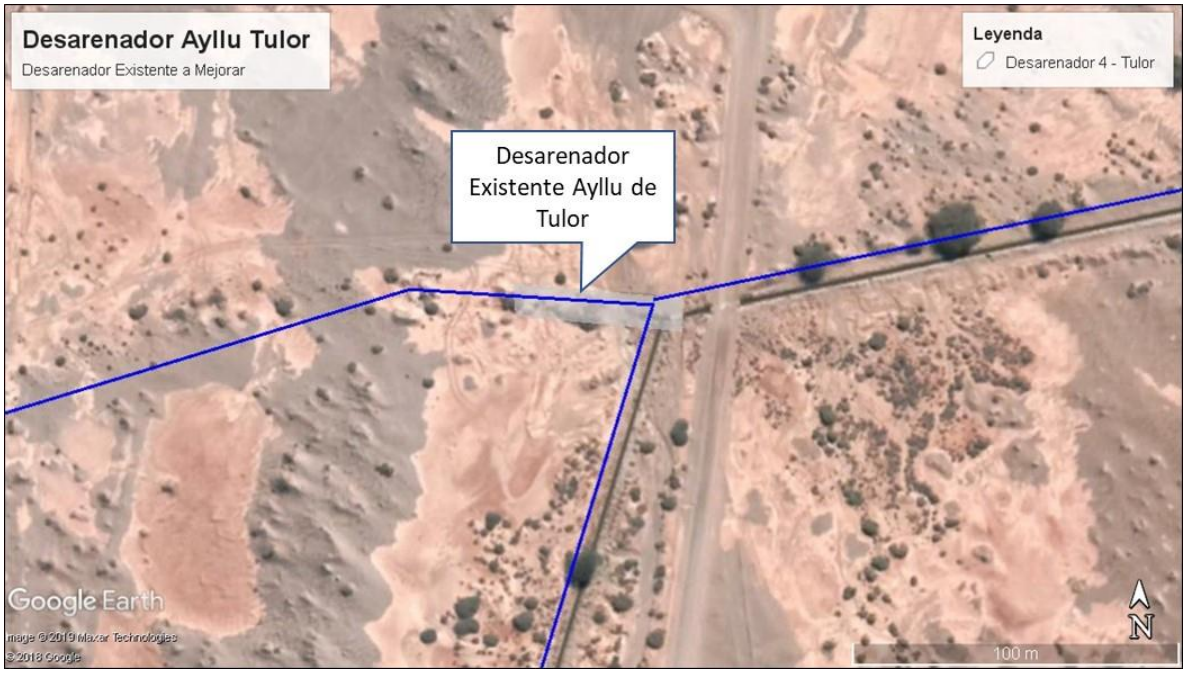


Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

Figura N° 3-5 Área Levantada de Alternativa de Desarenador Vilama Proyectado

Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

Figura Nº 3-6 Área Levantada de Alternativa de Desarenador Tulor Existente



Fuente: Elaboración propia en Base a Imagen Google Earth

En el **Anexo Tomo 2** se encuentra el detalle del desarrollo referente a los estudios de Topografía.

4. HIDROLOGÍA

4.1. INTRODUCCIÓN

Parte importante de los trabajos a desarrollarse en esta etapa tiene relación con la determinación de la caracterización hidrológica de las fuentes hídricas de los canales en estudio, de manera de validar y determinar los caudales pasantes en los distintos puntos de la cuenca y del sistema de riego que pudieran ser de interés para los análisis que se desarrollarán en etapas posteriores del estudio. En forma adicional, para el diseño de las obras de toma y los cruces de quebradas con los canales de riego, se requiere estimar las cantidades de caudal afluente en periodo de crecidas junto con el análisis de sedimentos estimados que llegaran al sitio de las obras, los que pueden separarse en sólidos de fondo y sólidos en suspensión.

De igual manera, se ha incorporado el análisis de los caudales de crecidas en el río Vilama, los que son necesarios para el diseño de las obras de toma correspondiente.

4.2. ASPECTOS HIDROGRÁFICOS

El presente estudio es parte de la cuenca del Salar de Atacama, la que se desarrolla al centro oriente de la II Región de Antofagasta y es la tercera en tamaño, después de la del Loa y de la pampa del Tamarugal. Posee una superficie aproximada de 15.620 km2, con su mayor longitud en sentido N-S de 210 km, y un ancho máximo de 110 km.

Mientras al norte del portezuelo del Cajón la línea divisoria oriental de la cuenca prácticamente coincide con las altas cumbres de la frontera con Bolivia, en 50 km. al sur de dicho portezuelo sigue en toda su extensión en territorio chileno coincidente con una línea de volcanes antepuestos de la Alta Puna, que la separa de cuencas endorreicas menores del altiplano chileno.

Al poniente la cordillera de Domeyko, que en su sector norte recibe el nombre de cordón Barros Arana, la separa de las cuencas arreicas occidentales y de la hoya del río Loa.

La sierra Almeida constituye la divisoria con el salar de Punta Negra.

El fondo de la cuenca del Salar de Atacama está ocupado por el salar propiamente tal, en el cual subsisten algunas lagunas remanentes. La extensión húmeda alcanza aproximadamente a 1.500 km2, lo que representa un 10% de la superficie total, con una altitud media de 2.400 m s.n.m. Constituye la base de equilibrio de una profusa red de drenaje, cuyas principales vías de escurrimiento desembocan en la cabecera norte del salar a través de los ríos San Pedro y Vilama. El río San Pedro es el principal aporte superficial al Salar de Atacama, ya que existen importantes aportes subterráneos por todo el límite oriental, un gran número de pequeños aportes generados en vertientes que caen desde el oriente y también por el extremo sur.

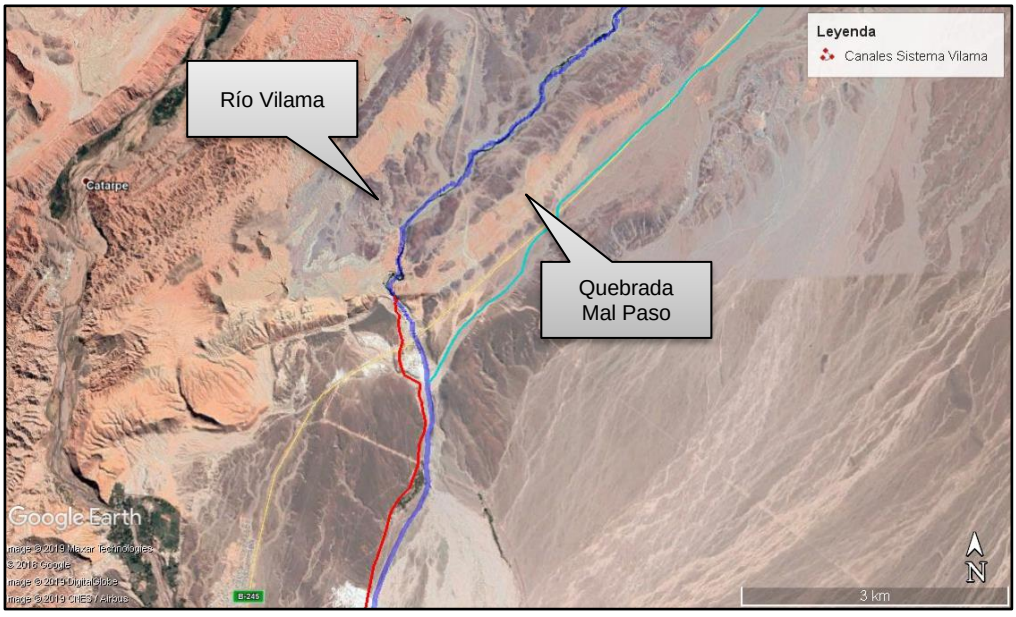
El río San Pedro o Atacama, como se llamaba antiguamente, se genera de la confluencia de los ríos Grande, que viene del noreste, y del Salado o Chuschul, que proviene del noroeste. Esta junta se produce a unos 12 km aguas arriba de la ciudad de San Pedro de Atacama. A su vez, el río Grande proviene de la reunión en la alta cordillera de los ríos Jauna y Putana. El río San Pedro es el principal aporte superficial al salar y el que sustenta la mayor área regada alrededor de la ciudad.

El segundo río en importancia es el Vilama, que en cierto modo, tiene un cauce paralelo al anterior y desemboca unos 5 km al oriente de la desembocadura de aquél. Se origina en Guatín, a unos 22 km al norte de San Pedro de Atacama, producto de la confluencia de los ríos Purifica y Puritana, a 3.370 m de elevación.

Los afluentes generados en vertientes que descienden por el flanco oriental del salar, constituido por un plano inclinado de pendiente fuerte, genera pequeños escurrimientos como las quebradas Jerez, Talabre, Camar y Peine, que dan vida a algunos oasis, entre ellos los de Toconao, de Socaire y Peine. En el extremo sur del salar, la quebrada de Tarajne y Tulán, logran mantener el pequeño oasis de Tilomonte, donde más que cultivos prospera el Algarrobo. Este árbol, junto al Chañar, son los de mayor utilidad y crecen a lo largo de todo el margen oriental del salar, prestando beneficios a los naturales de la región.

El cauce de interés en el estudio es el río Vilama, el cual posee innumerables quebradas adyacentes a lo largo de su cuenca, cuyas de importancia para el proyecto son aquellas que pudiesen interferir en el desarrollo de obras futuras. Se identificó solo una quebrada importante en la zona, denominada Mal Paso, la que se encuentra cercana a la estación pluviométrica Canal Vilama en Vilama, pero por su descarga en la ribera contraría del río esta no provocaría daños al proyecto.

Figura 4-1 Quebrada Mal Paso – Zona Proyecto Canal Vilama



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019.

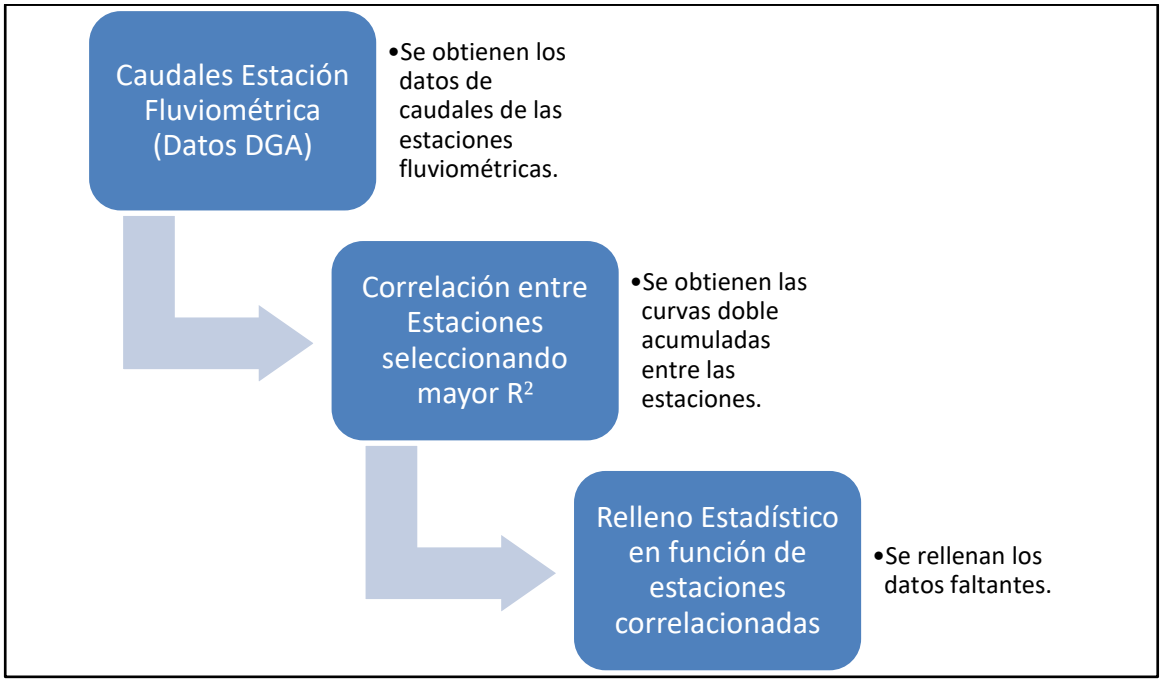
4.3. HIDROLOGÍA – ESTUDIO DE RECURSOS HIDRICOS

4.3.1. Objetivos

El objetivo del estudio es determinar los caudales medios mensuales en la cuenca aportante a los canales pertenecientes al río Vilama, de manera de validar y determinar los caudales pasantes en los distintos puntos de la cuenca y del sistema de riego, que pudieran ser de interés para los análisis que se desarrollarán en etapas posteriores del estudio. Además, estos servirán de base para generar los criterios de diseño de las obras de riego que se proyectarán para diferentes períodos de retorno.

El proceso para determinar los caudales medios mensuales se resume en el siguiente flujograma.

Figura 4-2 Flujograma Determinación Caudales Medios Mensuales en Cuencas



Fuente: Elaboración propia.

4.3.2. Estudio de Recursos Hídricos

4.3.2.1. Análisis Pluviométrico

Se recopila información de precipitaciones medias mensuales en la zona, estableciendo un conjunto de estaciones pluviométricas base, con el fin de determinar un patrón pluviométrico y chequear la consistencia de la estadística del resto de las estaciones.

- Información existente

La información de precipitación se obtiene en base a 11 estaciones aledañas a la zona del proyecto, cuyas características se presentan a continuación:

Tabla 4-1 Estadísticas Precipitaciones

N°	Nombre Estación	Entidad	Coord. UTM (m)		Estado	Años Reg.	Región	Altitud (msnm)
			Este	Norte				
1	Camar	DGA	606057	7410866	Vigente	1979-2017	II	2700
2	Caspana	DGA	581126	7529664	Suspendida	1971-2008	II	3260
3	El Tatio	DGA	601295	7527990	Vigente	1977-2017	II	4370
4	Linzor	DGA	600703	7541412	Vigente	1973-2017	II	4100
5	Toconce	DGA			Vigente	1972-2017	II	3310
6	Salado Embalse	DGA	582062	7535392	Vigente	1975-2017	II	3200
7	Ayquina	DGA	569640	7536478	Vigente	1967-2017	II	3031
8	Río Grande	DGA	585548	7494766	Vigente	1977-2018	II	3250
9	San Pedro de Atacama	DGA	581987	7466178	Vigente	1959-1989 - 2011-2017	II	2450
10	Socaire	DGA	613092	7390963	Vigente	1974-2017	II	3251
11	Toconao Experimental	DGA	602573	7435183	Suspendida	1975-2009	II	2500

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Las estaciones pluviométricas tienen la siguiente ubicación dentro de la región:

Figura 4-3 Ubicación estaciones de precipitación

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Relleno y extensión de estadística

Para rellenar los datos faltantes en las estaciones se utilizan correlaciones lineales de precipitaciones considerando un periodo temporal de un año. La correlación anual a emplear para rellenar los datos de cada estación, se determina en base a los mayores coeficientes de correlación (R^2) hallados entre las series de precipitaciones de las estaciones a ser rellenadas y el resto de las estaciones, en los años concurrentes, considerando solo los años que poseen estadística completa en los 12 meses. Los coeficientes de correlación obtenidos a nivel anual para cada estación a rellenar son los siguientes:

Tabla 4-2 Coeficientes r^2 para precipitación total anual

Estación	Camar	Caspana	El Tatio	Linzor	Toconce	Salado Embalse	Ayquina	Río Grande	San Pedro de Atacama	Socaire	Toconao Experimental
Camar		0,59	0,39	0,53	0,53	0,41	0,49	0,74	0,10	0,76	0,81
Caspana	0,59		0,61	0,67	0,68	0,87	0,92	0,78	0,63	0,44	0,44
El Tatio	0,39	0,61		0,90	0,70	0,72	0,65	0,66	0,18	0,55	0,26
Linzor	0,53	0,67	0,90		0,73	0,70	0,58	0,68	0,07	0,51	0,29
Toconce	0,53	0,68	0,70	0,73		0,71	0,67	0,78	0,30	0,62	0,37
Salado Embalse	0,41	0,87	0,72	0,70	0,71		0,88	0,71	0,38	0,32	0,34
Ayquina	0,49	0,92	0,65	0,58	0,67	0,88		0,77	0,62	0,48	0,43
Río Grande	0,74	0,78	0,66	0,68	0,78	0,71	0,77		0,25	0,63	0,66
San Pedro de Atacama	0,10	0,63	0,18	0,07	0,30	0,38	0,62	0,25		0,14	0,15
Socaire	0,76	0,44	0,55	0,51	0,62	0,32	0,48	0,63	0,14		0,59
Toconao Experimental	0,81	0,44	0,26	0,29	0,37	0,34	0,43	0,66	0,15	0,59	

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Es importante señalar que las estaciones ubicadas en esta zona entregan registros con valores cero, lo cual no indica que la estación no registró datos. Efectivamente puede ocurrir que no haya precipitación entre las fechas de registro, lo que significa que el valor cero es un dato estadístico. Sin embargo, cuando la estadística muestra celdas sin información, es probable que en esa fecha la estación no se encontraba registrando datos.

En caso de no poder rellenar la totalidad de la estadística con una primera revisión, se procede a nuevamente obtener los coeficientes de correlación con parte de la estadística ya rellenada, hasta completar los datos faltantes. En particular, el relleno total se obtuvo en la tercera iteración, cuyos coeficientes de correlación son los siguientes

Tabla 4-3 Coeficientes r^2 para precipitación total anual tercer relleno

Estación	Camar	Caspana	El Tatio	Linzor	Toconce	Salado Embalse	Ayquina	Río Grande	San Pedro de Atacama	Socaire	Toconao Experimental
Camar		0,69	0,52	0,60	0,57	0,57	0,60	0,79	0,32	0,88	0,91
Caspana	0,69		0,74	0,77	0,80	0,90	0,92	0,90	0,50	0,56	0,63
El Tatio	0,52	0,74		0,77	0,78	0,82	0,77	0,79	0,39	0,49	0,44
Linzor	0,60	0,77	0,77		0,81	0,73	0,71	0,79	0,30	0,56	0,50
Toconce	0,57	0,80	0,78	0,81		0,80	0,79	0,85	0,44	0,59	0,52
Salado Embalse	0,57	0,90	0,82	0,73	0,80		0,93	0,82	0,51	0,45	0,50
Ayquina	0,60	0,92	0,77	0,71	0,79	0,93		0,85	0,53	0,49	0,56
Río Grande	0,79	0,90	0,79	0,79	0,85	0,82	0,85		0,47	0,72	0,74
San Pedro de Atacama	0,32	0,50	0,39	0,30	0,44	0,51	0,53	0,47		0,31	0,32
Socaire	0,88	0,56	0,49	0,56	0,59	0,45	0,49	0,72	0,31		0,80
Toconao Experimental	0,91	0,63	0,44	0,50	0,52	0,50	0,56	0,74	0,32	0,80	

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Las estaciones utilizadas para cada uno de los rellenos es la siguiente:

Tabla 4-4 Estación Patrón utilizada en cada relleno

Estación	Primer relleno	Segundo relleno	Tercer relleno
Camar	Socaire	Río Grande	Río Grande
Caspana	Río Grande	Ayquina	Ayquina
El Tatio	Ayquina	Río Grande	Río Grande
Linzor	Río Grande	Toconce	Toconce
Toconce	Ayquina	Río Grande	Río Grande
Salado Embalse	Ayquina	Río Grande	Caspana
Ayquina	Toconce	Caspana	Caspana
Río Grande	Caspana	Ayquina	Toconce
San Pedro de Atacama	Ayquina	Ayquina	Ayquina
Socaire	Camar	Río Grande	Río Grande
Toconao Experimental	Camar	Río Grande	Río Grande

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Luego se genera la distribución mensual de las precipitaciones utilizando estaciones que cuenten con la estadística mensual completa para cada año a rellenar. Este procedimiento se realiza utilizando la siguiente ecuación.

$$P(m_x) = \frac{P(n_x)}{n} * \left[\frac{P(m_a)}{P(n_a)} + \frac{P(m_b)}{P(n_b)} + \ldots + \frac{P(m_n)}{P(n_n)} \right]$$

En donde:

$P(m_x)$ =	Precipitación mensual faltante de la estación de estudio, en milímetros
$P(n_x)$ =	Promedio de las precipitaciones anuales de la estación de estudio, en milímetros
$P(m_a)$, $P(m_b)$, $P(m_n)$ =	Precipitaciones mensuales observadas en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación para la misma fecha que la faltante, en milímetros
$P(n_a)$, $P(n_b)$, $P(n_n)$ =	Promedio de las precipitaciones anuales en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación que se cuenten como parámetros

Finalmente se debe corregir la estadística para los años en que se contaba con información parcial, ponderando los valores mensuales estimados de tal forma que el total anual coincida con los valores estimados previamente.

Los coeficientes de correlación obtenidos para cada estación a rellenar son los siguientes:

Tabla 4-5 Coeficientes de correlación para relleno estadística precipitaciones

Estación a rellenar	Coeficiente de correlación (R^2) con estación Patrón		
	Iteración 1	Iteración 2	Iteración 3
Camar	0,76	0,73	0,79
Caspana	0,78	0,92	0,92
El Tatio	0,65	0,78	0,79
Linzor	0,68	0,74	0,81
Toconce	0,67	0,84	0,85
Salado Embalse	0,88	0,81	0,90
Ayquina	0,67	0,92	0,92
Río Grande	0,78	0,84	0,85
San Pedro de Atacama	0,62	0,52	0,53
Socaire	0,76	0,64	0,72
Toconao Experimental	0,81	0,66	0,74

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

En el Anexo Tomo 2 se encuentra el detalle del relleno de estadísticas de las estaciones con su respectiva información para los 50 años de precipitaciones.

Antes de utilizar la información pluviométrica, es necesario analizar si las mediciones han sido efectuadas en condiciones homogéneas durante el período de registro. Para ello se utiliza el procedimiento denominado curvas másicas o doble acumuladas.

Este método permite detectar cambios en el proceso de recolección de la información ya sea por cambios de exposición y ubicación del instrumento, por modificaciones de la técnica de observación y también por errores instrumentales y de lectura.

Este análisis tiene suma importancia, ya que permite asegurar que los cambios de tendencia en los registros en el tiempo sólo se deben a causas hidrometeorológicas y no a la manera en que se llevan a cabo las observaciones.

Debido a que el análisis de correlación se realiza de manera anual y para tres iteraciones, las curvas doble acumuladas se desarrollan entre la estación a rellenar y la estación Patrón más utilizada por la estación a rellenar, salvo que exista una mejor correlación con otra estación. Los coeficientes de correlación obtenidos mediante este análisis de correlación son los siguientes:

Tabla 4-6 Curvas doble acumulada de precipitación

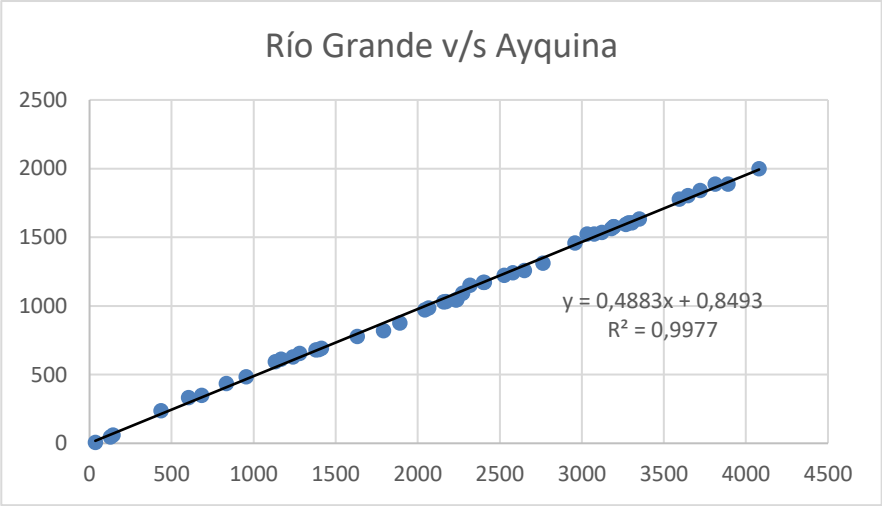
Estación rellenada	Estación Patrón	R^2
Camar	Río Grande	0,997
Caspana	Ayquina	0,998
El Tatio	Río Grande	0,997
Linzor	Toconce	0,998
Toconce	Río Grande	0,999
Salado Embalse	Ayquina	0,998
Ayquina	Caspana	0,998
Río Grande	Ayquina	0,998
San Pedro de Atacama	Ayquina	0,986
Socaire	Camar	0,997
Toconao Experimental	Camar	0,998

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

A pesar de que los valores de R^2 muestran una leve anomalía, igualmente demuestra que las mediciones fueron realizadas en condiciones homogéneas, ya que no se detectan cambios en el proceso de medición, errores instrumentales u otros. Posiblemente, meses sin medición fueron considerados con valores de precipitación cero en la estadística, lo que influiría en los resultados obtenidos.

Como ejemplo, a continuación, se presenta la curva doble acumulada entre la estación Río Grande junto con su estación Patrón Ayquina:

Figura 4-4 Curva doble acumulada de precipitación.



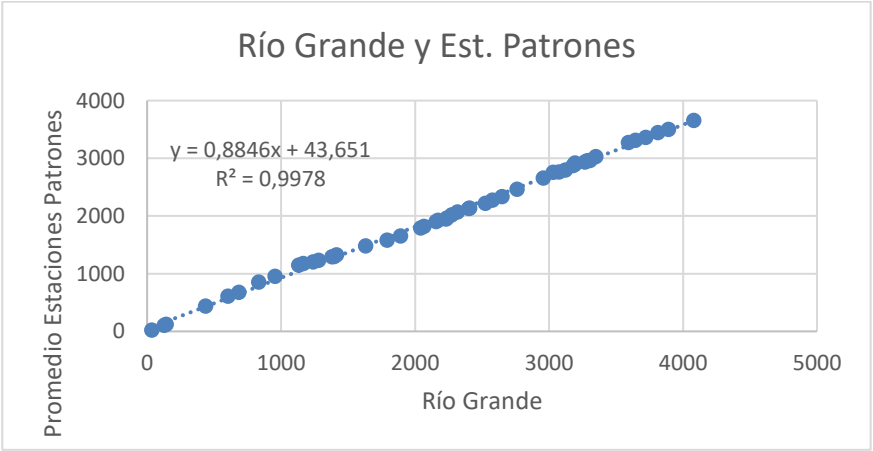
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Pp y curvas acumuladas" de Documento "Relleno Estadistica Pmm.xlsx".

Las curvas doble acumuladas se obtienen para determinar si dos estaciones son homogéneas, lo cual significa que el mismo fenómeno afecta de la misma manera a las dos estaciones. Si son homogéneas, entonces es correcto tomar una estación como patrón de la otra.

Para el caso del gráfico anterior, el coeficiente de correlación tan cercano a 1 indica que efectivamente las tormentas afectaron de igual manera a ambas estaciones.

La siguiente figura muestra la curva doble acumulada obtenida a partir de la estación Río Grande y el promedio entre sus tres estaciones patrones (Caspana, Ayquina y Toconce).

Figura 4-5 Curva doble acumulada de precipitación.



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Comparación Promedios" de Documento "Relleno Estadistica Pmm.xlsx".

Los gráficos presentes en las figuras anteriores indican que hay una buena homogeneización de los datos rellenados en la estación Río Grande. Pruebas de esto son: la tendencia lineal que siguen los datos, su elevado coeficiente de correlación y el hecho de que no se presenta un cambio de tendencia (cambio de pendiente). El mismo comportamiento se puede observar para el resto de las estaciones en el Anexo Tomo 2, Hoja "Comparación Promedios" del Documento "Relleno Estadística Estaciones.xlsx"

Mayor detalle de las curvas doble acumuladas se puede ver en el Anexo Tomo 2. Cabe destacar que la correcta homogeneización de los datos es evidente para los datos faltantes de evapotranspiración, caudal y temperatura.

- Análisis de Frecuencia

Sobre la base de los antecedentes obtenidos al corregir y rellenar los 50 años de estadística de precipitaciones mensuales se procede a realizar el análisis de frecuencia analítico de la estadística anual de precipitaciones, con el fin de obtener las precipitaciones anuales para diferentes probabilidades de excedencia.

Para este análisis de frecuencia se tiene considerado la utilización de las distribuciones probabilísticas Normal, Log Normal, Gumbel, Gamma, Pearson III y Log Pearson III, y dichos ajustes serán verificados mediante los métodos de x^2 y Kolmogorov-Smirnov.

En la Tabla 4-7 se presentan los resultados del análisis de frecuencia con la distribución asignada para cada estación, junto con los resultados obtenidos en cada método de verificación:

Tabla 4-7 Verificación análisis de frecuencia en precipitación

Nombre Estación	Distribución	Kolmogorov-Smirnov	x^2
Camar	Gamma	Aprobado	Rechazada
Caspana	Gamma	Aprobado	Rechazada
El Tatio	Gamma	Aprobado	Aprobado
Linzor	Log Normal	Aprobado	Aprobado
Toconce	Gamma	Aprobado	Aprobado
Salado Embalse	Log Normal	Aprobado	Aprobado
Ayquina	Gamma	Aprobado	Aprobado
Río Grande	Gamma	Aprobado	Aprobado
San Pedro de Atacama	Gamma	Aprobado	Aprobado
Socaire	Gamma	Aprobado	Aprobado
Toconao Experimental	Gamma	Aprobado	Rechazada

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

En los casos donde más de una distribución es aceptada, se considera la distribución donde el método Kolmogorov-Smirnov tenga una menor diferencia, ya que posee mejores resultados que el método x^2 y es un método ampliamente utilizado en hidrología.

Con los análisis de frecuencia realizados, es posible obtener para cada estación las precipitaciones para distintas probabilidades de excedencia. El detalle de lo anterior se puede ver en el Anexo Tomo 2.

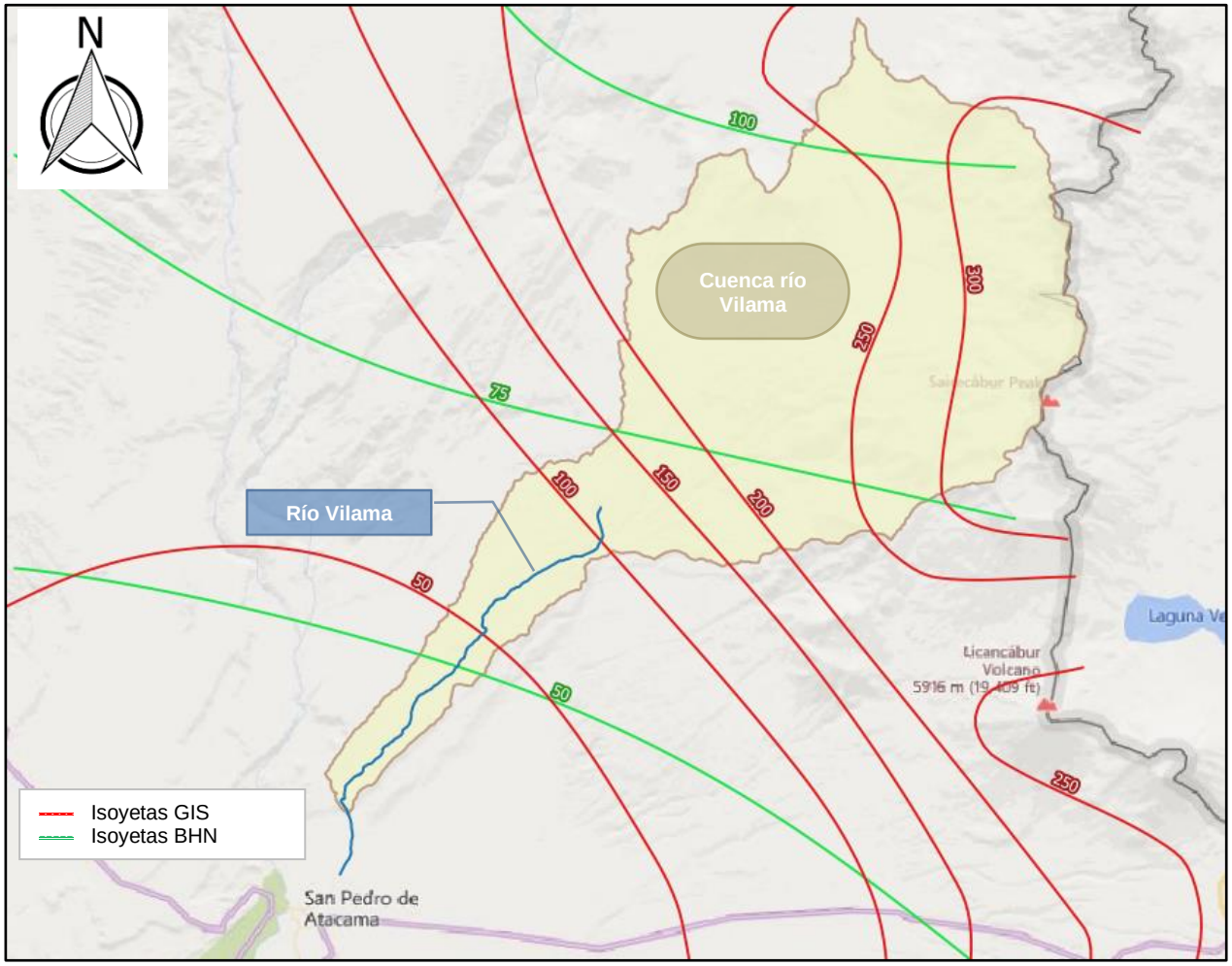
- Curvas isoyetas

Con la estadística completa de las estaciones, se generan las curvas isoyetas de precipitaciones medias anuales, las que se comparan a su vez con el trazado de isoyetas generado en el Balance Hídrico Nacional por la Dirección Nacional de Aguas el año 1988.

Las isoyetas se obtuvieron mediante el software QGIS y la herramienta proveniente de SAGA GIS denominada "Multilevel b-spline interpolation" con la que se obtiene un raster de precipitaciones el cual permite generar las curvas para diferentes intervalos.

Las curvas isoyetas tanto construidas como las del Balance Hídrico Nacional se presentan en la siguiente figura:

Figura 4-6 Mapa isoyetas de precipitación media anual en mm.



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019.

Al comparar las isoyetas se puede ver que en ambos casos hay congruencia respecto a que las precipitaciones son superiores en la zona cordillerana (cerca de la frontera) e inferiores a medida que se recorren la cuenca hacia aguas abajo. Sin embargo, la representatividad de estas en el área superior de la cuenca es claramente inferior con las isoyetas obtenidas debido a la escasa información que existe en los puntos cercanos a la frontera

Por este motivo y dado que las isoyetas presentadas en el Balance Hídrico Nacional se encuentran validadas, se utilizarán sus datos para el desarrollo hidrológico del estudio.

4.3.2.2. Análisis de Temperaturas

Para la generación de la estadística de temperaturas, se contempla el relleno y extensión de las estadísticas de las estaciones existentes en la zona, donde luego se relaciona la estadística obtenida con la altitud de cada estación, obteniendo de esta las curvas isotermas.

- Información existente

La información de temperaturas se obtiene en base a 5 estaciones aledañas a la zona del proyecto, cuyas características se presentan a continuación:

Tabla 4-8 Estadísticas Temperaturas

Nº	Nombre Estación	Entidad	Coord. UTM (m)		Estado	Años Reg.	Región	Altitud (msnm)
			Este	Norte				
1	Calama El Loa	DMC	509829	7512348	Vigente	1968-2017	II	2275
2	El Tatio	DGA	601295	7527990	Vigente	1977-2017	II	4370
3	Linzor	DGA	600703	7541412	Vigente	1973-2017	II	4100
4	Peine	DGA	595137	7380682	Vigente	1974-2017	II	2460
5	San Pedro de Atacama	DGA	581987	7466178	Vigente	1959-1989 - 2011-2017	II	2450

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

La ubicación de las estaciones utilizadas es la siguiente:

Figura 4-7 Ubicación estaciones de temperatura

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Relleno y extensión de estadística

Para rellenar los datos faltantes en las estaciones se utilizan correlaciones lineales de precipitaciones considerando un periodo temporal de un año. La correlación anual a emplear para rellenar los datos de cada estación, se determina en base a los mayores coeficientes de correlación (R^2) hallados entre las series de precipitaciones de las estaciones a ser rellenadas y el resto de las estaciones, en los años concurrentes, considerando solo los años que poseen estadística completa en los 12 meses. Los coeficientes de correlación obtenidos a nivel anual para cada estación a rellenar son los siguientes:

Tabla 4-9 Coeficientes r^2 para temperatura total anual

Estación	San Pedro de Atacama	El Tatio	Calama El Loa	Peine	Linzor
San Pedro de Atacama		0,22	0,67	0,43	0,73
El Tatio	0,22		0,13	0,33	0,00
Calama El Loa	0,67	0,13		0,37	0,49
Peine	0,43	0,33	0,37		0,19
Linzor	0,73	0,00	0,49	0,19	

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

En caso de no poder rellenar la totalidad de la estadística con una primera revisión, se procede a nuevamente obtener los coeficientes de correlación con parte de la estadística ya rellenada, hasta completar los datos faltantes. En particular, el relleno total se obtuvo en la tercera iteración, cuyos coeficientes de correlación son los siguientes

Tabla 4-10 Coeficientes r^2 para temperatura total anual tercer relleno

Estación	San Pedro de Atacama	El Tatio	Calama El Loa	Peine	Linzor
San Pedro de Atacama		0,16	0,73	0,36	0,96
El Tatio	0,16		0,28	0,59	0,13
Calama El Loa	0,73	0,28		0,42	0,72
Peine	0,36	0,59	0,42		0,32
Linzor	0,96	0,13	0,72	0,32	

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Las estaciones utilizadas para cada uno de los rellenos es la siguiente:

Tabla 4-11 Estación Patrón utilizada en cada relleno

Estación	Primer relleno	Segundo relleno	Tercer relleno
San Pedro de Atacama	Linzor	Calama El Loa	-
El Tatio	Peine	Peine	Calama El Loa
Calama El Loa	-	-	-
Peine	San Pedro de Atacama	El Tatio	Calama El Loa
Linzor	San Pedro de Atacama	Calama El Loa	-

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Luego se genera la distribución mensual de las temperaturas utilizando estaciones que cuenten con la estadística mensual completa para cada año a rellenar. Este procedimiento se realiza utilizando la siguiente ecuación.

$$T(m_x) = \frac{T(n_x)}{n} * \left[\frac{T(m_a)}{T(n_a)} + \frac{T(m_b)}{T(n_b)} + \ldots + \frac{T(m_n)}{T(n_n)}\right]$$

En donde:

$T(m_x)$ = Temperatura mensual faltante de la estación de estudio, en milímetros

$T(n_x)$ = Promedio de las temperaturas anuales de la estación de estudio, en milímetros

$T(m_a)$, $T(m_b)$, $T(m_n)$ = Temperaturas mensuales observadas en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación para la misma fecha que la faltante, en milímetros

$T(n_a)$, $T(n_b)$, $T(n_n)$ = Promedio de las temperaturas anuales en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación que se cuenten como parámetros

Finalmente se debe corregir la estadística para los años en que se contaba con información parcial, ponderando los valores mensuales estimados de tal forma que el total anual coincida con los valores estimados previamente.

En el Anexo Tomo 2 se encuentra el detalle del relleno de estadística de las estaciones con su respectiva información para los 47 años de temperaturas.

Antes de utilizar la información de temperatura, es necesario analizar si las mediciones han sido efectuadas en condiciones homogéneas durante el período de registro.

Debido a que el análisis de correlación se realiza de manera anual y para tres iteraciones, las curvas doble acumuladas se desarrollan entre la estación a rellenar y la estación Patrón más utilizada por la estación a rellenar, salvo que exista una mejor correlación con otra estación. Los coeficientes de correlación obtenidos mediante este análisis de correlación son los siguientes:

Tabla 4-12 Curvas doble acumulada de temperatura

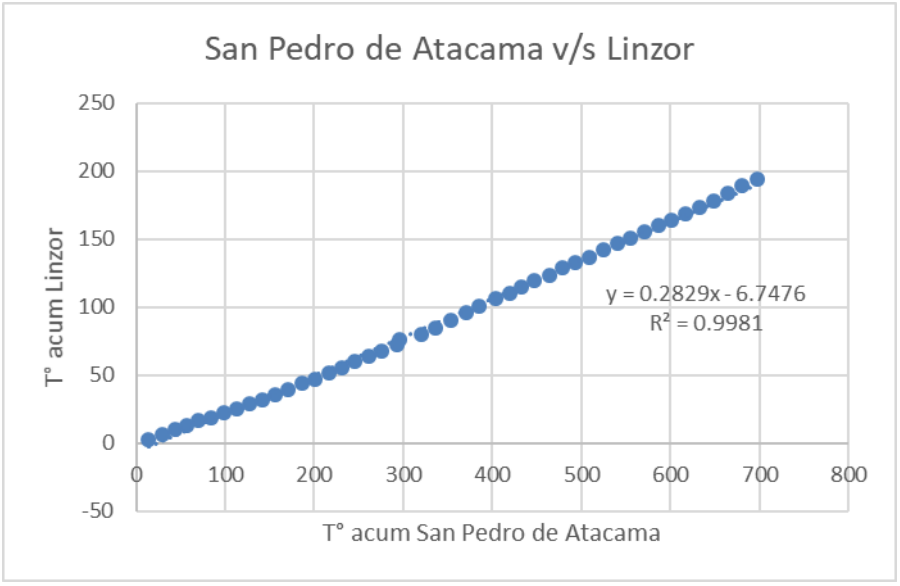
Estación rellenada	Estación Patrón	R^2
San Pedro de Atacama	Linzor	0,998
El Tatio	Peine	0,992
Peine	El Tatio	0,992
Linzor	Calama El Loa	0,997

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "T° y curvas acumuladas" de Documento "Relleno Estadistica Tmm.xlsx".

Esto demuestra que las mediciones fueron realizadas en condiciones homogéneas, ya que no se detectan cambios en el proceso de medición, errores instrumentales u otros.

Como ejemplo, se presenta la curva doble acumulada entre la estación San Pedro de Atacama junto con su estación Patrón Linzor:

Figura 4-8 Curva doble acumulada de temperatura



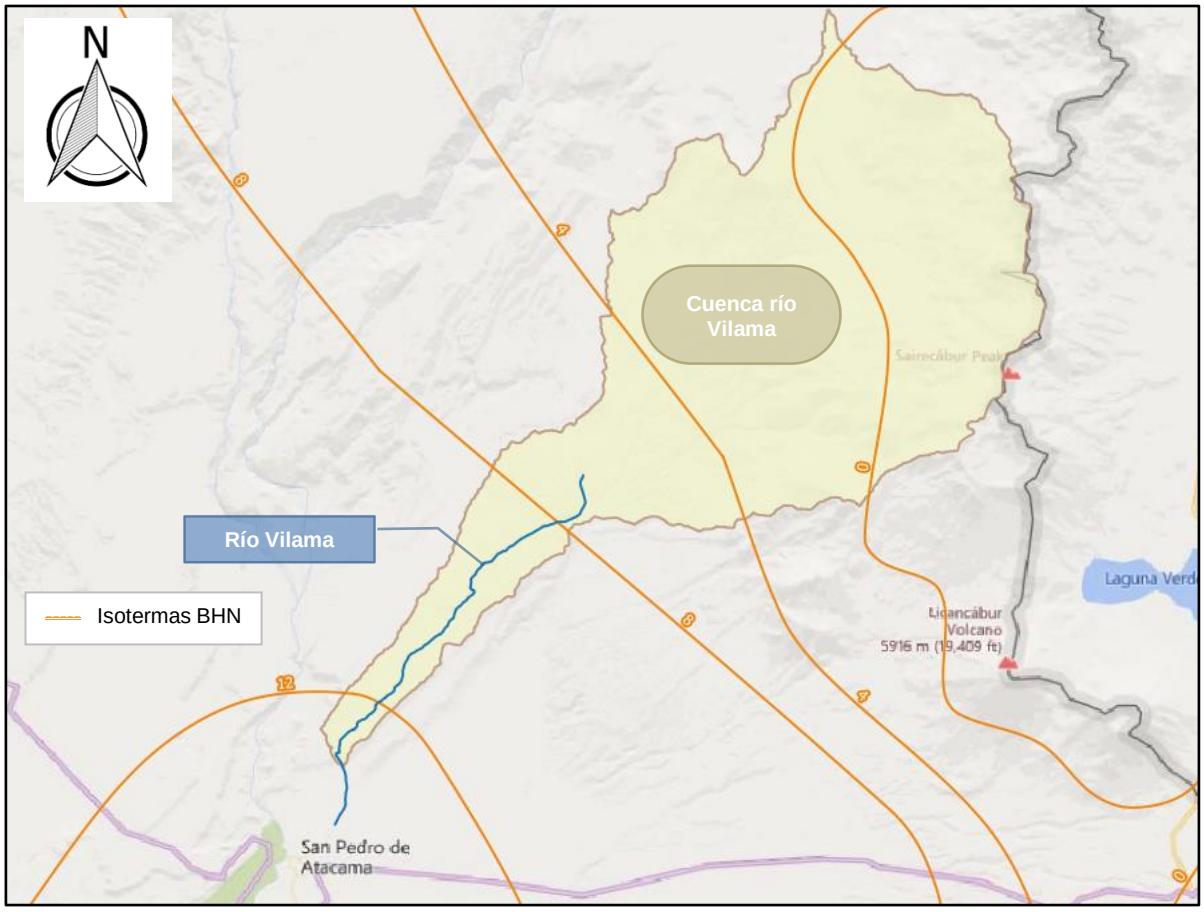
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "T° y curvas acumuladas" de Documento "Relleno Estadistica Tmm.xlsx".

Mayor detalle de las curvas doble acumuladas se puede ver en el Anexo Tomo 2, Ap. 2 Correlación - Relleno Estadística Estaciones.

- Curvas isotermas

Debido a las pocas estaciones de temperatura analizadas, se utilizaron las curvas de isotermas presentadas en el Balance Hídrico nacional para el desarrollo del presente estudio. En la siguiente figura se muestran las isotermas que abarcan la zona del proyecto.

Figura 4-9 Mapa de isotermas en ºC



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

La información que se desprende de la figura anterior nos indica temperaturas inferiores en la zona cordillerana (cerca de la frontera) y superiores en la medida que se recorre la cuenca hacia aguas abajo.

4.3.2.3. Análisis de Evapotranspiraciones

Para la generación de la estadística de evapotranspiraciones en la zona se recurre a las estaciones con información en la red de estaciones del INIA, ya que las estaciones de la DGA no cuentan con información de evapotranspiración.

- Información existente

Las estaciones de la red del INIA poseen en promedio una extensión de 7 años, por lo que su extensión se dificulta. Es necesario señalar que la información de evapotranspiraciones registradas en dichas estaciones, se ha generado en forma empírica sobre la base de la aplicación de la fórmula de Thornthwaite. Producto de lo anterior, para la generación de esta información, se plantea utilizar una relación del tipo empírica, la cual relacione las temperaturas con dicho valor, de manera de relacionar las temperaturas con las evapotranspiraciones.

Las estaciones utilizadas para el análisis se presentan en la siguiente figura.

Figura 4-10 Ubicación estaciones de evapotranspiración

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Relleno y extensión de estadística

El relleno y extensión de la estadística existente no es posible realizarlo utilizando las estaciones existentes, ya que estas poseen solo estadística en los últimos años.

La metodología a emplear para rellenar y extender la estadística se realiza en base a una calibración de resultados obtenidos mediante la ecuación de Thornthwaite con la estadística existente.

Thornthwaite comprobó que la evapotranspiración era proporcional a la temperatura media afectada de un coeficiente exponencial (a). Propuso la siguiente fórmula:

$$e = 16 \cdot \left(10 \cdot \frac{T_{mj}}{I}\right)^{a}$$

Donde:

e : Evapotranspiración mensual sin corregir, en (mm/mes).

T_{mj} : Temperatura media mensual del mes j, en (°C).

I : Índice de calor anual.

a : Parámetro que se calcula en función de I.

El índice de calor anual se obtiene de la sumatoria de los índices de calor i para cada mes j.

$$I = \sum i_j$$

Este índice, a su vez, se calcula de la siguiente forma:

$$i_j = \left(\frac{T_{mj}}{5}\right)^{1{,}514}$$

Tanto para el cálculo de la evapotranspiración mensual sin ajustar (e) como para el índice de calor mensual (i_j), el valor de T_{mj} es igual a cero en aquellos casos en que la temperatura media mensual sea negativa.

El parámetro a se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$a = 675 \cdot 10^{-9} \cdot I^3 - 771 \cdot 10^{-7} \cdot I^2 + 1792 \cdot 10^{-5} \cdot I + 0{,}49239$$

Finalmente, para calcular la evapotranspiración mensual se debe corregir el valor de e obtenido mediante un coeficiente que tenga en cuenta el número de días del mes y horas de luz de cada día del mes, en función de la latitud. Para lo cual se introduce el índice de iluminación mensual en unidades de 12 horas, que deberá multiplicar a la ETP sin corregir (e) para obtener la ETP según Thornthwaite (mm/mes).

$$ETP_{Tho} = e \cdot L_j$$

Donde:

ETP_{Tho} : Evapotranspiración mensual de Thornthwaite corregida, en (mm/mes).

L_j : Factor de corrección que considera el número de días del mes y las horas de sol de los días del mes.

La expresión para determinar L_j es la siguiente:

$$L_j = \frac{N_{dj}}{30} \cdot \frac{N_j}{12}$$

Donde:

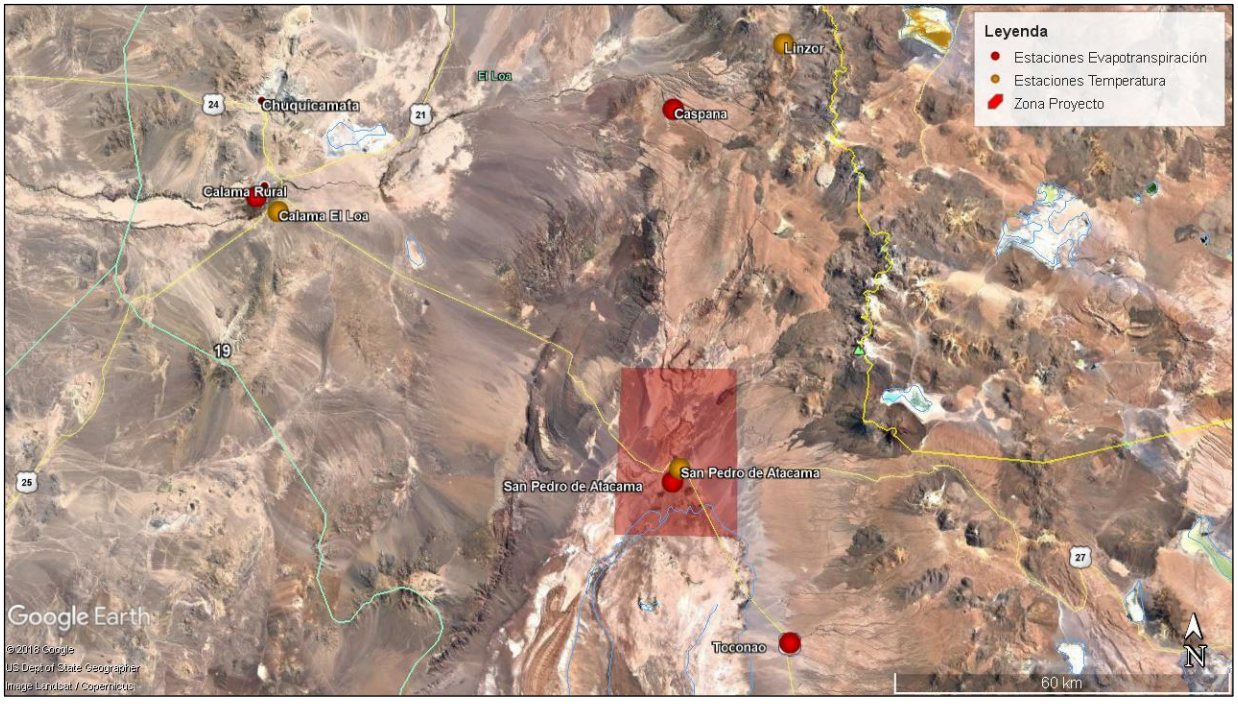
N_{dj} : Número de días del mes j.

N_j : Duración de las horas de sol en los días del mes j, en (hrs).

Una vez obtenidos los valores de ETP_{Tho} para cada mes, se procede a calibrarlos para ser adaptados a las condiciones de la zona. Para esto se obtiene el promedio mensual para todos los años en los que se tengan datos completos de evapotranspiración (provenientes de alguna estación), y se dividen por el promedio mensual de ETP_{Tho} de los mismos años. El valor obtenido corresponde al ajuste y será el valor por el que se multiplicarán los valores de ETP_{Tho} obtenidos para rellenar los datos faltantes.

En la siguiente figura se presenta la ubicación de las estaciones del INIA en conjunto con las estaciones ya rellenadas de temperatura.

Figura 4-11 Ubicación estaciones de evapotranspiración y temperatura



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Las estaciones a rellenar y sus respectivas estaciones de relleno seleccionadas (estaciones de temperatura) son las siguientes:

Tabla 4-13 Estaciones de temperatura utilizadas para rellenar

Estación ETP a rellenar	Estación de Temperatura para rellenar
Calama Rural	Calama El Loa
Caspana	Linzor
San Pedro de Atacama	San Pedro de Atacama
Toconao	San Pedro de Atacama

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Con la base de temperaturas para cada estación de evapotranspiración, se aplica la ecuación de Tornthwaite para luego comparar los resultados con los registrados por las estaciones del INIA, donde se toma el promedio de los años comunes con la estadística de la red del INIA.

Con los resultados obtenidos se genera una estadística de 47 años de extensión.

Se procede a calibrar los datos obtenidos de las estaciones mediante Thornthwaite con su estación más cercana, cuyos factores obtenidos son:

Tabla 4-14 Factor de ajuste estaciones evapotranspiración

Estación	Estación de Tº utilizada	Factor											
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Calama Rural	Calama El Loa	2,00	1,92	2,06	2,18	2,50	3,03	3,21	3,30	2,67	2,34	2,46	2,10
Caspana	Linzor	2,53	2,48	2,50	2,53	2,66	3,00	3,17	3,21	3,09	3,00	3,01	2,81
San Pedro de Atacama	San Pedro de Atacama	2,04	1,96	2,01	2,02	2,08	2,27	2,53	2,70	2,66	2,58	2,46	2,06
Toconao	San Pedro de Atacama	1,93	1,79	1,93	2,04	2,33	2,67	2,97	2,94	2,75	2,50	2,38	2,05

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, "Relleno Estadística ETPmm".

Aplicando los factores obtenidos a la estadística de Thornthwaite generada para las tres estaciones de temperatura, se tienen los 47 años de estadísticas para las 4 estaciones del INIA. El detalle del relleno de estadísticas se puede ver en los tres archivos Excel que se encuentran en la carpeta "Relleno Estadística ETPmm", Anexo Tomo 2.

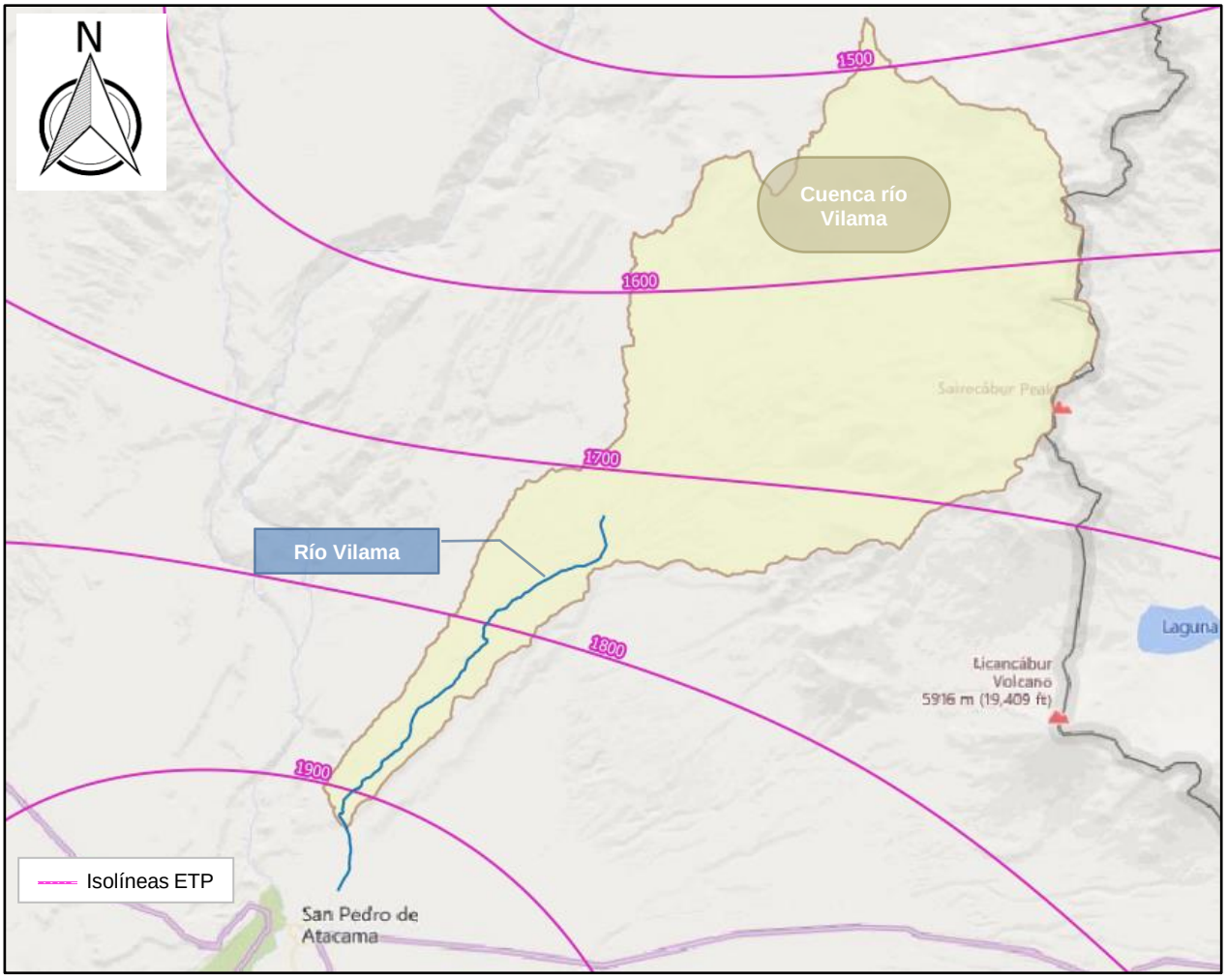
- Curvas isolíneas de evapotranspiración

Se generan isolíneas de evapotranspiración potencial con la información proporcionada por el Mapa de Evapotranspiración del Sistema de Información Integral de Riego ESIIR de la CNR, en la ubicación de las siguientes estaciones meteorológicas que circundan el área del proyecto.

- Ayquina
- Camar
- Caspana
- El Tatio
- Linzor
- Rio Grande
- Salado Embalse
- San Pedro de Atacama
- Socaire
- Toconao Experimental
- Toconce
- Calama El Loa

Las isolíneas de evapotranspiración se obtuvieron mediante el software QGIS y la herramienta proveniente de SAGA GIS denominada "Multilevel b-spline interpolation" con la que se obtiene un raster de evapotranspiraciones el cual permite generar las curvas para diferentes intervalos. Las curvas isolíneas de evapotranspiración potencial total anual obtenidas para zona del proyecto son las siguientes:

Figura 4-12 Mapa de isolíneas de evapotranspiración promedio total anual



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Como se aprecia en la figura anterior, la evapotranspiración potencial aumenta en las zonas cercanas al desierto y alejadas del altiplano.

4.3.2.4. Análisis Fluviométrico

Se recopila información de caudales medios mensuales en la zona, estableciendo un conjunto de estaciones fluviométricas base, con el fin de establecer un patrón fluviométrico y chequear la consistencia de la estadística del resto de las estaciones.

- Información existente

La información de caudales se obtiene en base a solo 2 estaciones debido a la nula correlación existente entre otras cuencas de la región. La característica hídrica de esta zona es única en el país al estar inmersa en la cuenca del Salar de Atacama que es de tipo endorreica. Por lo anterior, la correlación se debió efectuar entre estaciones de las subcuencas inmersas al salar como son la del río San Pedro y la del río Vilama. En cuanto a la estadística de estas estaciones, ninguna posee información totalmente completa para los 35 años a analizar. Las estaciones son las siguientes:

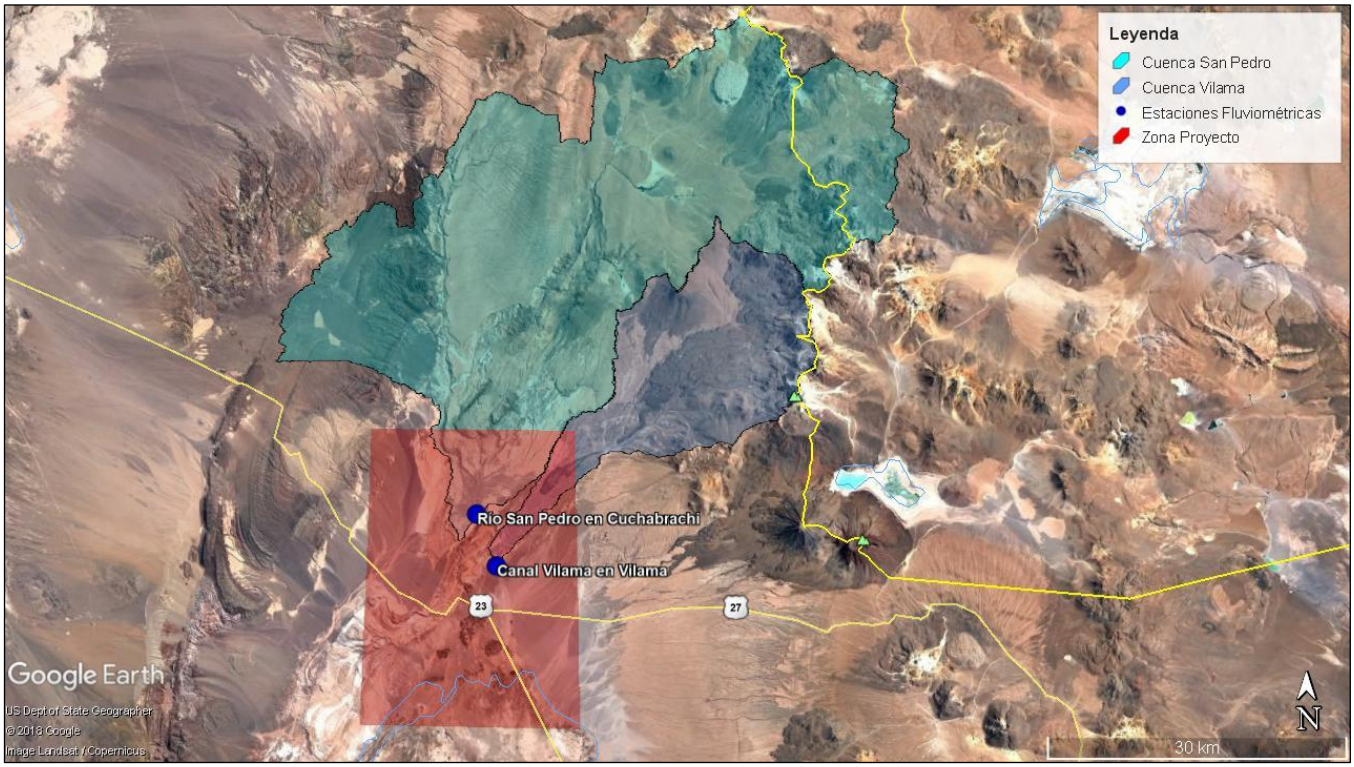
Tabla 4-15 Estadística Caudales

Nº	Nombre Estación	Entidad	Coord. UTM (m)		Estado	Años Reg.	Región	Altitud (msnm)
			Este	Norte				
1	Río San Pedro en Cuchabrachi	DGA	582060	7475533	Vigente	1947-2015	II	2582
2	Canal Vilama en Vilama	DGA	584003	7470302	Vigente	1976-2016	II	2550

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Las estaciones tienen la siguiente ubicación:

Figura 4-13 Ubicación estaciones de caudal



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Relleno y extensión de estadística

Para rellenar los datos faltantes en las estaciones se utilizan correlaciones lineales de caudales considerando un periodo temporal de un año. La correlación anual a emplear para rellenar los datos de cada estación, se determina en base a los mayores coeficientes de correlación (R^2) hallados entre las series de caudales de las estaciones a ser rellenadas y el resto de las estaciones, en los años concurrentes, considerando solo los años que poseen estadística completa en los 12 meses. Los coeficientes de correlación obtenidos a nivel anual para cada estación a rellenar son los siguientes:

Tabla 4-16 Coeficientes r^2 para caudal total anual

Estación	Río San Pedro en Cuchabrachi	Canal Vilama en Vilama
Río San Pedro en Cuchabrachi	0,31	
Canal Vilama en Vilama		0,31

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Correlación y Rell Anual-1" de Documento "Relleno Estadística Qmm.xlsx".

Como se puede ver, la correlación obtenida es muy baja, pero dentro de las cuencas existentes en la zona, fue la que entrego el mayor valor. Por otra parte, las estaciones no tienen estadística completa para todos los años, por lo que se determinó rellenar la estación Canal Vilama en Vilama con el promedio anual de cada mes, ya que después del primer relleno esta solo tiene solo un dato faltante por mes, generando una estadística completa que permite rellenar la otra estación.

En función de lo anterior y en caso de no poder rellenar la totalidad de la estadística, se procede nuevamente a obtener los coeficientes de correlación con parte de la estadística ya rellenada, hasta completar los datos faltantes. En particular, el relleno total se obtuvo en la tercera iteración, al completar el año 2017 de la estación Canal Vilama en Vilama con el promedio anual de los meses, ya que ninguna estación contaba con la información de ese año. Por lo tanto, los coeficientes de correlación son los siguientes:

Tabla 4-17 Coeficientes r^2 para caudal total anual tercer relleno

Estación	Río San Pedro en Cuchabrachi	Canal Vilama en Vilama
Río San Pedro en Cuchabrachi	0,47	
Canal Vilama en Vilama		0,47

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Correlación y Rell Anual-3" de Documento "Relleno Estadística Qmm.xlsx".

Luego se genera la distribución mensual de los caudales. Este procedimiento se realiza utilizando la siguiente ecuación.

$$Q(m_x) = \frac{Q(n_x)}{n} * \left[\frac{Q(m_a)}{Q(n_a)} + \frac{Q(m_b)}{Q(n_b)} + \ldots + \frac{Q(m_n)}{Q(n_n)}\right]$$

En donde:

$Q(m_x)$ =	Caudal mensual faltante de la estación de estudio, en milímetros
$Q(n_x)$ =	Promedio de los caudales anuales de la estación de estudio, en milímetros
$Q(m_a)$, $Q(m_b)$, $Q(m_n)$ =	Caudales mensuales observados en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación para la misma fecha que la faltante, en milímetros
$Q(n_a)$, $Q(n_b)$, $Q(n_n)$ =	Promedio de los caudales anuales en las estaciones "a", "b" hasta la "n"-ésima estación que se cuenten como parámetros

Finalmente se debe corregir la estadística para los años en que se contaba con información parcial, ponderando los valores mensuales estimados de tal forma que el total anual coincida con los valores estimados previamente.

En el Anexo Tomo 2 se encuentra el detalle del relleno de estadística para el total de las estaciones con su respectiva información para los 35 años de caudales medios mensuales.

Antes de utilizar la información de caudales, es necesario analizar si las mediciones han sido efectuadas en condiciones homogéneas durante el período de registro.

Debido a que el análisis de correlación se realiza de manera anual y solo para dos estaciones, el coeficiente de correlación obtenido mediante el método de las curvas doble acumuladas es el siguiente:

Tabla 4-18 Curva doble acumulada de caudal

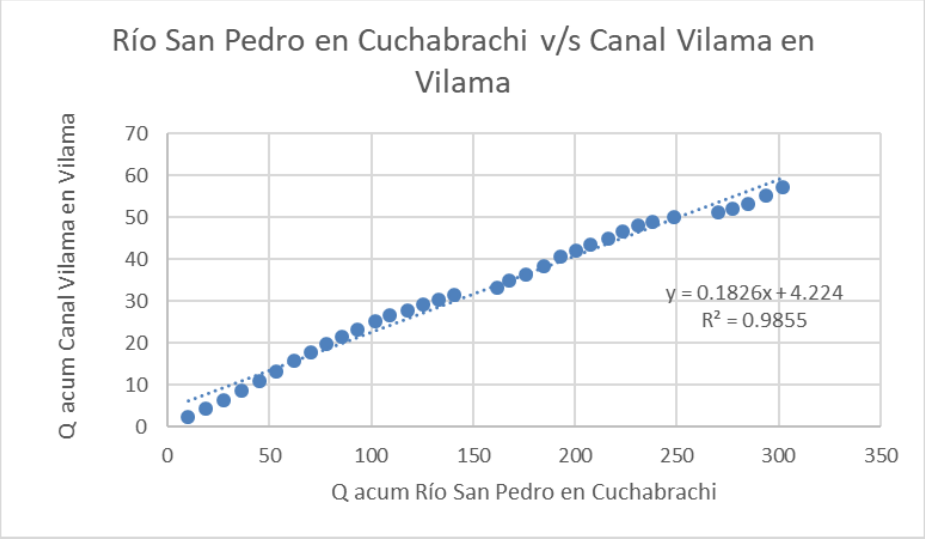
Estación rellenada	Estación Patrón	R^2
Río San Pedro en Cuchabrachi	Canal Vilama en Vilama	0,986

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Q y curvas acumuladas" de Documento "Relleno Estadística Qmm.xlsx".

A pesar de la leve alteración del valor de R^2, esto demuestra que las mediciones fueron realizadas en condiciones homogéneas, ya que no se detectan cambios en el proceso de medición, errores instrumentales u otros. Posiblemente los meses rellenados en función del promedio de los otros años, han de influir en los resultados obtenidos.

A continuación, se presenta la curva doble acumulada obtenida entre la estación Río San Pedro en Cuchabrachi junto con su estación Patrón Canal Vilama en Vilama:

Figura 4-14 Curva doble acumulada de caudal



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Q y curvas acumuladas" de Documento "Relleno Estadística Qmm.xlsx".

Mayor detalle de las curvas doble acumuladas se puede ver en el Anexo Tomo 2.

- <u>Análisis de frecuencia</u>

Sobre la base de los antecedentes obtenidos al corregir y rellenar los 35 años de estadística de caudales medios mensuales se procede a realizar el análisis de frecuencia analítico de la estadística anual, con el fin de obtener los caudales anuales para diferentes probabilidades de excedencia.

Para este análisis de frecuencia se tiene considerado la utilización de las distribuciones probabilísticas Normal, Log Normal, Gumbel, Gamma, Pearson III y Log Pearson III, y dichos ajustes serán verificados mediante los métodos de x^2 y Kolmogorov-Smirnov.

En la Tabla 4-19 se presentan los resultados del análisis de frecuencia con la distribución asignada para cada estación, junto con los resultados obtenidos en cada método de verificación:

Tabla 4-19 Verificación análisis de frecuencia caudales

Nombre Estación	Distribución	Kolmogorov-Smirnov	x^2
Río San Pedro en Cuchabrachi	Log Normal	Rechazado	Rechazado
Canal Vilama en Vilama	Gamma	Aprobado	Aprobado

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, carpeta "Caudales", Hojas "Kolmogorov-Smirnov" y "Chi Cuadrado" de Documentos "AF - Río San Pedro en Cuchabrachi.xlsx" y "AF - Canal Vilama en Vilama.xlsx".

Al igual que los análisis de frecuencia realizados anteriormente, en los casos donde más de una distribución es aceptada, se considera la distribución donde el método Kolmogorov-Smirnov tenga una menor diferencia, ya que posee mejores resultados que el método x^2 y es un método más ampliamente utilizado en hidrología. Para la estación Canal Vilama en Vilama la mejor distribución corresponde a Gumbel.

Con los análisis de frecuencia realizados, es posible obtener para cada estación los caudales para distintas probabilidades de excedencia. Para la estación Canal Vilama en Vilama, se muestra dicha información en la Tabla 4-20. El detalle de lo anterior se puede ver en el Anexo Tomo 2.

Tabla 4-20 Caudales para distintas probabilidades de excedencia en estación Canal Vilama en Vilama

Caudal Canal Vilama (m3/s)					
Mes	Probabilidad de excedencia				
	5,0%	20,0%	50,0%	85,0%	95,0%
Enero	0,199	0,165	0,133	0,100	0,084
Febrero	0,194	0,161	0,130	0,098	0,082
Marzo	0,205	0,170	0,137	0,104	0,087
Abril	0,213	0,176	0,143	0,108	0,090
Mayo	0,227	0,188	0,152	0,114	0,096
Junio	0,221	0,183	0,148	0,112	0,094
Julio	0,227	0,188	0,152	0,114	0,096
Agosto	0,212	0,175	0,142	0,107	0,089
Septiembre	0,172	0,142	0,115	0,087	0,073
Octubre	0,187	0,155	0,125	0,094	0,079
Noviembre	0,194	0,161	0,130	0,098	0,082
Diciembre	0,205	0,170	0,137	0,104	0,087

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Transposición de caudales

El método o técnica de Transposición de Caudales de una cuenca a otra, pudiendo ser ambas de una misma cuenca o cuencas vecinas, es ampliamente usado y recomendado en estudios hidrológicos. El método consiste en ponderar los caudales de la estación base por la razón entre las precipitaciones y áreas de la cuenca en estudio y la cuenca base como indica la siguiente expresión:

$$Q_x = Q_b \frac{P_x}{P_b} \cdot \frac{A_x}{A_b}$$

Donde:

Qx : caudal de la cuenca en estudio.
Qb : caudal de la cuenca de la estación fluviométrica base.
Px : precipitaciones en la cuenca en estudio.
Pb : precipitaciones en la cuenca de la estación fluviométrica base.
Ax : área de la cuenca en estudio.
Ab : área de la cuenca de la estación fluviométrica base.

Debido a la ubicación de la estación fluviométrica (en el canal), los resultados obtenidos en el punto anterior se han de transponer para ser relacionado con el río Vilama. Para este fin, utilizaremos los datos obtenidos en el río San Pedro como cuenca base.

Con la estadística completa y verificada de caudales y la precipitación de diseño para T=100 años de la estación Río San Pedro en Cuchabrache (Qb y Pb respectivamente) más la precipitación de diseño para T=100 años de la estación Canal Vilama en Vilama (Px), se procederá a realizar la transposición de caudales para la obtención de los caudales de la cuenca del río Vilama (Qx).

4.3.3. Conclusiones

En base a los datos entregados por la transposición de caudales, se ha determinado que el caudal medio anual que fluye por el río Vilama en un año hidrológico es de 0,17 m^3/s ó 5.361.120 m^3/año.

Tabla 4-21 Caudal Medio Anual Año Hidrológico Río Vilama (m3/s)

Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo	Q medio anual
0,14	0,17	0,18	0,19	0,19	0,14	0,13	0,14	0,13	0,16	0,19	0,23	0,17

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2

En términos de riego, para establecer cuánta agua existe para abastecer a la zona, se necesita de cierta información, como saber cuál es el tipo de cultivo predominante en la zona y cuál es su demanda de riego. En este caso, principalmente se cultiva alfalfa (pasto) cuya demanda de agua en la zona es de 10.000 m^3/ha/año aproximadamente.

Por otra parte, es necesario saber cuál es el área total de riego del sistema. Las áreas de riego se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4-22 Áreas de Riego Ayllus Río San Pedro (ha)

Ayllus	Área (ha)
Vilama	41,8
Poconche	48,2
Beter	203
Tulor	159
Total	**452**

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Entonces se tiene que la demanda anual de riego para la zona es de 452 ha x 10.000 m3/ha/año = 4.520.000 m3/año.

Esto quiere decir que la totalidad del agua que portea el canal (los datos son obtenidos a pocos metros de la bocatoma) no es capaz de suplir la demanda de riego. Al considerar las pérdidas por el tipo de riego utilizado (por tendido, 50% de pérdida) y por las filtraciones del canal (50% de pérdida), la situación queda aún más desfavorable:

Agua disponible hidrología = 4.415.040 m3/año.

Pérdidas por tipo de riego (50%) = 2.207.520 m3/año.

Pérdidas por filtración en canales (50%) = 1.103.760 m3/año.

Por lo tanto, existe un déficit importante en la cantidad de agua necesaria para abastecer de riego a toda el área. Otro análisis importante de realizar tiene relación con la cantidad de derechos de agua inscritos por el sistema del río Vilama versus el agua disponible hidrológicamente. El sistema del río Vilama tiene un caudal inscrito de 180 L/s. Si se compara este valor con el agua disponible (170 L/s) se ve que es mayor, lo que da cuenta de porque en la actualidad el caudal del río Vilama se encuentra declarado como agotado.

Los cálculos obtenidos y analizados anteriormente se encuentran en Anexo Tomo 2, carpeta "Caudales", Hoja "Vilama" del Documento "Demanda de Riego.xlsx".

4.4. HIDROLOGÍA – ESTUDIO DE CRECIDAS

4.4.1. Objetivos

El objetivo del estudio de crecidas es determinar los caudales máximos en la cuenca aportante a los canales pertenecientes al río Vilama. Esto significa generar los caudales de diseño de las obras de riego que se proyectarán para diferentes períodos de retorno.

4.4.2. Estudio de Crecidas

Para el estudio de crecidas, se contempla determinar los caudales máximos afluentes al inicio del sistema para los periodos de retorno de 10, 20, 50, 100, 250, 500, 1.000, 10.000, mediante un análisis de frecuencias de las precipitaciones para 24, 48 y 72 horas de duración en la zona.

Sobre la base de la información existente en la zona, se contempla utilizar los siguientes métodos:

1. Métodos Empíricos:
   - 1.1 Método DGA – AC.
   - 1.2 Método de Verni y King.
   - 1.3 Método de Verni y King Modificado.
   - 1.4 Método Racional Modificado.

2. Análisis Estadístico de Caudales.
   - 2.1 Análisis de Caudales Estación Río San Pedro en Cuchabrachi

3 Hidrograma Unitario Sintético (HUS).

Debido a que los métodos empíricos son válidos desde la III Región hacia el sur, sus resultados serán utilizados a modo referencial para comparar lo obtenido con el análisis estadístico y así establecer si estos resultados son factibles de considerar. Por lo tanto, para los métodos empíricos se utilizará como zona base la III Región que es la más cercana a la zona del proyecto.

Con respecto al método de análisis estadístico de caudales, se recomienda su utilización hasta un período de retorno equivalente a los años de información estadística existente. En este caso, lo anterior corresponde a un periodo de retorno de entre 40 y 50 años.

El método del HUS se recomienda su utilización para altos períodos de retorno (mayores a 100 años).

Una vez obtenidos los caudales de crecidas por los diversos métodos y para diferentes periodos de retorno, se realiza un análisis estadístico de los resultados obtenidos, indicándose finalmente los caudales adoptados para los diseños.

En forma adicional a las metodologías aquí descritas, se realiza un análisis de frecuencias de las precipitaciones para 24, 48 y 72 horas de duración en la zona.

El total de los cálculos aquí realizados se desarrolla para la estación Canal Vilama en Vilama.

4.4.2.1. Características morfométricas de la cuenca

Las características principales de la cuenca asociada a la estación Canal Vilama en Vilama son las siguientes:

Tabla 4-23 Propiedades Cuenca Río Vilama

Parámetro	Valor
Área (m^2)	380.133.593,75
Perímetro (m)	159.225,00
Centroide X	603.297,39
Centroide Y	7.489.710,00
Altitud Media (msnm)	4.221,50
Cota Mínima (msnm)	2.645,09
Altura Media (m)	1.576,41
Longitud Media del cauce (m)	20.973,00
Longitud Máxima del cauce (m)	20.973,00
Pendiente Media (%)	7,52
Tiempo de Concentración (h)	4,52

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.
Utilización de herramienta SagaGIS para la determinación de la cuenca y sus parámetros

La Cuenca en estudio tiene carácter pluvio-nival, con caudal máximo de verano, considerando un periodo pluvial entre los meses de diciembre - marzo y un periodo de deshielo entre los meses de abril - noviembre.

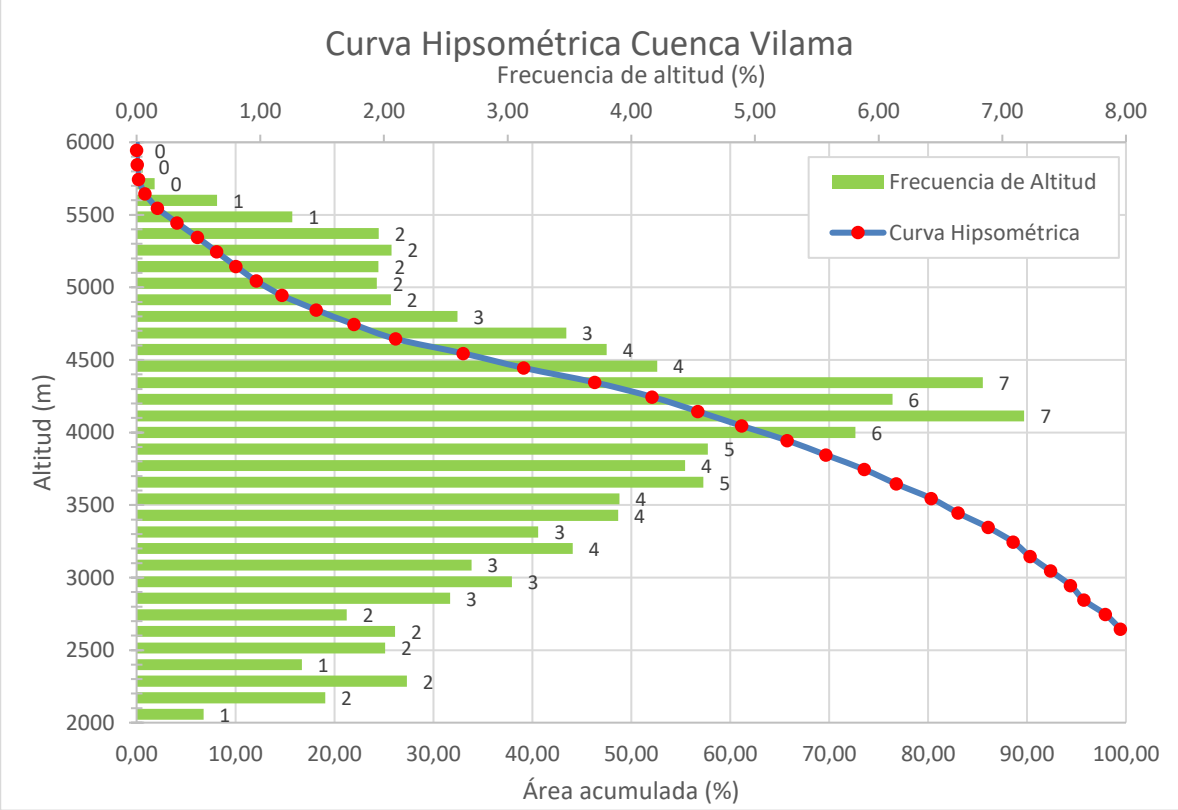
El punto más alto de la cuenca es de aproximadamente 6.045 m.s.n.m.

4.4.2.2. Curva Hipsométrica

La importancia de conocer el estado orográfico de la cuenca es validar que existe un dinamismo de la estructura geológica que incide directamente sobre la presencia de materiales rocos meteorizados y transportados por los cauces fluviales que representarán una amenaza para las ciudades localizadas en los ríos.

A partir de aquello, es que se elabora el grafico de la curva hipsométrica y frecuencia de relieves de la cuenca del río Vilama, el que permitirá determinar su estado actual y su comportamiento.

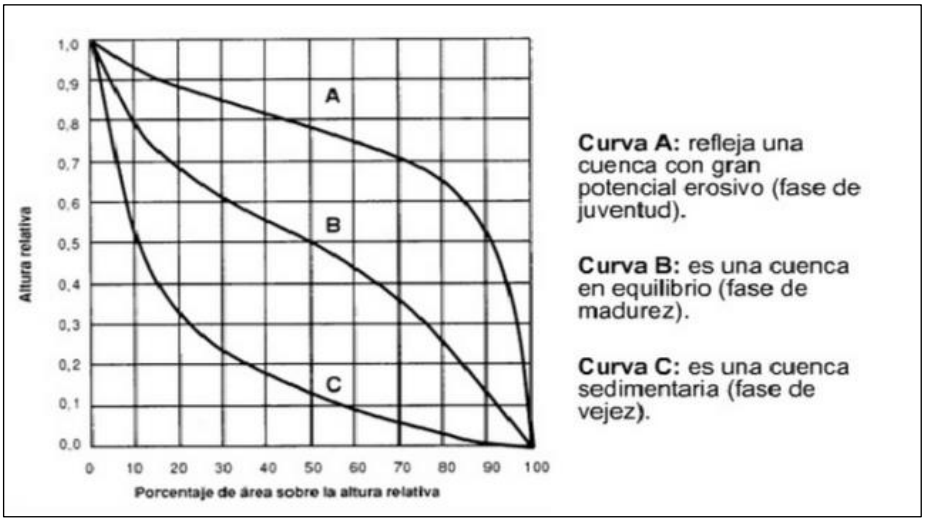
Figura 4-15 Gráfico Curva Hipsométrica y Frecuencia



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Cuenca San Pedro" de Documento "Cuenca San Pedro.xlsx".

La curva hipsométrica representa las distintas cotas del terreno en función de la superficie de la cuenca que está al menos a esa altitud. Dependiendo de la forma de la curva hipsométrica se puede saber el tipo de cuenca que es. Esto se puede ver de una forma más sencilla en la siguiente figura:

Figura 4-16 Curvas hipsométricas características del ciclo de erosión



Fuente: Strahler, 1952.

Según lo anterior, de la información de la cuenca del río Vilama se concluye que:

- Las barras verdes muestran que existe una mayor frecuencia de altitud entre los 3500 y los 4500 m.s.n.m.
- El 80% del área de la cuenca se encuentra bajo los 4800 m.s.n.m.
- La forma de la curva demuestra que la cuenca está en un estado de equilibrio o madurez, producto de que existe una frecuencia de altitudes a mediana altura.

4.4.2.3. Línea de nieve

La línea de nieve es la línea imaginaria que separa la zona de precipitaciones sólidas (a cotas superiores a ella) y precipitaciones líquidas (a cotas inferiores), que comúnmente se encuentra a los 0°C.

Según lo anterior y considerando el análisis de temperaturas medias desarrollado en el presente estudio, preliminarmente se obtiene que la línea de nieve, tomando como referencia la curva de nivel que mejor se ajusta a la isoterma 0°C, se encuentra a 4.580 m.s.n.m.

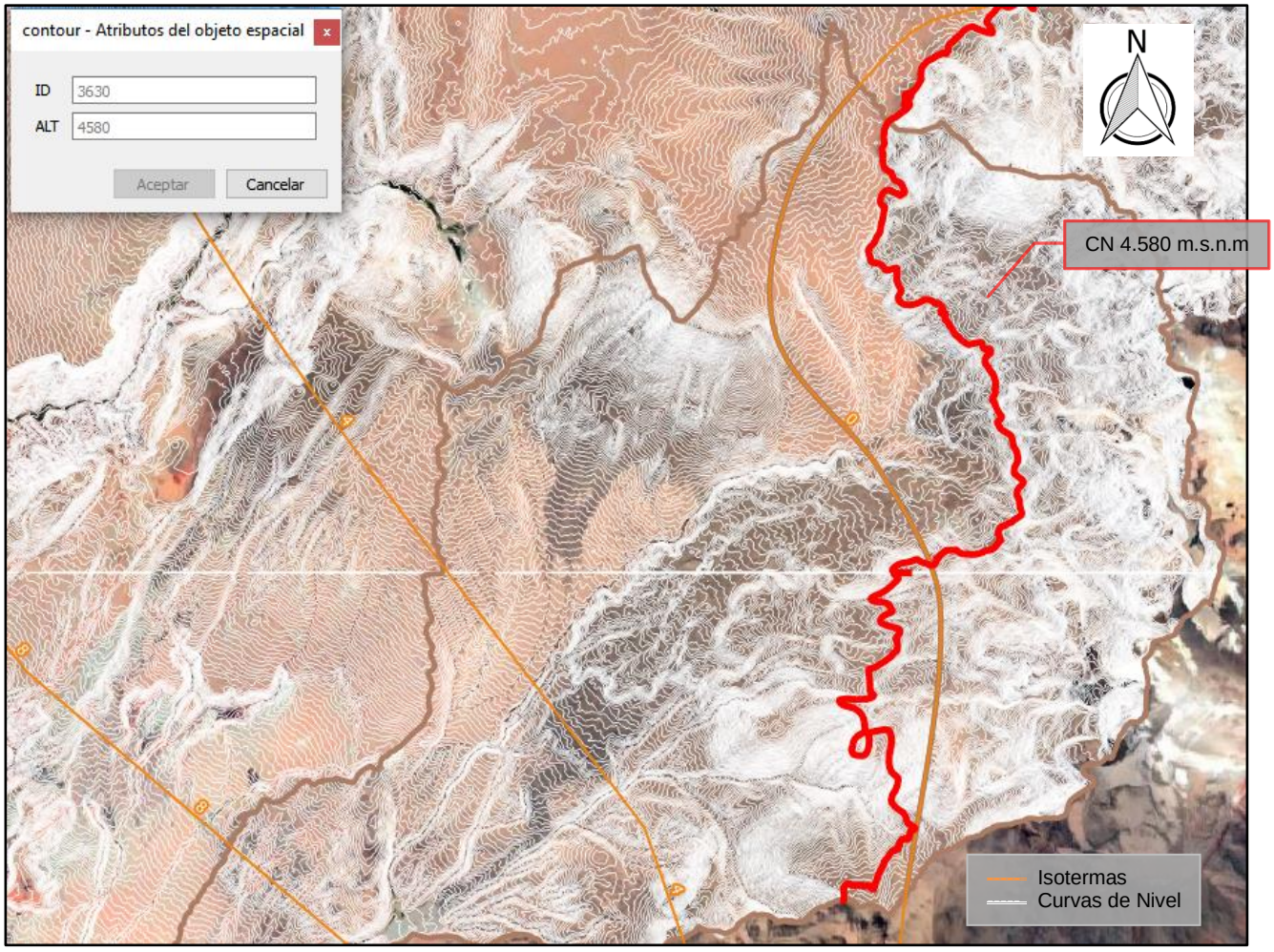
Esto adquiere relevancia ya que se tiene un área pluvial y otra nival para la cuenca del río Vilama.

Tabla 4-24 Área Pluvial y Nival Cuenca Río Vilama

Área Pluvial (m^2)	% Área Pluvial	Área Nival (m^2)	% Área Nival
250077215,79	65,79	130056377,96	34,21

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Hoja "Cuenca Vilama" de Documento "Cuenca Vilama.xlsx". En Anexo Tomo 2.

Figura 4-17 Curva de Nivel 4.580 m.s.n.m cercana a 0°C



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019.

En la figura anterior, puede apreciarse que la isoterma de 0°C, se ubica en aproximadamente 4.580 m.s.n.m, a diferencia de los valores indicados en el manual cálculo de crecidas en cuencas sin información fluviométrica de la DGA (año 1993), que señalan una cota de la línea de nieves de 3.225 m.s.n.m. Lo anterior se describe en forma más detallada a continuación.

En el "*Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica*", de la DGA, se cuenta con un estudio realizado por Peña y Vidal (1993) para determinar la línea de nieves promedio para distintas latitudes comprendidas entre 27,5 y 39 grados. De acuerdo con el manual, el estudio define apropiadamente esta variable y los resultados se exponen en la siguiente tabla.

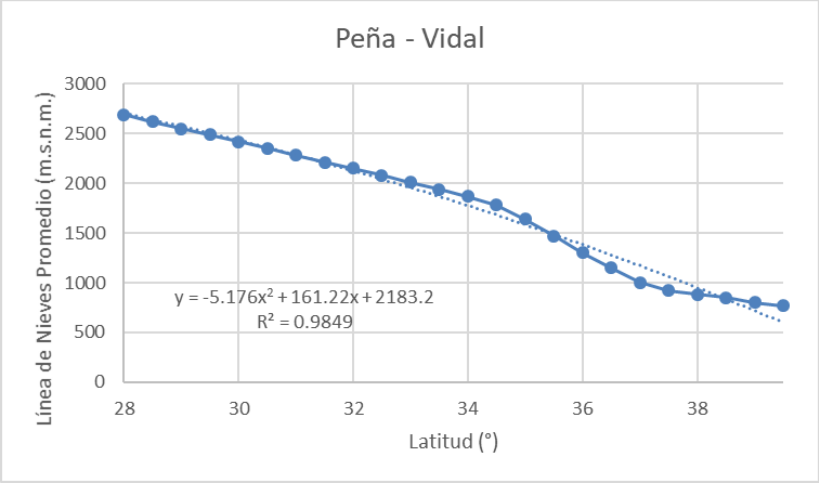
Tabla 4-25 Línea de nieves promedio según Peña y Vidal (1993).

Latitud (grados)	Línea de nieves promedio (m.s.n.m.)
27,5	2690
28,0	2620
28,5	2550
29,0	2490
29,5	2420
30,0	2350
30,5	2280
31,0	2210
31,5	2150
32,0	2080
32,5	2010
33,0	1940
33,5	1870
34,0	1780
34,5	1640
35,0	1470
35,5	1300
36,0	1150
36,5	1000
37,0	920
37,5	880
38,0	850
38,5	800
39,0	770

Fuente: "Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Información Fluviométrica", página 29, Dirección General de Aguas, agosto de 1995.

La siguiente figura representa en forma gráfica los valores de la tabla anterior.

Figura 4-18 Línea de nieves en función de la latitud según Peña y Vidal (1993).



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

La latitud de San Pedro de Atacama es, aproximadamente, de 22°. Sin embargo, con la ecuación obtenida a partir del gráfico anterior es posible extrapolar la altitud de la línea de nieves para esta latitud. El resultado se expone en la siguiente tabla.

Tabla 4-26 Línea de nieves aproximada en San Pedro de Atacama.

Latitud (°)	Línea Nieves (m.s.n.m.)
22	3225

Fuente: Elaboración Propia - SMI 2019.

De acuerdo con el estudio presentado en este informe, la cota de línea de nieves se encuentra 1.355 metros por sobre la extrapolación realizada al estudio de Peña y Vidal (1993). Como se puede apreciar, es innegable que los efectos del cambio climático hacen obsoleto el estudio de Peña y Vidal, el cual data del año 1993.

4.4.2.4. Precipitación de Diseño

Para la utilización de los métodos antes expuestos, se requiere determinar la precipitación de diseño, para diversos periodos de retorno.

A continuación, se define la metodología utilizada para determinar las precipitaciones de diseño antes mencionadas.

- Recopilación y Análisis de Antecedentes

Los antecedentes pluviométricos y meteorológicos utilizados en este estudio fueron recopilados directamente en la Dirección General de Aguas del M.O.P.

En la Figura 4-19 se ilustra la ubicación de las estaciones pluviométricas existentes en la zona en estudio.

Figura 4-19 Ubicación Estaciones Pluviométricas

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019 - SMI 2019.

De las estaciones pluviométricas recopiladas en la zona, se seleccionaron aquellas que poseen información estadística correspondiente a precipitaciones máximas en 24, 48 y 72 horas.

Estas estaciones se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 4-27 Estaciones Pluviométricas con Estadística de Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 h

Estación	1960										1970										1980									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Camar																				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Caspana												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
El Tatio																		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Linzor														■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Toconce													■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Salado Embalse																■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Ayquina									■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Rio Grande																		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
San Pedro de Atacama								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Socaire															■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Toconao Experimental															■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Estación	1990										2000										2010							
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7
Camar	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Caspana	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■									
El Tatio	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Linzor	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■		■
Toconce	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Salado Embalse	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Ayquina	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Río Grande	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
San Pedro de Atacama																					■	■	■	■	■	■	■	■
Socaire	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Toconao Experimental	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■								

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

En la totalidad de las estaciones antes mencionadas, se realizó un relleno de la estadística, comprendido en el periodo 1978-2017.

Posteriormente, de acuerdo a la disponibilidad de datos pluviométricos diarios y a la cercanía de la zona del proyecto, se seleccionaron las siguientes estaciones para efectuar el análisis de las precipitaciones máximas con duraciones que van de 1 a 3 días consecutivos:

Tabla 4-28 Estaciones Pluviométricas seleccionadas con Estadística de Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 h

Estación	Entidad	UTM Este [m]	UTM Norte [m]	Cota [msnm]
Caspana	DGA	581126	7529664	3260
El Tatio	DGA	601295	7527990	4370
Río Grande	DGA	585548	7494766	3250
San Pedro de Atacama	DGA	581987	7466178	2450

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Metodología de Análisis de Información

La metodología utilizada para la obtención de la estadística definitiva correspondió fundamentalmente a una actualización, relleno de estadísticas y en algunos casos extensión de ésta.

Luego, a cada serie seleccionada se le efectúo un análisis de frecuencia aplicando las distribuciones: Normal, Log-Normal, Gumbel, Gamma, Pearson Tipo 3 y Log Pearson de 3 parámetros.

También se realizó un test de bondad de ajuste correspondiente a las pruebas estadísticas x^2 y Kolmogorof – Smirnov, donde se toma como primera opción la distribución que presente mejor ajuste según Kolmogorof – Smirnov.

Para cada serie seleccionada, se entrega en el Anexo Tomo 2 los resultados del análisis de frecuencia efectuado.

- Distribución de Mejor Ajuste

Para definir la distribución de mejor ajuste se analizaron tanto los resultados de los test de bondad realizados, como la consistencia de los resultados entre las distintas estaciones, y para cada estación, entre las distintas duraciones de precipitación.

De los resultados obtenidos, la distribución Gamma es la que presenta mejor ajuste en todas las estaciones, para las precipitaciones máximas anuales de duraciones de 24, 48 y 72 horas.

Con los análisis de frecuencia realizados, es posible obtener para cada estación las precipitaciones para distintas probabilidades de excedencia. El detalle de lo anterior se puede ver en el Anexo Tomo 2.

- Precipitaciones máximas anuales en estaciones pluviométricas

De acuerdo a los métodos y procedimientos antes descritos, en las siguientes tablas se presentan las precipitaciones máximas anuales de diseño en duraciones de 24, 48 y 72 horas respectivamente, resultantes para periodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 250, 500, 1.000 y 10.000 años en cada una de las estaciones analizadas.

Tabla 4-29 Precipitaciones Máximas Anuales Estaciones Pluviométricas en 24 h (Valores en mm)

Estación	Periodos de retorno (años)							
	10	25	50	100	250	500	1000	10000
Caspana	38	52	62	72	85	95	105	137
El Tatio	37	46	53	60	68	74	80	100
Río Grande	38	50	58	66	77	85	93	120
San Pedro de Atacama	20	26	31	36	42	47	51	66

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2.

Tabla 4-30 Precipitaciones Máximas Anuales Estaciones Pluviométricas en 48 h (Valores en mm)

Estación	Periodos de retorno (años)							
	10	25	50	100	250	500	1000	10000
Caspana	59	81	97	113	135	150	166	219
El Tatio	57	72	83	95	109	120	131	168
Río Grande	52	67	78	89	103	114	125	161
San Pedro de Atacama	25	33	40	46	55	61	67	88

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2.

Tabla 4-31 Precipitaciones Máximas Anuales Estaciones Pluviométricas en 72 h (Valores en mm)

Estación	Periodos de retorno (años)							
	10	25	50	100	250	500	1000	10000
Caspana	70	96	116	136	162	182	201	266
El Tatio	71	90	104	118	136	150	164	210
Río Grande	60	77	90	102	118	131	143	184
San Pedro de Atacama	29	41	50	59	71	80	89	119

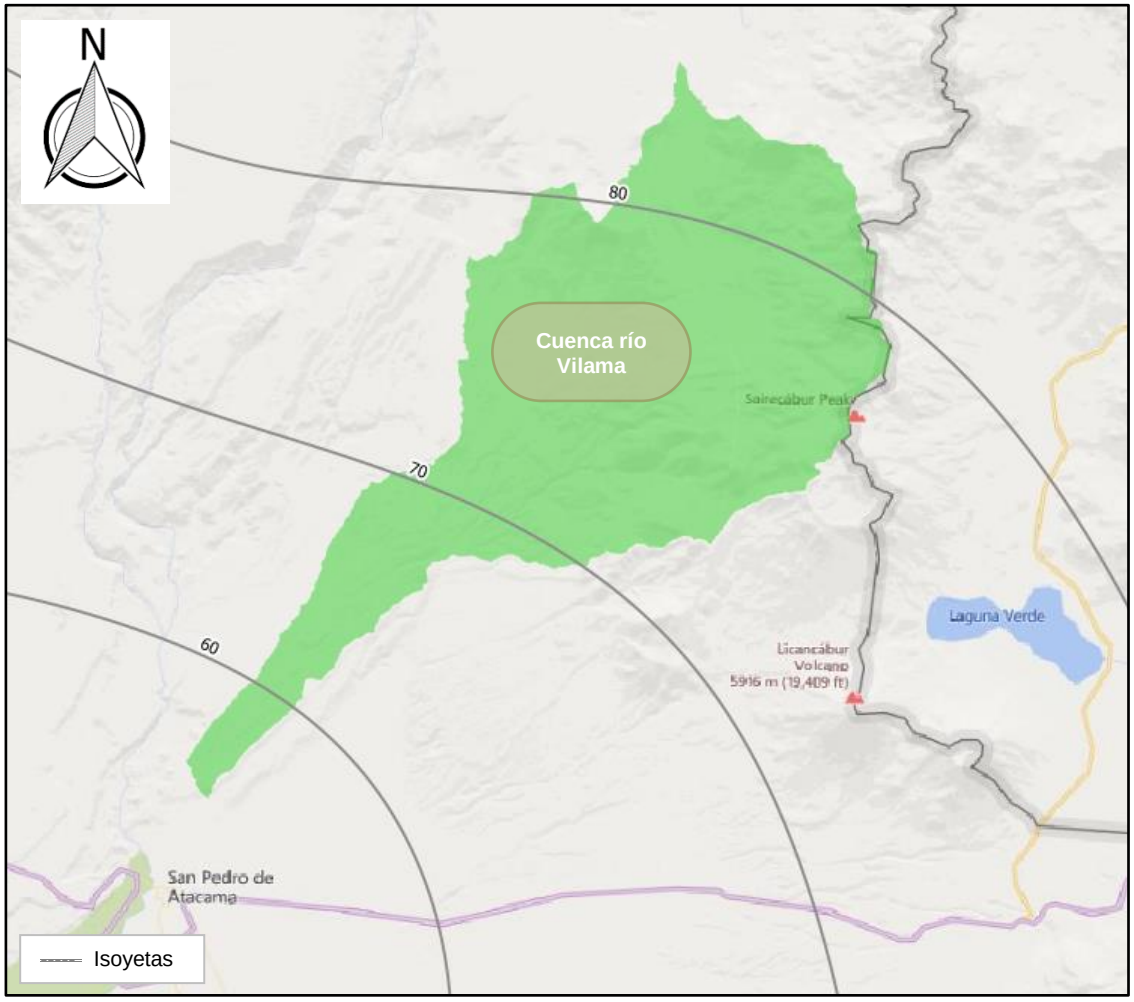
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2.

- Curvas isoyetas

Con la estadística completa se generan las curvas isoyetas para una probabilidad de excedencia de un 1% (T=100 años) y una duración de la lluvia de 48 horas, situación que es representativa de la zona en estudio.

Las isoyetas se obtuvieron mediante el software QGIS y la herramienta proveniente de SAGA GIS denominada "Multilevel b-spline interpolation" con la que se obtiene un raster de precipitaciones el cual permite generar las curvas para diferentes intervalos. Las curvas isoyetas de precipitación total anual obtenidas para zona del proyecto se muestran en la siguiente figura:

Figura 4-20 Mapa isoyetas de precipitación máxima anual en 48 horas



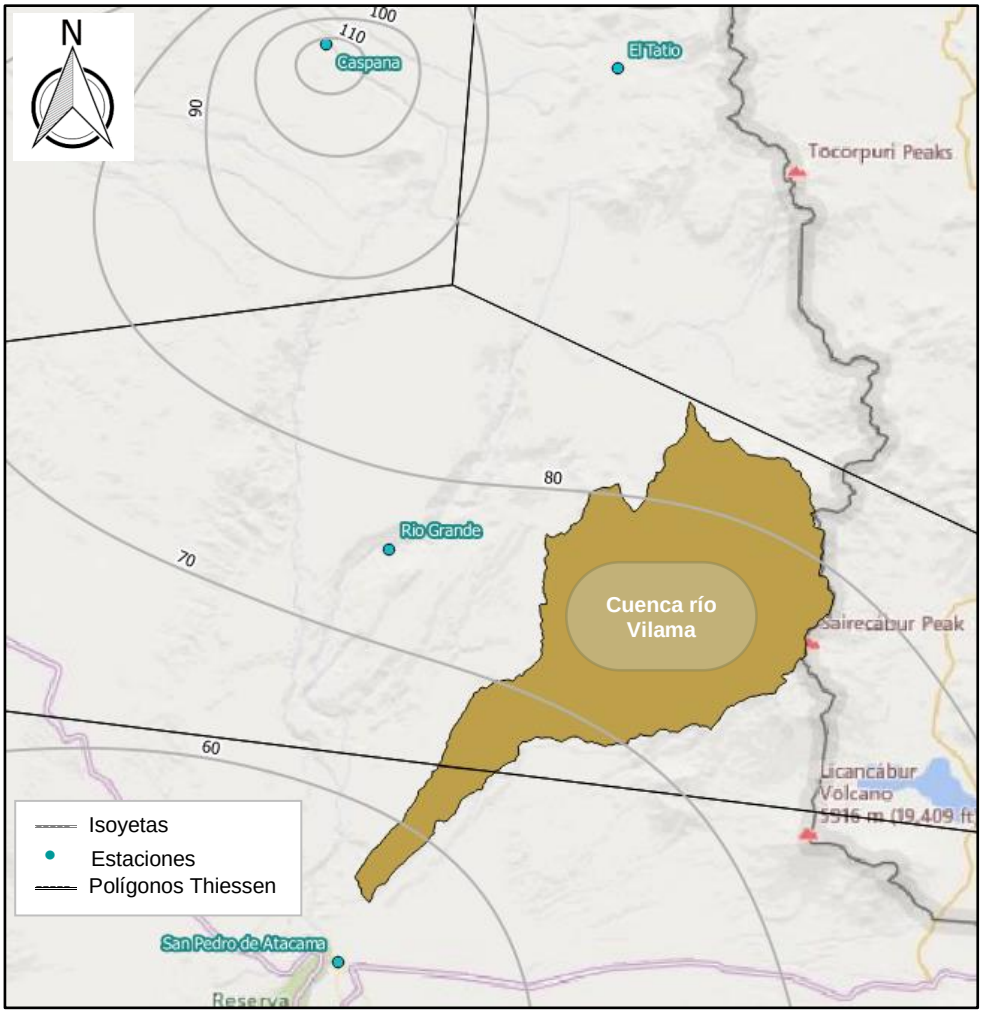
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- Determinación de la precipitación de diseño de la cuenca

Para determinar la precipitación representativa de la cuenca del río Vilama, se ha desarrollado el método de los polígonos de Thiessen Modificado, debido a que la cuenca presenta una orografía variada. Este método incorpora, además de los polígonos, las isoyetas para efectos de precipitación, las que se ponderaran en función de las áreas de los polígonos de Thiessen generados.

Los polígonos de Thiessen fueron construidos a partir de las estaciones de precipitación más cercanas al área de la cuenca del río Vilama. Las estaciones utilizadas fueron: Caspana, El Tatio, Río Grande y San Pedro de Atacama. Los polígonos obtenidos junto con las isoyetas de precipitación máxima anual para una duración de 48 horas se muestran en la siguiente figura:

Figura 4-21 Polígonos de Thiessen e isoyetas de precipitación máxima anual en 48 horas



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Realizada la ponderación areal, para la cuenca del río Vilama, se obtuvo que las precipitaciones máximas anuales para un periodo de retorno de T=100 años son las siguientes:

Tabla 4-32 Precipitaciones Máximas Anuales en 48 hrs para Tr= 100 años, Cuenca Río Vilama

Estación	Tr (años)	Pp max 48 hrs Estación (mm)	Pp max 48 hrs Cuenca Vilama (mm)	Factor
Río Grande	100	89	76	1,178
San Pedro de Atacama	100	46	61	0,757

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2 y Documento "Polígonos Thiessen Modificado Ppmax.xlsx".

Para los demás periodos de retorno, se extrapolan los valores de las precipitaciones máximas anuales en 48 hrs de cada estación por el factor determinado en la tabla anterior. Estos valores serán llevados a 24 hrs mediante el cociente entre la precipitación y el coeficiente de duración de 2 días correspondiente a la zona homogénea donde se ubica el estudio que se obtiene del "Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica" de la DGA. El coeficiente de duración a utilizar corresponde a la zona homogénea Salar de Atacama cuyo valor para una duración de 2 días es 1,358. Los valores resultantes corresponderán por lo tanto a la precipitación máxima de diseño de la cuenca, los cuales se muestran a continuación.

Tabla 4-33 Precipitación de Diseño, Cuenca Río Vilama

Tr (años)	Ppmax24 (mm)
10	32
25	41
50	48
100	55
250	64
500	71
1.000	77
10.000	100

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. En Anexo Tomo 2, Hoja "Ppmax 24 – Isoyetas San Pedro" de Documento "Polígonos Thiessen Modificado Ppmax".

Para la cuenca del río Vilama se obtuvo que la precipitación máxima anual para un periodo de retorno de T=100 años y una duración de 24 horas es de 55 mm.

El desarrollo de la metodología antes comentada se encuentra en el Anexo Tomo 2.

4.4.2.5. Métodos empíricos para estimación de Caudales de Crecidas

Los métodos empíricos son aplicables entre las regiones III^{a} y IX^{a}. Como este estudio se desarrolla en la II^{a} región, ninguno de estos es válido y se muestran en este informe de manera exclusivamente referencial.

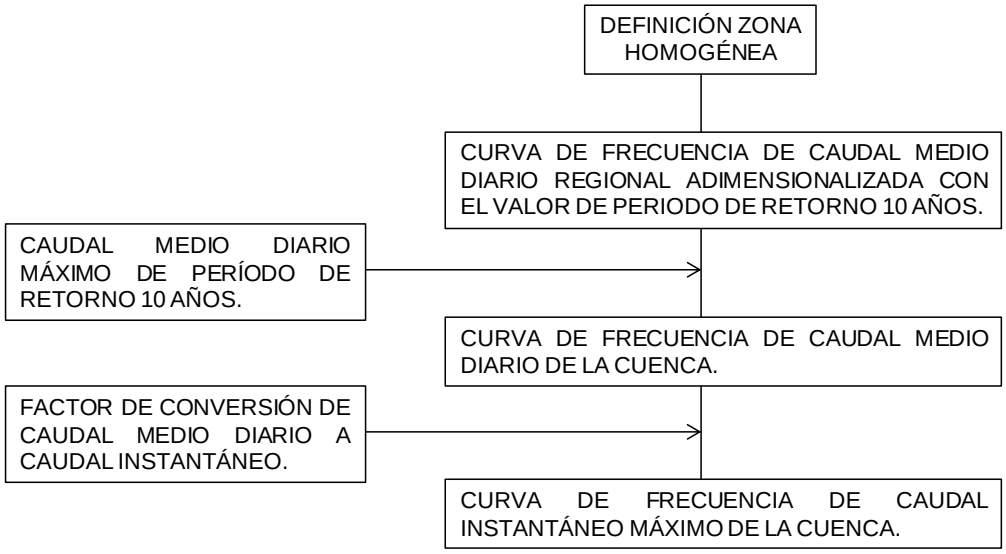
- Método DGA-AC

El método DGA-AC para crecidas pluviales, corresponde a un análisis regional de crecidas de origen pluvial, basado en series de máximos medios diarios e instantáneos del periodo pluvial de 234 estaciones de control fluviométrico.

Este método que abarca estaciones desde la III[a] a la IX[a] región es válido para cuencas pluviales o pluvionivales sin información fluviométrica y con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 Km^2. Su uso está restringido a periodo de diseño de 100 años, sin embargo, por un carácter informativo y comparativo, se utilizará también en este caso para periodos de retorno de mayor tamaño.

Este método consiste básicamente en determinar una curva de frecuencias para el caudal instantáneo máximo de la cuenca, en base al procedimiento esquematizado en la figura siguiente:

Figura 4-22 Esquema de Cálculo del Método DGA – AC para Caudales instantáneos Máximo Pluviales



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

Según el esquema, en primer lugar, debe definirse la zona homogénea a la que pertenece la cuenca en estudio y de esta forma la Curva de Frecuencia Regional Adimensionalizada.

Según la división geográfica hecha por los autores del método, la zona homogénea correspondiente a la cuenca en estudio corresponde a la Fp (Cuenca Salar de Atacama) debido a que se encuentra al norte de la latitud 25º S.

La Tabla 4-34 muestra los valores de la curva de Frecuencia Regional Adimensionalizada para la zona Fp. En el Anexo Tomo 2 se encuentran los gráficos de dichas curvas para los valores extrapolados (*).

Tabla 4-34 Curva de Frecuencia Regional Zona Homogénea Fp

Periodo de retorno "T" (años)	Q(T)/Q(10)		
	MEDIA	MAX	MIN
10	1,00	1,00	1,00
20	1,77	1,78	1,76
25	2,06	2,07	2,05
50	3,52	3,53	3,51
75	4,61	4,67	4,56
100	5,70	5,80	5,61
250	14,26	14,48	14,09
500	28,08	28,53	27,74
1.000	55,73	56,63	55,04
10.000	553,43	562,43	546,44

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Método DGA-AC" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

El Valor de Q_{10} para cuencas en la III Región puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$Q_{10} = 1{,}94 \cdot 10^{-7} \cdot Ap^{0{,}776} \cdot (P_{24}^{10})^{3{,}108}$$

Donde:

Q_{10} : Caudal Medio Diario de período de retorno 10 años, expresado en m^3/s.

Ap : Área pluvial de la cuenca, expresada en Km^2.

P_{24}^{10}: Precipitación diaria máxima de período de retorno 10 años, expresada en mm.

Con esta relación es posible calcular la curva de frecuencia de caudal medio diario máximo de la cuenca, multiplicando los valores de la curva de frecuencia adimensional obtenida en la tabla anterior, por el caudal medio diario máximo de período de retorno 10 años. De esta forma se obtienen los caudales medios diarios máximos que se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 4-35 Curva de Frecuencia Regional Caudales Medios Diarios (m^3/s)

Periodo de retorno "T" (años)	Q(T) Cuenca Vilama		
	MEDIA	MAX	MIN
10	0,67	0,67	0,67
20	1,19	1,19	1,18
25	1,38	1,39	1,38
50	2,36	2,37	2,36
75	3,09	3,13	3,06
100	3,82	3,89	3,76
250*	9,57	9,72	9,45
500*	18,84	19,14	18,61
1.000*	37,40	38,00	36,93
10.000*	371,35	377,38	366,65

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Método DGA-AC" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

Finalmente, dicha curva se convierte a la correspondiente de caudales instantáneos máximos, a través de la determinación de un factor de conversión apropiado. Para la zona Fp, los autores del método recomiendan usar un factor igual a 3,07. De esta forma se calculan los Caudales Instantáneos Máximos que se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 4-36 Curva de Frecuencia de Caudales Instantáneos Diarios Máximos (m^3/s)

Periodo de retorno "T" (años)	Q(T) Cuenca Vilama		
	MEDIA	MAX	MIN
10	2,06	2,06	2,06
20	3,65	3,67	3,63
25	4,24	4,26	4,22
50	7,25	7,27	7,23
75	9,50	9,62	9,39
100	11,74	11,95	11,56
250	29,37	29,83	29,02
500	57,85	58,77	57,13
1000	114,81	116,66	113,37
10000	1.140,04	1.158,57	1.125,62

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Método DGA-AC" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

- Método de Verni y King

Este método resulta de un análisis dimensional y relación de potencias, entre la precipitación de diseño (máxima en 24 horas) y el área pluvial. Su validez está limitada para cuencas de régimen pluvial o nivo pluvial, con áreas comprendidas entre 20 y 10.000 Km^2.

El caudal máximo instantáneo en la sección de salida de una cuenca, asociado al período de retorno T años, está dado por:

$$Q = 0{,}00618 \cdot Ap^{0{,}88} \cdot (P_{24})^{1{,}24} \ (m^3/s)$$

Donde:

Q : Caudal instantáneo máximo de período de retorno T años, expresado en m^3/s.
Ap : Área pluvial de la cuenca, expresada en Km^2.
P_{24} : Precipitación diaria máxima de período de retorno T años, expresada en mm.

La Tabla 4-37 muestra los resultados de la aplicación de esta fórmula en la cuenca aportante.

Tabla 4-37 Estimación de Caudales Máximos Instantáneos, según Método de Verni y King

T	Vilama (PPt,24) [mm]	Vilama Caudales Max. Instantáneos [m3/s]
10	32	58,57
25	41	79,64
50	48	96,84
100	55	114,64
250	64	138,34
500	71	157,35
1000	77	174,00
10000	100	240,60

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Verni & King" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

- Método de Verni y King Modificado

Este método se basa en la fórmula de Verni y King, agregándole un coeficiente empírico variable con el período de retorno, que es producto de un proceso de ajuste y calibración, realizado a partir de análisis de frecuencia realizados en un total de 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre la III[a] y la IX regiones del país.

La fórmula de Verni y King modificada tiene la forma:

$$Q = C(T) \cdot 0{,}00618 \cdot Ap^{0,88} \cdot (P_{24})^{1,24} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Donde C(T) es el coeficiente empírico añadido a la fórmula de Verni y King presentada en el punto anterior. La siguiente tabla muestra el cálculo de los caudales instantáneos calculados con este método en conjunto con el valor de C(T) para la III Región. En el Anexo Tomo 2 se encuentran los gráficos construidos con dicha tabla para los valores extrapolados (*).

Tabla 4-38 Estimación de Caudales Máximos Instantáneos (m^3/s), según Método de Verni y King Modificado

T	Cuenca Vilama (PPt,24) [mm]	C(T)/C(T=10)	C(T=10)	C(T)	Cuenca Vilama Caudales Max. Instantáneos [m3/s]
10	32	1,00	0,027	0,03	1,58
25	41	1,14	0,027	0,03	2,45
50	48	1,23	0,027	0,03	3,22
100	55	1,32	0,027	0,04	4,09
250	64	1,45	0,027	0,04	5,42
500	71	1,55	0,027	0,04	6,57
1000	77	1,64	0,027	0,04	7,72
10000	100	1,96	0,027	0,05	12,75

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Verni & King Modificado" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

- Método Racional Modificado

La ecuación del Método Racional Modificado es:

$$Q_T = \frac{C * i * A}{3{,}6} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Donde:

Q: Caudal Instantáneo máximo de período de retorno T, expresado en m^3/s.
C: Coeficiente de escorrentía asociado al período de retorno T.
i: Intensidad media de la lluvia asociada al período de retorno T, y a una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca pluvial, expresada en mm/hr.
A: Área pluvial aportante expresada en Km^2.

El Método Racional Modificado tiene la misma forma que el tradicional, pero introduce variaciones al coeficiente C, haciéndolo dependiente de T (período de retorno). Por tratarse de una fórmula empírica, su rango de validez es el de los datos que la validan. El análisis, realizado por AC, en 1995, incluye información de 130 estaciones limnigráficas ubicadas entre la III[a] y IX regiones de Chile, comprendiendo cuencas con áreas entre 20 y 10.000 Km^2. Su aplicabilidad es a períodos de retorno inferiores a los 100 años.

El tiempo para el cual toda la cuenca comienza a contribuir es el tiempo de concentración t_c. Este es el tiempo de flujo desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca. Estimar su magnitud nos entrega una idea del orden de tiempo de la precipitación que maximizaría la escorrentía superficial, siendo igual a éste cuando se emplea el método racional, para cuantificar la escorrentía.

La fórmula más usada y apropiada en este caso particular, para la estimación de este parámetro corresponde a la del California Highways and Public Works de EE.UU., derivada para pequeñas cuencas montañosas:

$$t_c = 0{,}95 * \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0{,}385} \text{ (hr)}$$

Donde:

t_c: Tiempo de concentración (hr).
L: Longitud del cauce principal (km).
H: Desnivel máximo de la Cuenca (m).

La tabla siguiente ilustra el cálculo del tiempo de concentración.

Tabla 4-39 Cálculo del Tiempo de Concentración Fórmula de California

Parámetros	Valor	Unidad
L	20,97	Km
H	1935	m
tc	1,73	Hrs

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Metodo Racional Modificado" de Documento "Met Empíricos Caudales.xlsx".

Los coeficientes de duración CD_t, son derivados por los autores del método y se han obtenido del Manual de Cálculo de Crecidas y Caudales Mínimos en Cuencas sin Control Fluviométrico, DGA 1995. Sin embargo, esté no cuenta con información desde la IV Región hacia el norte. Por lo tanto, se recurrió a la información que se encuentra en el Manual de Carreteras Vol. 3 Tabla 3.702.403.A. En este caso se han considerado aquellos determinados para la estación pluviográfica Toconce, ubicada en la II Región y se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 4-40 Coeficientes de Duración para Estación Pluviográfica Toconce

Estacion	Duración (Hrs)									
	1	2	4	6	8	10	12	14	18	24
Toconce	0,39	0,57	0,79	0,9	0,94	0,94	0,95	0,95	0,97	1

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Manual de Carreteras Vol. 3 Tabla 3.702.403 A.

La tabla siguiente ilustra los Caudales Máximos Instantáneos obtenidos por este método para diversos periodos de retorno.

Tabla 4-41 Caudal Máximo Instantáneo Según Método Racional Modificado

T	PP(t,24) Vilama	C (T=10)	C(T)/C(10)	Ct	P_{24}^{10} (mm)	CF_T	P_{24}^{T} (mm)	CDt	Itc (mm/hrs)	Caudales Máximos Instantáneos (m3/s)
10	32	0,01	1,00	0,01	32	1,000	32	0,94	17,35	10,85
25	41	0,01	1,14	0,01	32	1,281	41	0,94	22,24	15,85
50	48	0,01	1,23	0,01	32	1,500	48	0,94	26,03	20,02
100	55	0,01	1,32	0,01	32	1,719	55	0,94	29,83	24,62
250	64	0,01	1,45	0,01	32	2,000	64	0,94	34,71	31,49
500	71	0,01	1,55	0,01	32	2,219	71	0,94	38,50	37,25
1000	77	0,01	1,64	0,01	32	2,406	77	0,94	41,76	42,91
10000	100	0,01	1,96	0,02	32	3,125	100	0,94	54,23	66,55

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Método Racional Modificado" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

- Resumen Resultados Métodos Empíricos

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los resultados obtenidos por los diferentes métodos empíricos.

Tabla 4-42 Resumen Resultados Caudales Máximos Instantáneos Métodos Empíricos

Periodo de Retorno (años)	Caudal Máximo Instantáneo [m^3/s]			
	DGA-AC	Verni & King	Verni & King Modificado	Racional Modificado
10	2,06	58,57	1,58	10,85
25	4,26	79,64	2,45	15,85
50	7,27	96,84	3,22	20,02
100	11,95	114,64	4,09	24,62
250	29,83	138,34	5,42	31,49
500	58,77	157,35	6,57	37,25
1.000	116,66	174,00	7,72	42,91
10.000	1158,57	240,60	12,75	66,55

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Resumen" de Documento "Met Empíricos Caudales .xlsx".

Estos métodos se recomiendan para períodos de retorno menores a 100 años, por lo que valores de periodos de retorno mayores son de carácter referencial.

4.4.2.6. Análisis Estadístico de Caudales Estación Fluviométrica Canal Vilama en Vilama

Para el análisis de la información de crecidas de esta estación fluviométrica, se han desarrollado los siguientes pasos:

- ✓ Obtención de los Caudales Máximos Instantáneos, en base a la información fluviométrica del Centro de Información de Recursos Hídricos de la DGA, para el periodo en estudio. La estadística básica utilizada se encuentra en el Anexo Tomo 2.

- ✓ Análisis de Frecuencia de las series de caudales máximos instantáneos y obtención de los valores correspondientes para diversos valores de periodos de retorno.

Del análisis así efectuado, la distribución estadística que tiene un mejor resultado desde el punto de vista de los test de ajustes con los datos presentados, corresponde a Gumbel y el análisis de frecuencia correspondiente de los caudales máximos instantáneos es la siguiente:

Tabla 4-43 Caudales de Crecidas Análisis de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos Estación Vilama en Vilama

Tr (Años)	Q (m^3/s)
10	0,42
25	0,51
50	0,57
100	0,64
250	0,73
500	0,79
1.000	0,86
10.000	1,08

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Datos" de Documento "AF Qmax 24 - Cuenca Vilama.xlsx".

Sin embargo, la información fluviométrica disponible corresponde al registro del caudal en el canal, por lo que no es posible determinar los caudales de crecida del río para distintos períodos de retorno. Para obtenerlos se recurre al Método de Transposición de Caudales considerando la cuenca del río San Pedro.

4.4.2.7. Método de Transposición de Caudales.

Para la metodología de transposición de caudales, se utilizará la metodología de Verni y King, la cual corresponde a la siguiente fórmula:

$$Q_{Vilama} = \left(\frac{A_{Vilama}}{A_{San\ Pedro}}\right) \cdot \left(\frac{P_{Vilama}}{P_{San\ Pedro}}\right) \cdot Q_{San\ Pedro}$$

Donde:

Q_{Vilama} : Caudal de crecida en cuenca del río Vilama, en (m^3/s).
$Q_{San\ Pedro}$: Caudal de crecida en cuenca del río San Pedro, en (m^3/s).
A_{Vilama} : Área de la cuenca del río Vilama, en (Km^2).
$A_{San\ Pedro}$: Área de la cuenca del río San Pedro, en (Km^2).
P_{Vilama} : Precipitación de diseño (máx. en 24 h) para T=100 años de la cuenca del río Vilama, en (mm).
$P_{San\ Pedro}$: Precipitación de diseño (máx. en 24 h) para T=100 años de la cuenca del río San Pedro, en (mm).

La siguiente tabla muestra los caudales de crecida para distintos períodos de retorno para la cuenca del río San Pedro.

Tabla 4-44 Caudales de Crecidas Análisis de Frecuencia Caudales Máximos Instantáneos Estación río San Pedro en Cuchabrachi.

Tr (Años)	Q (m^3/s)
10	29
25	63
50	105
100	171
250	313
500	481
1.000	727
10.000	2627

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Transposición de Caudales" de Documento "AF Qmax 24 - Cuenca Vilama.xlsx".

La siguiente tabla muestra las áreas y precipitaciones de diseño de cada cuenca.

Tabla 4-45 Área y precipitación de diseño de cada cuenca.

Cuenca	San Pedro	Vilama
Area (Km^2)	1041,1	250,1
Pp diseño Tr=100 años (mm)	59	55

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Transposición de Caudales" de Documento "AF Qmax 24 - Cuenca Vilama.xlsx".

Finalmente, los caudales de crecidas del río Vilama, para distintos períodos de retorno, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4-46 Caudales de Crecidas del río Vilama por Método de Transposición de Caudales.

Tr (Años)	Q (m^3/s)
10	6
25	14
50	24
100	38
250	70
500	108
1.000	163
10.000	588

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Transposición de Caudales" de Documento "AF Qmax 24 - Cuenca Vilama.xlsx".

4.4.2.8. Método del Hidrograma Unitario Sintético (HUS)

De las relaciones precipitación-escorrentía existentes para estimar hidrogramas de crecidas en cuencas sin control fluviométrico, uno de los procedimientos más utilizados en nuestro país es el Hidrograma Unitario Sintético tipo Linsley, en adelante HUS Linsley, definido para una precipitación efectiva de duración 0,18 veces el tiempo del peak (tiempo unitario, $t_u = 0{,}18 * t_p$) y para una magnitud de precipitación de un milímetro.

Los parámetros que describen el HUS Linsley corresponden a:

- Caudal máximo instantáneo (q_p).
- Tiempo base (t_B).
- Tiempo al peak (t_p).

Para determinar estos parámetros se emplean las relaciones propuestas en el Manual de Cálculo de Crecidas de la DGA (1995), para la Zona I comprendida entre las regiones III[a] y VI[a].

$$t_p = 0{,}323 \cdot \left(\frac{L \cdot \bar{L}}{\sqrt{s}}\right)^{0{,}422} \quad \text{(hr)}$$

$$t_B = 5{,}377 \cdot {t_p}^{0{,}805} \quad \text{(hr)}$$

$$q_p = 144{,}141 \cdot t_p^{-0{,}796} \quad \text{(l/s/mm/km}^2\text{)}$$

Donde L corresponde al largo del cauce principal, en km, $\bar{L}$ a la distancia recorrida desde el centro de gravedad hasta el punto de salida de la cuenca, en km, y s la pendiente media de la cuenca.

La siguiente tabla muestra los parámetros morfométricos de la cuenca estudiada.

Tabla 4-47 Parámetros Morfométricos de la cuenca.

Parámetro		Unidad
A_p	250,08	km²
s	0,09	m/m
L	20,97	km
$\bar{L}$	20,97	km
H	1935,00	m

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Param Cuenca" de Documento "HUS Tr 100 Vilama – DGA HU Linsley.xlsx".

Donde A_p corresponde al área pluvial de la cuenca.

En la próxima tabla se resume los parámetros del HUS Linsley, ocupando las relaciones propuestas de la DGA.

Tabla 4-48 Parámetros obtenidos del HUS Linsley ocupando las relaciones propuestas de la DGA.

Parámetro		Unidad
t_p	6,97	h
t_u	1,27	h
t_B	25,66	h
q_p	30,74	l/s/mm/km²

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Param Cuenca" de Documento "HUS Tr 100 Vilama – DGA HU Linsley.xlsx".

A continuación, se señala los parámetros de distribución del hidrograma unitario sintético adimensional empleado en este estudio, obtenidos del Manual de Cálculo de Crecidas de la DGA (1995) y correspondientes al HUS Linsley.

Tabla 4-49 HUS Adimensional de Linsley

t/t_p	q/q_p
0,00	0,0
0,30	0,2
0,50	0,4
0,60	0,6
0,75	0,8
1,00	1,0
1,30	0,8
1,50	0,6
1,80	0,4
2,30	0,2
2,70	0,1

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Param Cuenca" de Documento "HUS Tr 100 Vilama - DGA HU Linsley.xlsx".

En forma adicional, en este estudio se utilizan otros dos Hidrogramas Unitarios Sintéticos.

El primero corresponde al deducido por INGENDESA para el embalse Chironta (río Lluta, región de Arica y Parinacota), cuyas relaciones propuestas para obtener los parámetros recién descritos son las siguientes:

$$t_p = 0{,}0987 \cdot \left(\frac{L \cdot \bar{L}}{\sqrt{s}}\right)^{0{,}397} \quad \text{(hr)}$$

$$t_B = 2{,}81 \cdot t_p^{1{,}104} \quad \text{(hr)}$$

$$q_p = 454{,}5 \cdot t_p^{1{,}22} \quad \text{(l/s/mm/ km}^2\text{)}$$

La siguiente tabla resume los parámetros obtenidos ocupando las relaciones recién expuestas.

Tabla 4-50 Parámetros obtenidos ocupando las relaciones propuestas para embalse Chironta.

Parámetro		Unidad
t_p	1,77	h
t_u	0,32	h
t_B	5,29	h
q_p	915,19	l/s/mm/km²

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Param Cuenca" de Documento "HUS Tr 100 Vilama - Chironta HU Chironta.xlsx".

El Hidrograma Unitario Adimensional utilizado en este caso es distinto y corresponde a lo expuesto en la siguiente tabla:

Tabla 4-51 Hidrograma Unitario Adimensional de Chironta

t/t_p	q/q_p
0,00	0,000
0,80	0,029
1,00	1,000
1,20	0,713
1,60	0,385
1,80	0,279
2,00	0,193
2,20	0,125
2,40	0,070
2,60	0,035
2,80	0,001

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

El segundo corresponde al deducido por Benjamín Girardi Picó en su memoria para optar al título de ingeniero civil del año 2017, en la cual se presenta el procedimiento para la obtención de las relaciones necesarias para calcular el hidrograma unitario sintético en la zona altiplánica de la XV, I y II región de Chile. De acuerdo con este estudio, los parámetros se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$t_p = 0{,}0324 \cdot \left(\frac{L \cdot \bar{L}}{\sqrt{s}}\right)^{0{,}5511} \quad \text{(hr)}$$

$$t_B = 4{,}5515 \cdot t_p^{0{,}3704} \quad \text{(hr)}$$

$$q_p = 173{,}54 \cdot t_p^{-0{,}424} \quad \text{(l/s/mm/ km}^2\text{)}$$

La siguiente tabla resume los parámetros obtenidos ocupando las relaciones recién expuestas.

Tabla 4-52 Parámetros obtenidos ocupando las relaciones propuestas por Girardi (2017).

Parámetro		Unidad
t_p	1,79	h
t_u	0,33	h
t_B	5,6	h
q_p	135,6	l/s/mm/km²

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Param Cuenca" de Documento "HUS Tr 100 Vilama - UTFSM HU Linsley.xlsx".

Para este caso se utiliza el Hidrograma Unitario Adimensional de Linsley expuesto en la Tabla 4-49.

De los métodos recién expuestos se descarta el primero, correspondiente a la DGA, dado que para la obtención de éste se han considerado cuencas desde la III región hacia el sur y las características morfológicas de aquellas pueden ser muy distintas a las de la cuenca que comprende este estudio.

El segundo es igualmente descartado debido a que fue confeccionado, en forma exclusiva, para la cuenca del río Lluta y no es necesariamente aplicable a la cuenca de este estudio.

En cambio, el trabajo realizado por Girardi (2017) considera varias cuencas que se encuentran en una zona similar a la de la cuenca de este estudio. Esto hace que sea esta la metodología escogida para poder determinar el caudal máximo para tormentas de 24, 48 y 72 horas de duración. La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos, para distintos períodos de retorno, ocupando las ecuaciones obtenidas por Girardi (2017) y por medio de las distribuciones ENDESA y Benítez.

Tabla 4-53 Caudales máximos obtenidos por medio del HU de Girardi (2017).

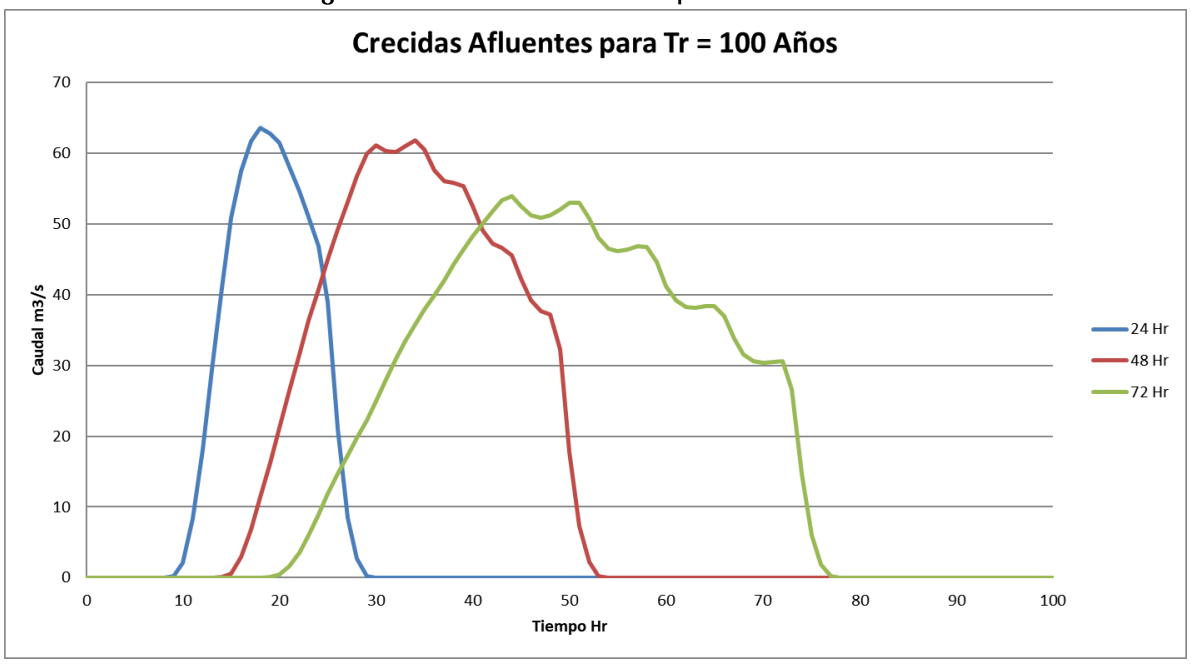
	Q máx (m3/s) - ENDESA			Q máx (m3/s) - BENITEZ		
Tr	24 [h]	48 [h]	72 [h]	24 [h]	48 [h]	72 [h]
10	14	18	18	14	18	15
25	31	34	31	31	34	29
50	46	48	42	46	47	41
100	64	62	54	63	63	53
250	89	82	71	88	84	71
500	108	99	84	108	101	85
1000	129	116	98	130	119	99
10000	205	175	145	207	180	147

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Documento "Resumen Hidrogramas Unitarios Vilama.xlsx".

De la tabla anterior, es posible ver que, para periodos de retorno menores a 50 años, el caudal peak se obtiene a las 48hrs, mientras que para periodos superiores se obtiene a las 24 hrs.
Por lo tanto, los máximos caudales peak obtenidos para cada periodo de retorno se considerarán como los caudales de diseño obtenidos por el método.

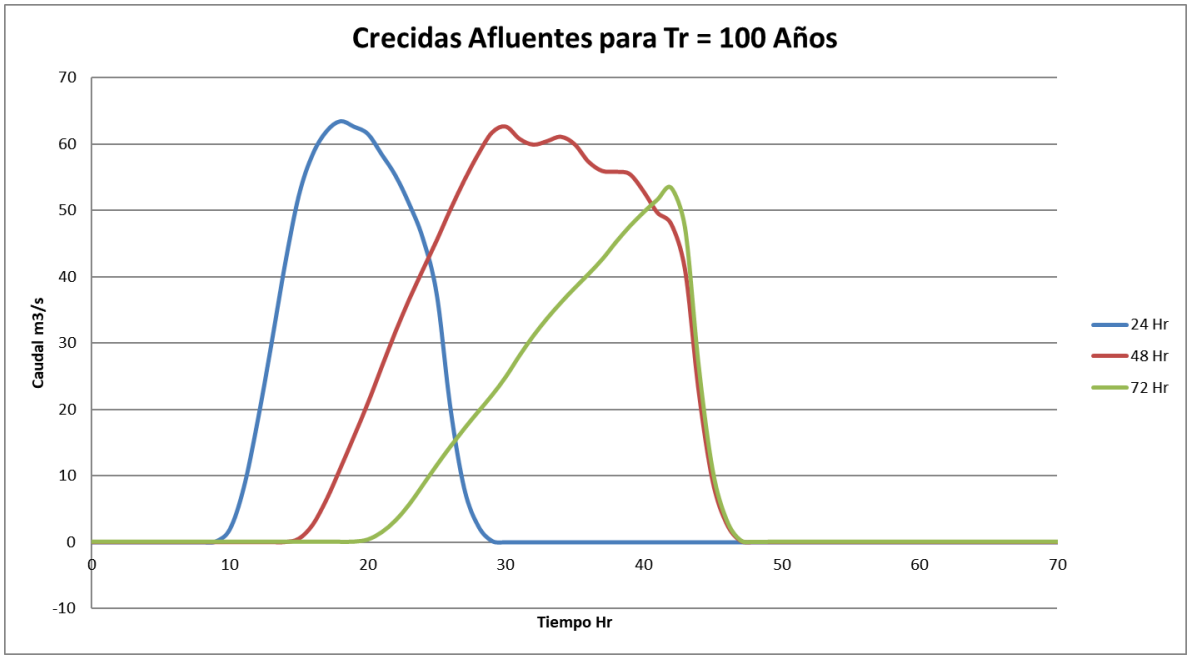
Las crecidas afluentes para períodos de retorno de 100 y 250 años ocupando las relaciones propuestas por Girardi (2017) se muestran en las siguientes figuras. Se especifica si los caudales han sido determinados por medio de la distribución Endesa o Benítez. Se ha decidido mostrar estos períodos de retorno debido a que son los de interés para la construcción de la bocatoma.

Figura 4-23 Distribución Endesa para Tr = 100 años.



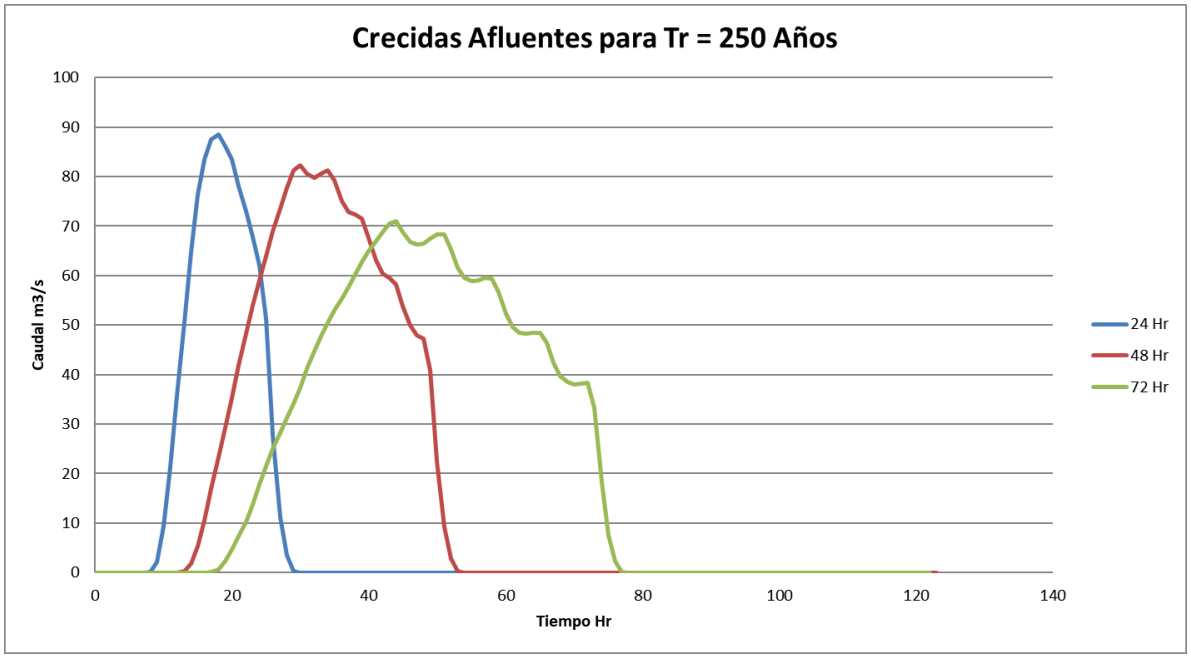
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Detalle Endesa" de Documento "HUS Tr 100 Vilama - UTFSM HU Linsley.xlsx".

Figura 4-24 Distribución Benítez para Tr = 100 años.



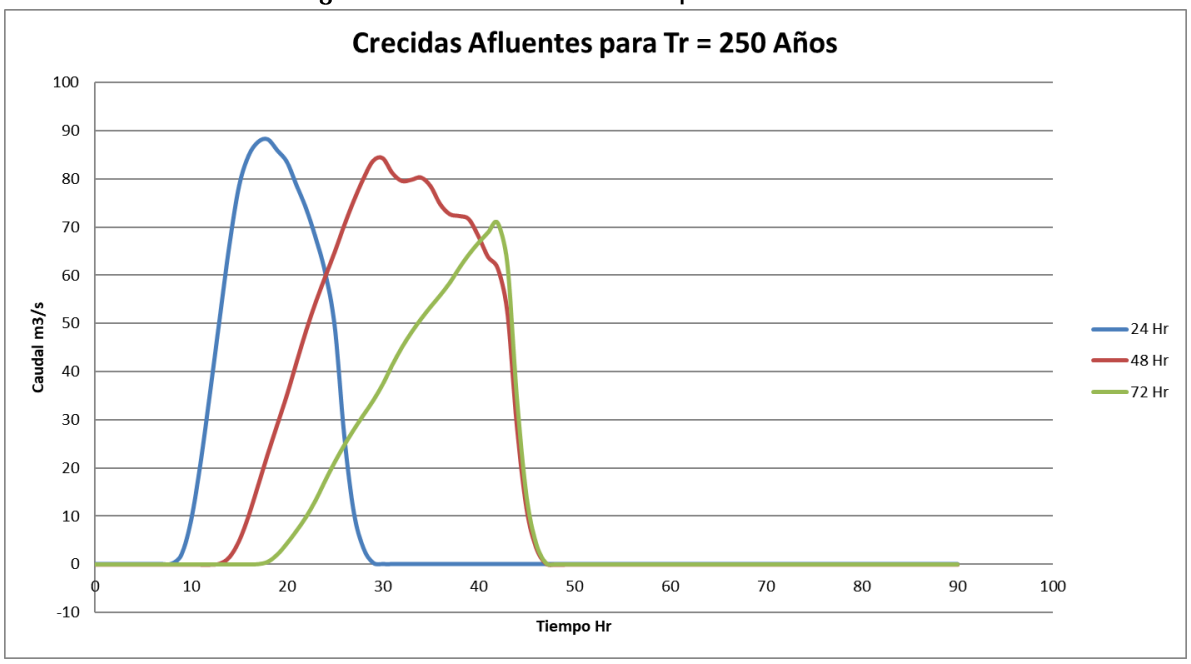
Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Detalle Benítez" de Documento "HUS Tr 100 Vilama - UTFSM HU Linsley.xlsx".

Figura 4-25 Distribución Endesa para Tr = 250 años.



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Detalle Endesa" de Documento "HUS Tr 250 Vilama - UTFSM HU Linsley.xlsx".

Figura 4-26 Distribución Benítez para Tr = 250 años.



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019. Anexo Tomo 2, Hoja "Detalle Benítez" de Documento "HUS Tr 250 Vilama - UTFSM HU Linsley.xlsx".

4.4.2.9. Análisis de Resultados y Caudales de Diseño Recomendados

En la Tabla 4-54 se presenta una comparación de los caudales máximos instantáneos obtenidos por la aplicación de los diferentes métodos empleados.

Tabla 4-54 Comparación de Caudales Máximos Instantáneos (m^3/s).

Periodo de Retorno (años)	Caudal Máximo Instantáneo [m^3/s]						
	DGA-AC	Verni & King	Verni & King Modificado	Racional Modificado	Transposición	HUS	Adoptado
10	2,1	58,6	1,6	10,8	6,5	18,4	18,4
25	4,3	79,6	2,5	15,8	14,0	34,5	34,5
50	7,3	96,8	3,2	20,0	23,6	47,8	47,8
100	11,9	114,6	4,1	24,6	38,4	63,6	63,6
250	29,8	138,3	5,4	31,5	70,0	88,5	88,5
500	58,8	157,3	6,6	37,3	107,6	108,4	108,4
1.000	116,7	174,0	7,7	42,9	162,8	129,8	162,8
10.000	1158,6	240,6	12,7	66,5	588,2	207,0	588,2

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Como se ha mencionado anteriormente, los métodos empíricos (valores en rojo) se descartan por no ser aplicables en la zona de estudio. Entre los dos restantes, se adoptan los mayores caudales, escogiendo los del HUS para períodos de retorno igual e inferiores a 500 años y los del método de transposición para períodos de retorno de 1.000 y 10.000 años.

4.4.3. Conclusiones

Los caudales expuestos en la Tabla 4-43 han sido obtenidos por medio del análisis estadístico de mediciones realizadas en el canal. Por esta razón no se presentan crecidas significativas y no es apropiado considerarlas para el diseño de alguna obra. Estos datos han sido descartados, pero se muestran de manera referencial.

Los resultados finalmente adoptados como los caudales máximos de diseño para el río Vilama se muestran en la siguiente tabla. Estos valores corresponden a los mayores comparando el método de transposición de caudales con los obtenidos del HUS. Elegir el mayor valor es conveniente dado que se asocian a un factor de seguridad que es preferible aplicar en el diseño de obras de esta naturaleza.

Tabla 4-55 Caudales Máximos Instantáneos de Diseño

Periodo de Retorno (años)	Qmáx Inst (m3/s)
10	18,4
25	34,5
50	47,8
100	63,6
250	88,5
500	108,4
1000	162,8
10000	588,2

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019.

Históricamente las crecidas del río en esta zona han provocado grandes daños a la infraestructura predial que en consecuencia han de generar impactos en las medidas de protección y reposición de las obras. En general, estos eventos de crecidas pueden ser desglosados para poder establecer cómo afrontarlos, tal como se muestra a continuación.

- Procesos:

- Desborde de cauces
- Socavamiento y desmoronamiento de riberas
- Depositación de material estéril fuera del lecho

- Consecuencias:

- Arranque o botadura de árboles
- Daños a la infraestructura urbana y predial
- Daños a la propiedad pública y privada
- Destrucción de cultivos
- Pérdida de fertilidad y arabilidad de suelos agrícolas
- Problemas de salud.

- Evaluación:

De acuerdo a lo señalado, la evaluación de los procesos de inundación, el peligro de ocurrencia, y sus consecuencias debiera considerar, en sus distintos ámbitos espaciotemporales, lo siguiente:

a) Evaluación de la Amenaza: (proceso natural - o antrópicamente intervenido - que puede generar la inundación)

Análisis de Antecedentes históricos:
- Situaciones sinópticas previas
- Productividad de la lluvia
- Áreas afectadas
- Recurrencia de crecidas
- Magnitud de crecidas y desbordes

Determinación de Umbrales de Desencadenamiento en relación con:
- Montos pluviométricos
- Espesor de las cubiertas nivales
- Registros de temperaturas

Conducente a:

- Zonificar las áreas de producción de las amenazas.
- Diseñar e implementar medidas de control y/o mitigación en su fase genética de acuerdo al nivel y recurrencia de estas.

b) Evaluación del Riesgo:

- Determinación espacial de la Exposición a la amenaza.
- Análisis de la estructura o diseño de las prevenciones tomadas e implementadas, si existen, y su funcionamiento en similares circunstancias.
- Confrontación de las Áreas amagadas versus el uso actual o planificado del suelo.

Conducente a llevar a cabo:

- Una Zonificación de Áreas en Riesgo por desbordes e Inundación.
- Una Planificación acorde del uso del suelo
- El diseño e implementación de Programas de Prevención

c) Evaluación de Consecuencias:

- Dimensionamiento de daños y pérdidas
- Cartografía de zonas afectadas según proceso y nivel de efecto
- Análisis de la efectividad de las medidas implementadas y obras ejecutadas.

Conducente a:

- El perfeccionamiento de planes y medidas.
- La redefinición de la zonificación de áreas de riesgo, si fuese necesario.
- El reforzamiento y mantención de las obras.

Por lo tanto, toda vez que exista un evento de crecida que provoque daños a la infraestructura de riego, se deberá evaluar sus consecuencias principalmente las que tienen relación con la reposición, mantenimiento y reforzamiento de las obras.

A finales de enero de 2019 se presenta un evento de crecida que provocó severos daños en la infraestructura del canal. Las intensas lluvias altiplánicas provocaron el desborde de varios ríos en la región, incluidos el San Pedro y Vilama. El equipo de SMI se encontraba en la zona realizando labores de topografía en el momento de la catástrofe y pudieron registrar las imágenes que se muestran a continuación. Todas corresponden a la zona de la bocatoma del canal Vilama y sus inmediaciones. Luego de las crecidas no había accesos disponibles hacia la bocatoma del canal San Pedro, por lo que no se cuenta con registros de éste.

Figura 4-27 Bocatoma canal Vilama (1/4).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-28 Bocatoma canal Vilama (2/4).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-29 Bocatoma canal Vilama (3/4).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-30 Bocatoma canal Vilama (4/4).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-31 Vías de acceso (1/3).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-32 Vías de acceso (2/3).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

Figura 4-33 Vías de acceso (3/3).

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

5. CATASTRO DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

Para el desarrollo del catastro y diagnóstico de la infraestructura de riego, se han desarrollado los siguientes trabajos previos:

a) Preparación Antecedentes en Gabinete.

Previo a los trabajos de terreno, se ha preparado en gabinete toda la información útil que existe respecto a estas obras, considerando la revisión de antecedentes a efectuarse en esta etapa del estudio. Dentro de la información básica revisada y preparada se tiene la siguiente:

- ✓ Confección de planos a escala adecuada con la ubicación de los canales y tranques a visitarse, según la información entregada por la Comisión Nacional de Riego (CNR) en los Términos de Referencia del estudio y a la información recopilada de otros estudios en la zona.
- ✓ Ingreso de las coordenadas GPS de los canales y tranques a ser visitados.

b) Visitas previas a terreno

Una vez preparados los antecedentes, se ha asistido a terreno con los especialistas correspondientes (geotécnicos, hidráulicos, ambientales, PAC, etc.), de manera de conocer la realidad de la zona y efectuar evaluaciones del tipo multidisciplinaria del estado actual de las obras.

Sobre la base de lo anterior, una de las primeras labores desarrolladas en esta etapa del estudio fue sostener reuniones con los regantes del sector, de manera de obtener de parte de ellos un primer detalle de los principales problemas que tienen en la red de riego.

En las visitas a terreno efectuadas se ha realizado un recorrido general de la red y de sus principales problemas y dificultades, para lo cual se ha levantado un detalle de los principales puntos críticos.

En función de lo anterior, la ficha de catastro considerada a aplicarse, contendrá como mínimo los siguientes puntos principales:

- ✓ Antecedentes Generales.
- ✓ Ubicación de la obra.
- ✓ Uso y destino de la obra.
- ✓ Materiales de Construcción.
- ✓ Geometría y dimensiones.
- ✓ Sustrato en el cual se asienta la obra.
- ✓ Estado y calidad de la construcción.

- ✓ Características del canal alimentador de los tranques.
- ✓ Características de las obras del evacuador de crecidas de los tranques.
- ✓ Características de las obras de entrega y desagüe de fondo de los tranques.
- ✓ Características del cauce y uso del suelo.
- ✓ Monografía.
- ✓ Observaciones.

Dado que la mayoría de los canales y tranques a catastrarse no tienen sus respectivos proyectos, la caracterización de los materiales y rellenos se realizará en esta primera etapa, de manera ocular.

Dentro de los croquis y descripciones a desarrollar en la monografía, se destacan los siguientes:

- ✓ Estado de los canales de riego y tranques
- ✓ Planta y Cortes de los canales de riego con sus taludes.
- ✓ Obras de Interferencias de los canales de riego.
- ✓ Planta y Cortes del muro con sus taludes en el caso de los tranques.

Se incluirán fotografías y videos de cada uno de los canales y tranques catastrados, considerando que esta información es un complemento de la recolección de datos en terreno y permitirán al equipo evaluador completar su visión integral de la obra, con el fin de precisar lo observado.

Esta toma de fotografías se realizará desde distintos ángulos, con el fin de poder caracterizar la obra completa, así como también de los sectores aledaños (casas, infraestructura, filtraciones al pie del muro, etc.).

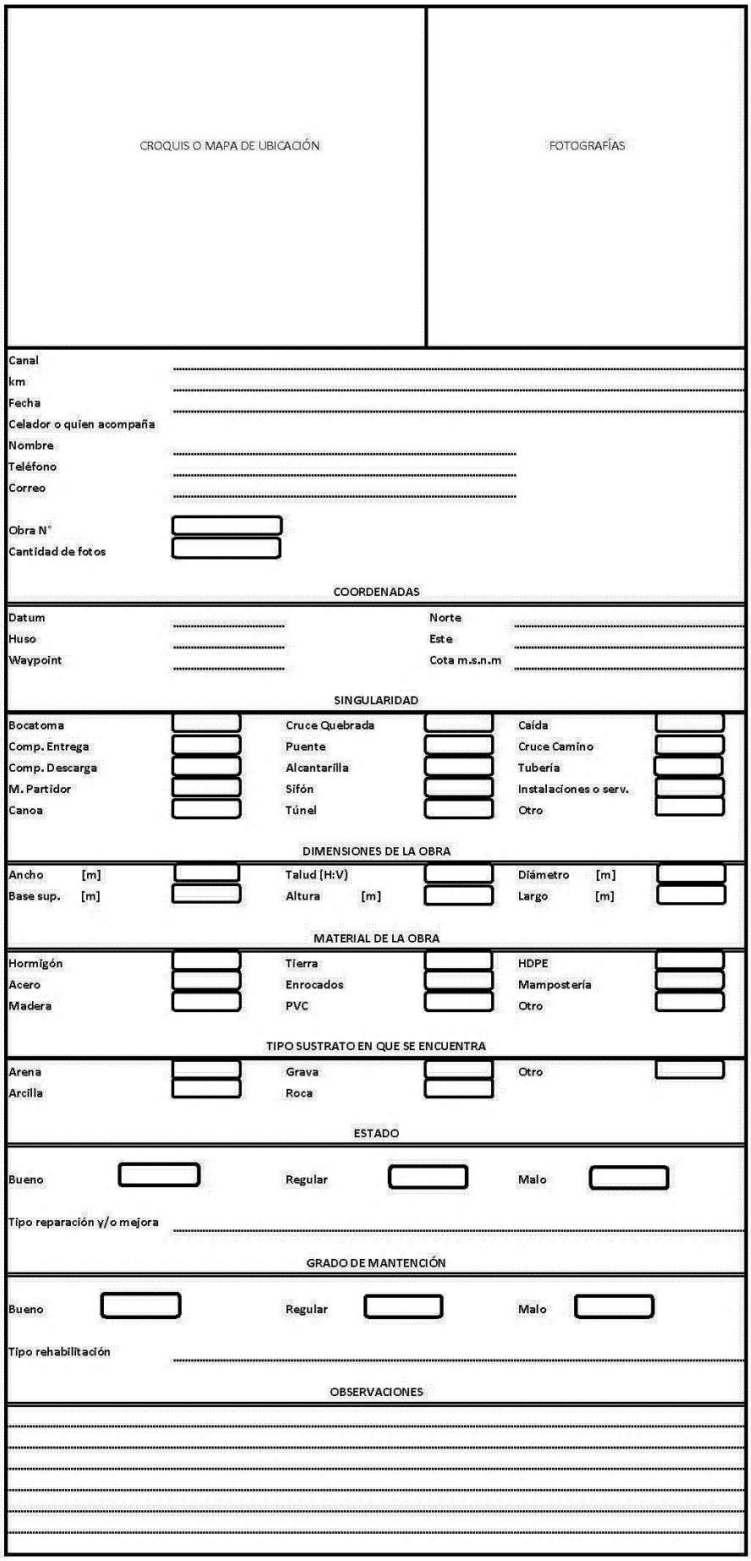
En la ficha de catastro se registrará además aquella información vinculada con problemas de embanque de las obras, junto con posibles impactos o afectaciones que tendrían las obras de conservación necesarias de desarrollarse en el marco del estudio ambiental.

c) Ficha de Catastro

Definida la propuesta de las fichas de catastro para desarrollar el diagnóstico de las obras, fueron presentadas a la CNR para acordar su utilización.

Acordados los puntos establecidos en cada ficha, se procedió a la confección definitiva de cada ficha tipo, las cuales se presentan a continuación.

Figura N° 5-1 Ficha de catastro tipo a utilizarse en canales de riego



CROQUIS O MAPA DE UBICACIÓN

FOTOGRAFÍAS

Canal .....
km .....
Fecha .....
Celador o quien acompaña
Nombre .....
Teléfono .....
Correo .....

Obra N°
Cantidad de fotos

COORDENADAS

Datum .....
Huso .....
Waypoint .....
Norte .....
Este .....
Cota m.s.n.m .....

SINGULARIDAD

Bocatoma		Cruce Quebrada		Caída	
Comp. Entrega		Puente		Cruce Camino	
Comp. Descarga		Alcantarilla		Tubería	
M. Partidor		Sifón		Instalaciones o serv.	
Canoa		Túnel		Otro	

DIMENSIONES DE LA OBRA

Ancho [m]		Talud (H:V)		Diámetro [m]	
Base sup. [m]		Altura [m]		Largo [m]	

MATERIAL DE LA OBRA

Hormigón		Tierra		HDPE	
Acero		Enrocados		Mampostería	
Madera		PVC		Otro	

TIPO SUSTRATO EN QUE SE ENCUENTRA

Arena		Grava		Otro	
Arcilla		Roca			

ESTADO

Bueno Regular Malo

Tipo reparación y/o mejora .....

GRADO DE MANTENCIÓN

Bueno Regular Malo

Tipo rehabilitación .....

OBSERVACIONES

.....
.....
.....
.....
.....
.....

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Figura Nº 5-2 Ficha de catastro tipo a utilizarse en pequeños tranques

CROQUIS O MAPA DE UBICACIÓN	FOTOGRAFÍAS

1.- ANTECEDENTES GENERALES			
Nombre de Presa		Cordenadas UTM Este	
Fuente del Recurso		Coordenadas UTM Norte	
Km en que se ubica		Datum	
Fecha		Huso	
Waypoint		Altitud (msnm)	

2.- CELADOR O QUIEN ACOMPAÑA	
Nombre	
Teléfono	
Correo	

3.- USO O DESTINO DEL EMBALSE		4.- TIPO DE EMBALSE	
Riego		Presa de Tierra Homogénea	
Abastecimiento de APR		Presa Zonificada	
Sedimentación		Presa de Enrocados (CFRD o CFGD)	
Control de Crecidas		Presa de Hormigón	
Recreación		Presa de RCC	
Otros Usos		Otro Tipo	

5.- GEOMENTRIA DE LA PRESA		6.- CAPACIDAD DEL EMBALSE	
Longitud Coronamiento (m)		Altura máxima muro (m)	
Ancho Coronamiento (m)		Profundidad máxima (m)	
Talud Aguas Abajo (H:V)		Área espejo de agua (ha)	
Revancha (m)		Volumen Estimado (m3)	

7.- ESTADO DEL EMBALSE			
Problemas sedimentación		Indicios de Deslizamientos	
Uniformidad Taludes		Presencia de Saturación	
Depresiones Visibles		Presencia de Filtraciones	
Grietas Visibles		Estado Revestimiento	

8.- CARACTERISTICAS EVACUADOR DE CRECIDAS			
Tipo Vertedero		**Tipo de Control**	
Vertedero Frontal		Vertedero Libre, sin control	
Vertedero Lateral		Vertedero controlado	
Vertedero de Campana			
		Tipo Canal de Evacuación	
Tipo Pared Vertido		Rectangular	
Vertedero de Pared Delgada		Trapezoidal	
Vertedero de Pared Gruesa		Triangular	
Vertedero con Perfil Hidráulico		Circular	
Estado Conservación y Operación		**Dimensiones**	
Bueno		Ancho (m)	
Malo		Longitud (m)	
		Profundidad (m)	
		Taludes (H:V)	

9.- CARACTERISTICAS OBRA DESARENADOR			
Tipo Desarenador		**Funcionamiento Actual**	
Rectangular		Operativo	
Trapezoidal		No Operativo	
Triangular			
Circular		**Dimensiones**	
		Ancho (m)	
Compuertas		Longitud (m)	
Si		Profundidad (m)	
No		Taludes (H:V)	

10.- OBSERVACIONES

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Por lo tanto, sobre la base de la información recopilada en gabinete y las visitas a terreno desarrolladas tanto en forma previa como en las labores de catastro, se entrega información sobre la condición actual de la infraestructura de riego en los canales y tranques del estudio. Para cumplir con este objetivo, se ha de estimar la capacidad de cada canal en bocatoma y/o en otros tramos, de manera de tener una primera aproximación del estado de la red.

5.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO EN ESTUDIO

Con respecto al área del proyecto, en la comuna de San Pedro de Atacama, los sistemas hídricos para el riego están constituidos por una red de canales primarios y secundarios que abastecen la actividad agrícola de la zona aledaña al río Vilama (Ayllu de Vilama y sector El Alambrado) y la zona que comprende los Ayllus de Poconche, Beter y Tulor, al sur de San Pedro de Atacama. Todos los canales son pertenecientes y actúan bajo la jurisdicción de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del río Vilama, cuyo presidente es el Sr. Sergio Aguirre.

La asociación de regantes está organizada y estructurada como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N° 5-1 Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del río Vilama

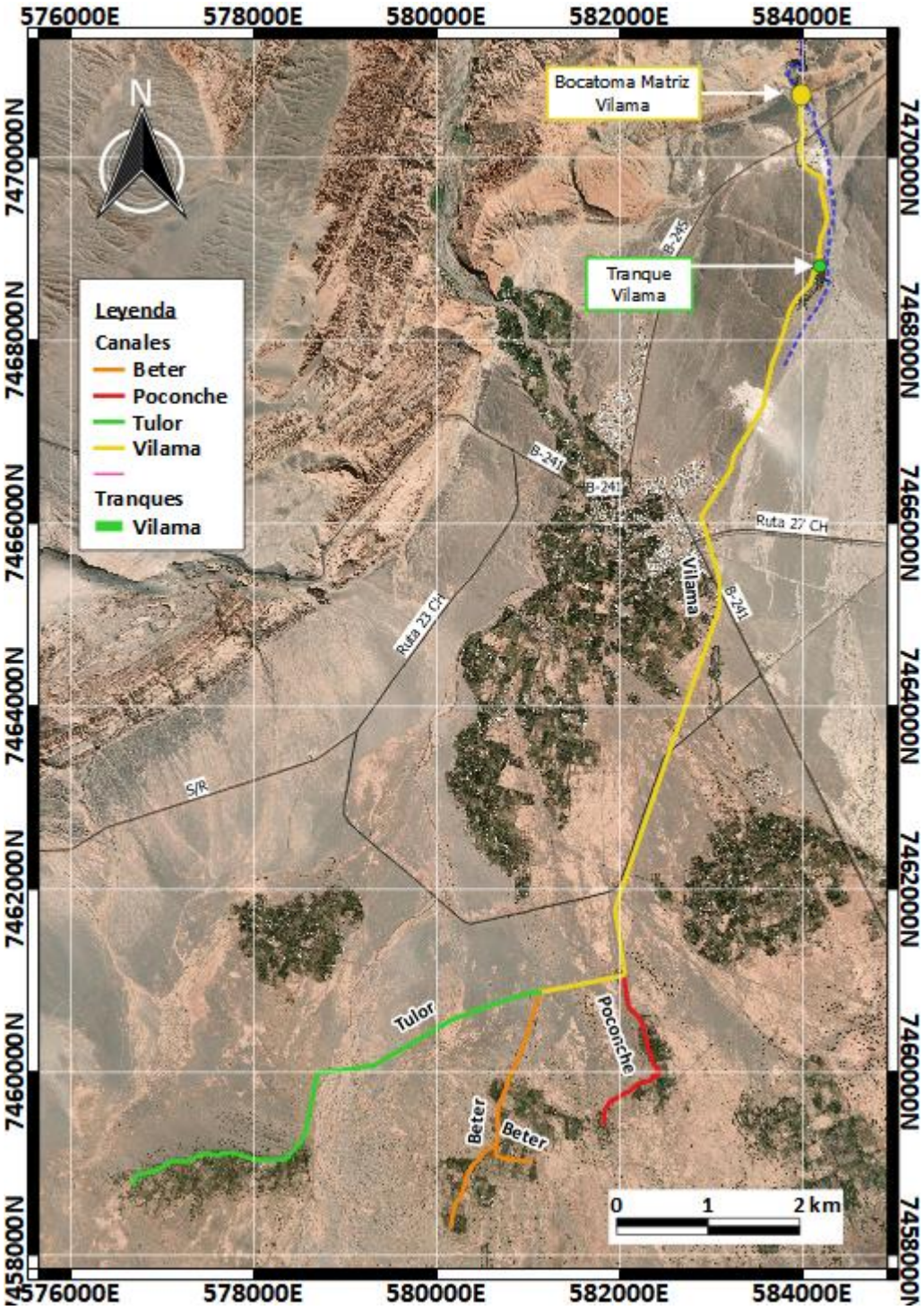
Ayllu	Canal
Vilama	Vilama
Poconche	Poconche
Beter	Beter
Tulor	Tulor

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

La red de canales primarios y secundarios del río Vilama, se compone de una bocatoma principal que capta la mayor parte del afluente proveniente del río. El canal Matriz o canal Vilama es el encargado de conducir el agua hacia los canales derivados que abastecen a toda la red.

La ubicación de las obras de riego se presenta en las siguientes figuras:

Figura N° 5-3 Obras de riego sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia a partir de SIG
Sistema de coordenadas: UTM, datum SIRGAS-WGS84. SMI, año 2019.

La situación actual de los canales según el registro entregado por la CNR se presenta en la siguiente tabla:

Tabla N° 5-2 Registro de canales Vilama

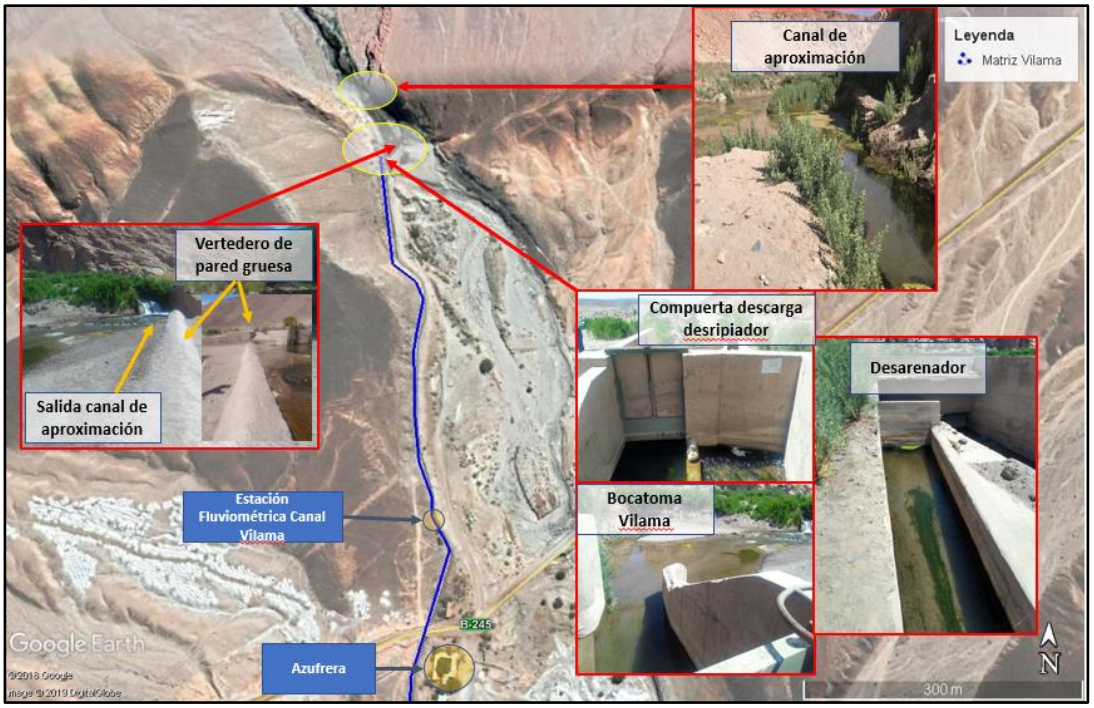
Nombre Canal Registro CNR	Nombre Canal Catastro SMI	Grupo de riego	Sector o Ayllu asociado	Situación actual
Vilama a y b	Vilama	1	Vilama y Derivados	Operativo y catastrado
D Beter	Beter	2	Beter	Operativo y catastrado
D Tulor	Tulor	3	Tulor	Operativo y catastrado
D Poconche	Poconche	4	Poconche	Operativo y catastrado

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

5.2. OBRAS DE TOMA

El canal Matriz Vilama tiene su obra de toma en la ribera derecha del río Vilama. Se compone de una obra de captación consistente en un muro de encausamiento en tierra que desvía la mayor parte del agua proveniente del río hacia el canal de aproximación, el cual conduce el flujo hacia la bocatoma, cruzado el vertedero de pared gruesa ubicado en el lecho del río, donde el agua entra al canal luego de sobrepasar el vertedero de rebose del desripiador. Desde este punto, el canal se adentra y se aleja del río asegurando su infraestructura de las crecidas provocadas por el invierno altiplánico.

Figura N° 5-4 Bocatoma – Canal Matriz Vilama



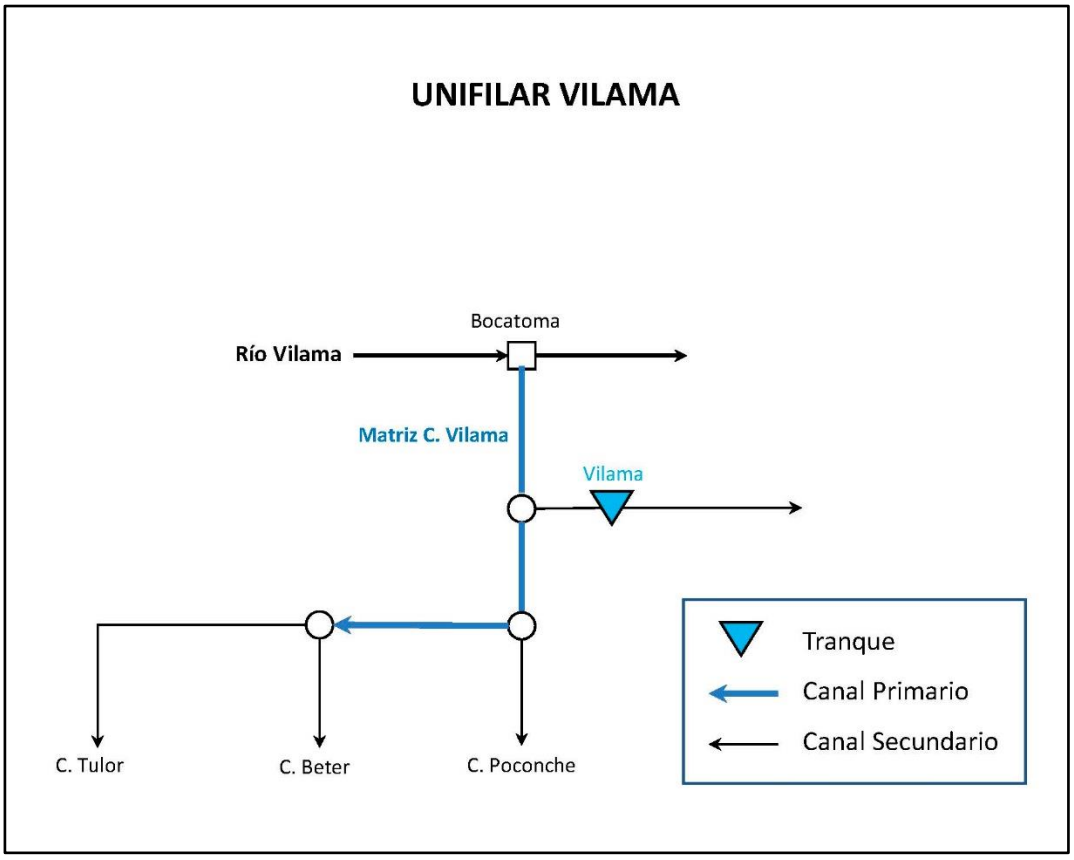
Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Mayor detalle de la información presentada se encuentra en las fichas de catastro que se adjuntan en el **Anexo Tomo 2.**

5.3. CANALES DE RIEGO

El sistema hídrico de riego de la cuenca del río Vilama se conforma y dispone según el siguiente mapa unifilar:

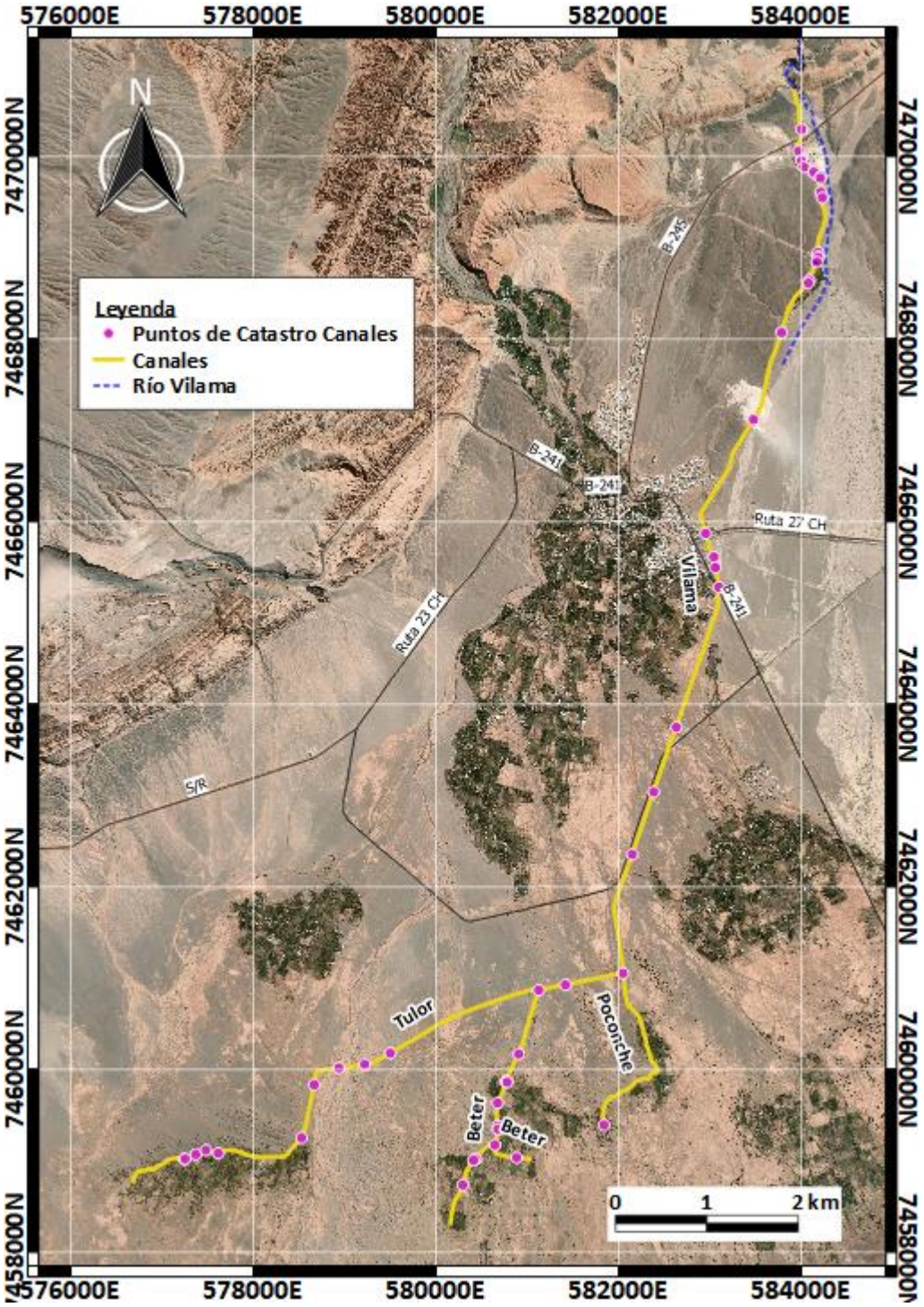
Figura N° 5-5 Unifilar Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De la totalidad del catastro se elaboraron 50 fichas con información de los canales, cuya ubicación espacial está distribuida como se muestra en la siguiente imagen:

Figura Nº 5-6 Ubicación puntos catastrados Canales Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

La red de riego del sistema Vilama se compone de un canal matriz y sus derivados. Las principales características del canal matriz se muestran a continuación:

Tabla Nº 5-3 Características Canal Matriz Sistema Río Vilama

Canal	Longitud (km)	Superficie [ha]
Matriz Vilama	11,38	310,98

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En la siguiente tabla se expone de manera sintetizada la información catastrada que forma parte de las fichas de catastro que se encuentran en el **Anexo Tomo 2.**

Tabla Nº 5-4 Catastro Matriz Sistema Vilama

Coordenadas (WGS84 – Huso 19S)		Características		
Este (m)	Norte (m)	Material	Dimensiones	Descripción
580.316	7.470.610	Hormigón	Sección trapecial Ancho canal = 2,92 m Altura canal = 0,96 m Base = 1,27 m	Canal bordea los pies del cerro, el cual tiene mucho material suelto, siendo fuente de derrumbes que embancan el canal.
584.001	7.470.301	Hormigón	Sección rectangular Ancho canal = 1,00 m Altura canal = 0,80 m	Canal en estación de medición DGA. Presenta gran cantidad de sedimento arrastrado por el flujo y que cae de las laderas de los cerros aledaños. En este punto el flujo presenta una baja velocidad lo que probablemente genera la acumulación.
582.043	7.461.047	Hormigón	Sección rectangular Ancho canal = 0,80 m Altura canal = 0,70 m	Canal en punto de entrega a canal Poconche. Presenta sedimento en el fondo y baja velocidad del flujo. Compuertas deterioradas y en mal estado.
583.781	7.468.075	Hormigón	Sección trapecial Ancho canal = 0,75 m Altura canal = 0,50 m Base = 0,50 m	Canal a la salida del Ayllu Vilama. Presenta un alto desgaste del revestimiento debido a su antigüedad, lo que genera filtración de agua. Desarenador en mal estado de operación.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Los canales derivados y sus principales características son los siguientes:

Tabla Nº 5-5 Características Derivados Canal Matriz Sistema Río San Pedro

Canal Matriz	Canal Derivado	Longitud Derivado (km)	Superficie [ha]
Matriz Vilama	Poconche	2,08	62,90
	Beter	3,35	132,00
	Tulor	5,52	98,60
Total		**10,95**	**293,50**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De las tablas anteriores, se aprecia que la longitud total del canal matriz es cercana a los 11,5 Km, mientras que sus derivados alcanzan un total aproximado de 11 Km con una superficie total bajo riego de aproximadamente 311 ha.

En la siguiente tabla se expone de manera sintetizada la información catastrada que forma parte de las fichas de catastro que se encuentran en el **Anexo Tomo 2.**

Tabla Nº 5-6 Catastro Derivados Sistema San Pedro

Canal	Descripción
Poconche	Canal que riega el Ayllu de Poconche, que su primer tramo se encuentra tapado con planchas de acero para evitar la caída de arena en su interior. Aun así, presenta problemas de embancamiento y baja velocidad de escurrimiento producto de la baja pendiente.
Beter	Canal encargado de regar los predios del Ayllu de Beter. La mayoría de su trazado es revestido, pero presenta tramos en tierra. Debido a la antigüedad del revestimiento, presenta problemas de filtración de agua y en los tramos en tierra, erosión causada por un roedor llamado "Chululo" que realiza orificios en el terreno.
Tulor	Canal que riega el Ayllu de Tulor. Es el que presenta los mayores problemas debido al constante embancamiento de la tubería que cruza el río San Pedro y a las dunas que atraviesa y que llegan al canal tapándolo. Su revestimiento es antiguo, presentando pérdidas por infiltración.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

5.4. TRANQUES Y OBRAS DE ALMACENAMIENTO

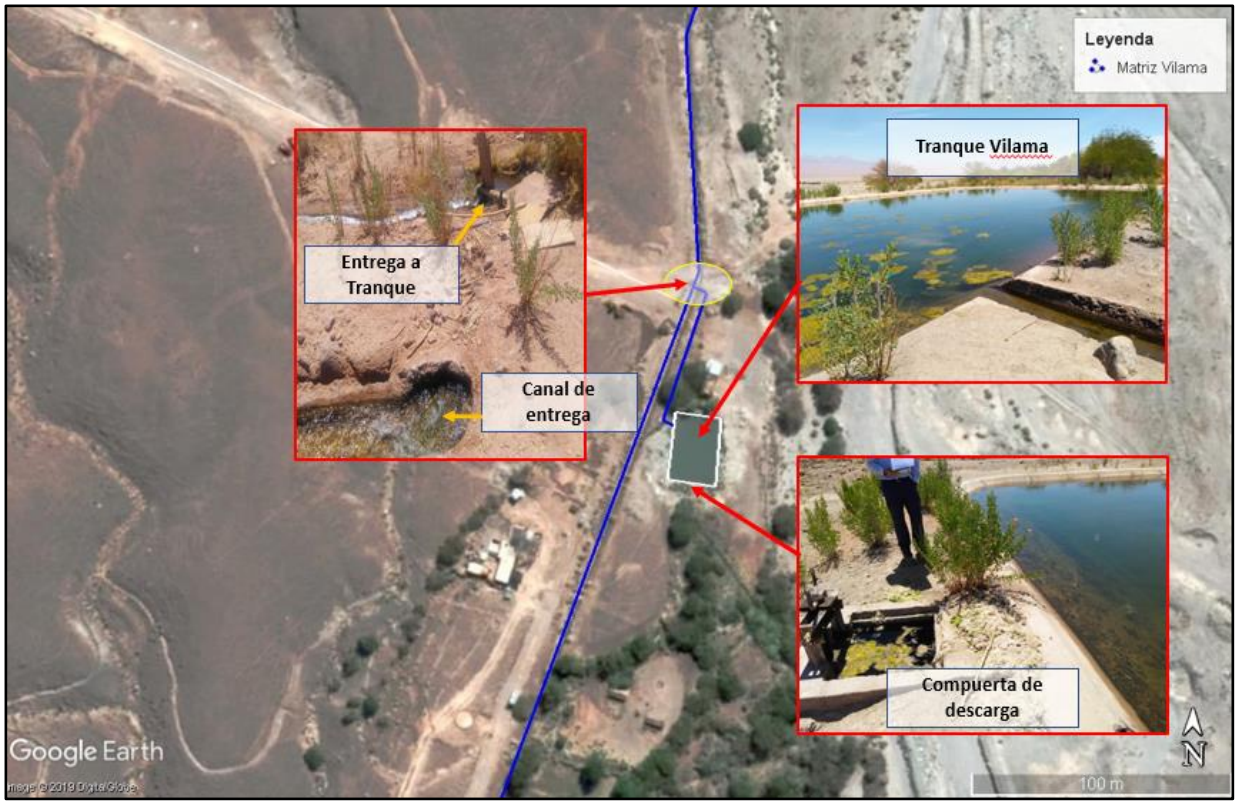
Como se puede apreciar en la Figura Nº 5-3, el sistema de almacenamiento lo componen solo un tranque denominado Vilama

A modo de tener una referencia preliminar respecto al estado en que se encuentra el tranque, SMI realizó una visita de manera de determinar su condición actual.

El tranque Vilama se encuentra ubicado dentro de la comunidad indígena o Ayllu de Vilama, cercano al trazado por donde pasa el canal Vilama, el cual alimenta de agua al tranque.

En la imagen siguiente se muestra su ubicación y principales características observadas en terreno.

Figura N° 5-7 Ubicación Tranque Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De la visita realizada se puede apreciar que el tranque es de dimensiones pequeñas en comparación a otras obras de almacenamiento y no permite almacenar agua para toda la red de riego. Su construcción es de hormigón, con data del año 1965 y presenta problemas de sedimentación y filtración producto de la antigüedad de la obra.

En la siguiente tabla se muestra la información catastrada y que forma parte de las fichas de catastro que se encuentra en el **Anexo Tomo 2.**

Tabla N° 5-7 Información Tranque Vilama

1.- ANTECEDENTES GENERALES			
Nombre de Presa	Tranque Ayllu Vilama	Cordenadas UTM Este	584188
Fuente del Recurso	Canal Vilama	Coordenadas UTM Norte	7468835
Km en que se ubica	-	Datum	WGS-84
Fecha	15-01-2019	Huso	19
Waypoint	654	Altitud (msnm)	2477

2.- CELADOR O QUIEN ACOMPAÑA	
Nombre	Alexis Reyes
Teléfono	+56997889060
Correo	

3.- USO O DESTINO DEL EMBALSE		4.- TIPO DE EMBALSE	
Riego	X	Presa de Tierra Homogénea	
Abastecimiento de APR		Presa Zonificada	
Sedimentación		Presa de Enrocados (CFRD o CFGD)	
Control de Crecidas		Presa de Hormigón	
Recreación		Presa de RCC	
Otros Usos		Otro Tipo	X

5.- GEOMENTRIA DE LA PRESA		6.- CAPACIDAD DEL EMBALSE	
Longitud Coronamiento (m)	24.37	Altura máxima muro (m)	1.30
Ancho Coronamiento (m)	17.88	Profundidad máxima (m)	1.15
Talud Aguas Abajo (H:V)	2:1	Área espejo de agua (ha)	0.05
Revancha (m)	0.15	Volumen Estimado (m3)	517.50

7.- ESTADO DEL EMBALSE			
Problemas sedimentación	Si	Indicios de Deslizamientos	Si
Uniformidad Taludes	Si	Presencia de Saturación	No
Depresiones Visibles	Si	Presencia de Filtraciones	No
Grietas Visibles	Si	Estado Revestimiento	Regular (sucio y grietas)

8.- CARACTERISTICAS EVACUADOR DE CRECIDAS			
Tipo Vertedero		**Tipo de Control**	
Vertedero Frontal		Vertedero Libre, sin control	
Vertedero Lateral		Vertedero controlado	
Vertedero de Campana			
		Tipo Canal de Evacuación	
Tipo Pared Vertido		Rectangular	
Vertedero de Pared Delgada		Trapezoidal	
Vertedero de Pared Gruesa		Triangular	
Vertedero con Perfil Hidráulico		Circular	
Estado Conservación y Operación		**Dimensiones**	
Bueno		Ancho (m)	
Malo		Longitud (m)	
		Profundidad (m)	
		Taludes (H:V)	

9.- CARACTERISTICAS OBRA DESARENADOR			
Tipo Desarenador		**Funcionamiento Actual**	
Rectangular		Operativo	
Trapezoidal		No Operativo	
Triangular			
Circular		**Dimensiones**	
		Ancho (m)	
Compuertas		Longitud (m)	
SI		Profundidad (m)	
No		Taludes (H:V)	

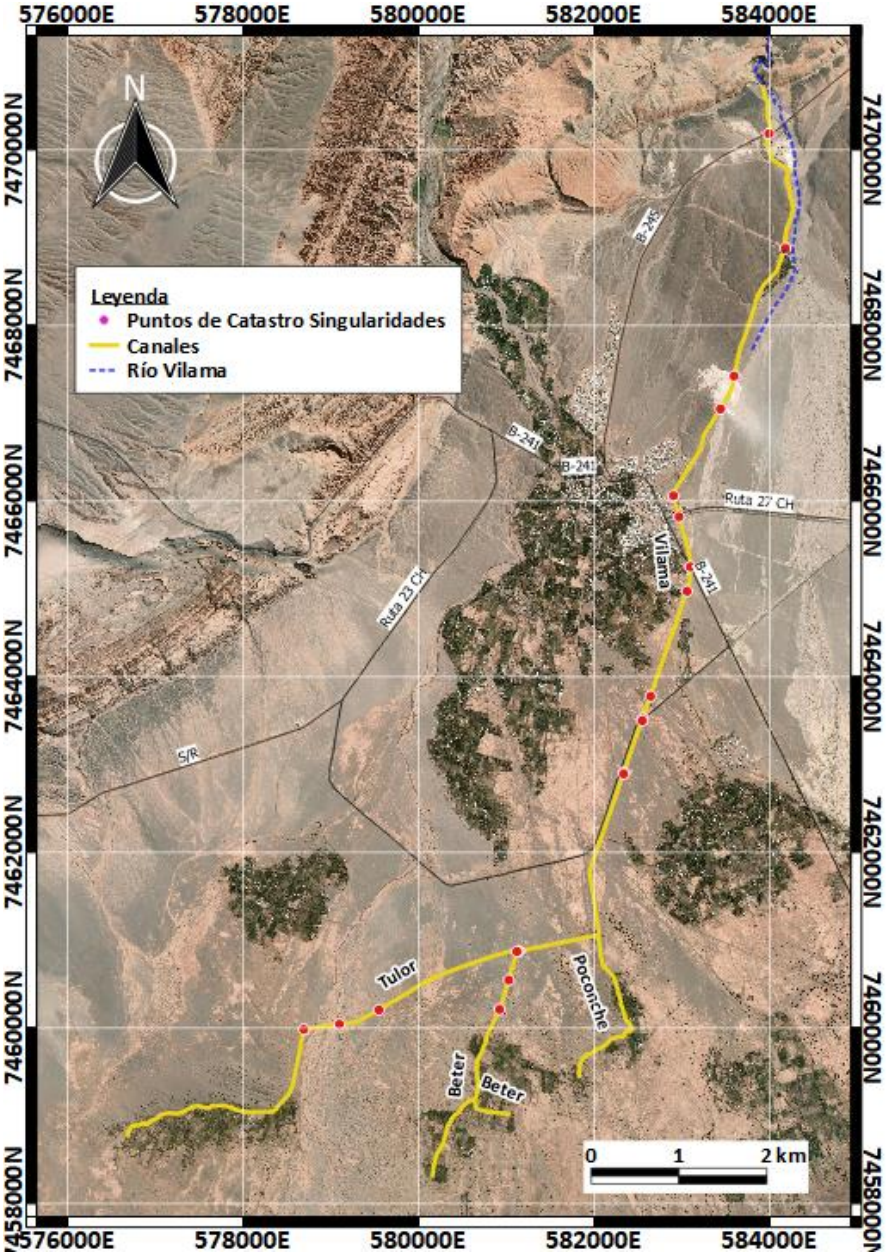
10.- OBSERVACIONES
El tranque no tiene desarenador ni evacuador de crecidas.
No se ha podido medir la compuerta que está en la obra de descarga debido a que se encuentra lleno de agua.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

5.5. SINGULARIDADES: ATRAVIESOS, QUEBRADAS, INTERFERENCIAS CON CAMINOS, ETC.

De la totalidad del catastro se elaboraron 21 fichas con información de singularidades como cruces de camino, quebradas u otros aspectos importantes a destacar del recorrido realizado a los canales de riego, cuya ubicación espacial está distribuida como se muestra en la siguiente imagen:

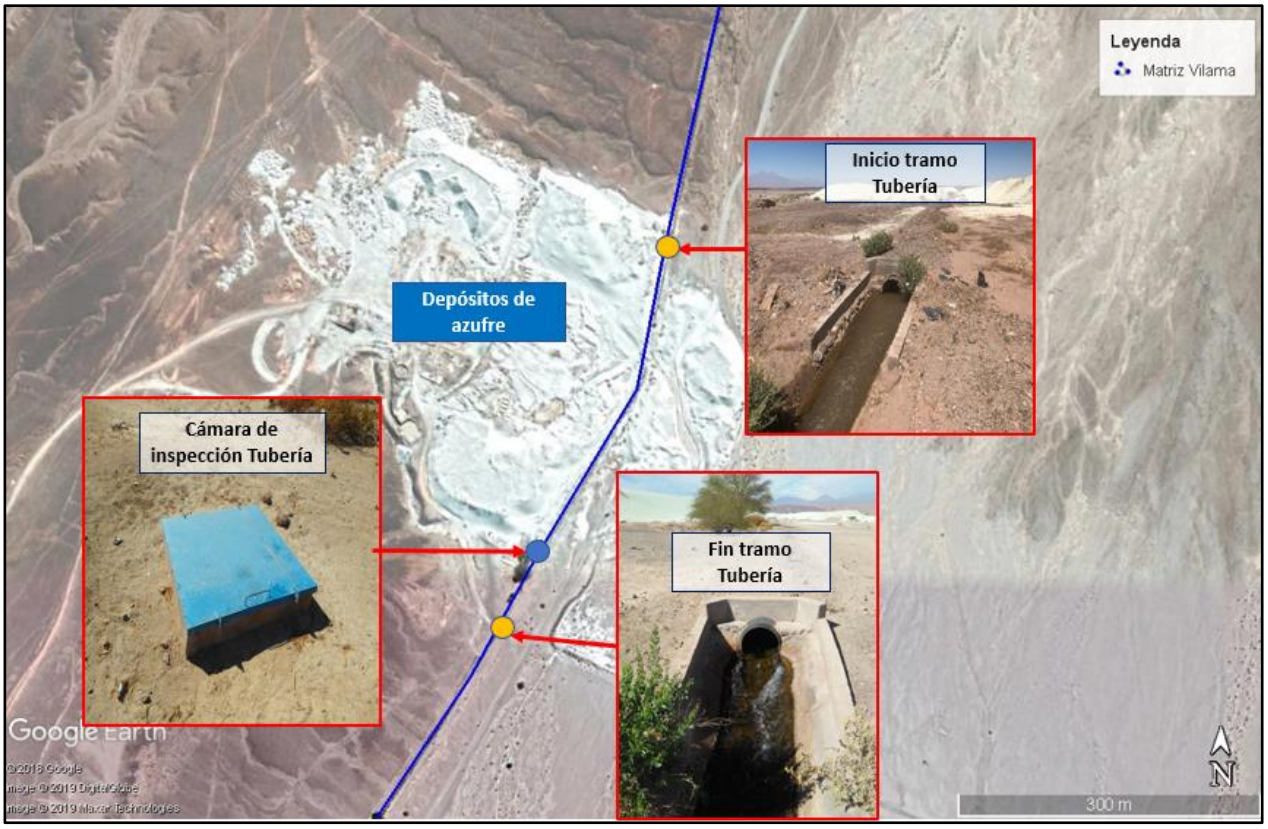
Figura N° 5-8 Ubicación puntos catastrados Singularidades Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

A continuación, se presentan algunos de los puntos singulares catastrados de importancia.

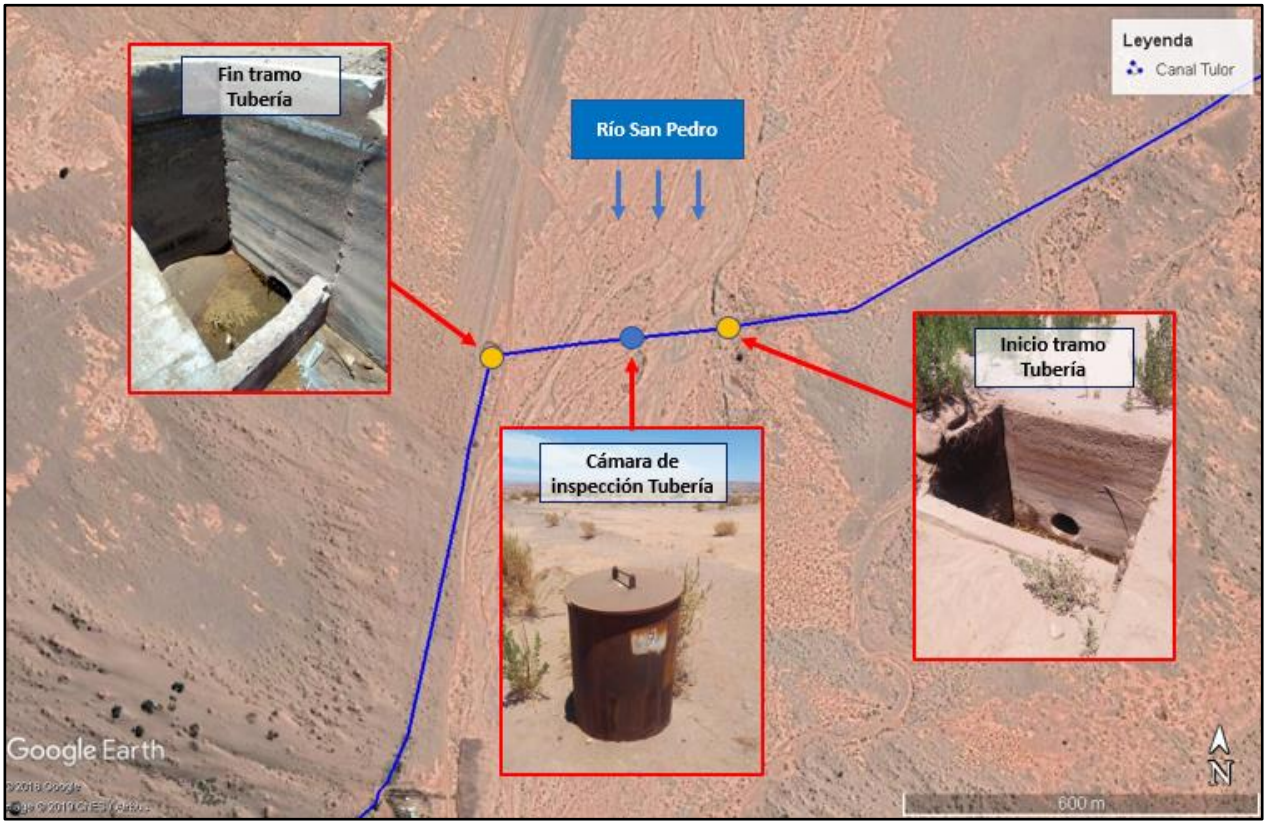
Figura N° 5-9 Tramo subterráneo depósitos de azufre Matriz Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En este punto se protegió el canal mediante una tubería subterránea debido a la contaminación de las aguas que podía generar el depósito de azufre. Esta obra es reciente según la información entregada por el tomero del canal el Sr. Alexis Reyes.

Figura Nº 5-10 Tramo subterráneo Canal Tulor



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Este es un punto crítico del sistema debido a que es una obra de cruce del río San Pedro y es la única conexión de riego hacia el Ayllu de Tulor. Al estar en el último tramo de entrega del canal matriz, el canal Tulor se ve afectado por la baja velocidad y el bajo caudal que proviene del flujo, sedimentando el material al pasar por la tubería, sumado a la nula función de los desarenadores que existen antes del atravieso, los cuales se encuentran embancados.

Mayor detalle de la información presentada se encuentra en las fichas de catastro que se adjuntan en el **Anexo Tomo 2.**

5.6. CAPACIDAD HIDRÁULICA DE LAS OBRAS

Para esta primera aproximación del estado de la red, desde el punto de vista hidráulico, se ha realizado una revisión considerando la condición de flujo uniforme, de manera de determinar el caudal máximo de porteo, considerando una revancha mínima sobre los canales de riego (Caudal de diseño) y la capacidad máxima de los mismos, hasta borde de canal.

Esta primera aproximación se ha desarrollado considerando lo observado en terreno durante el desarrollo del catastro de las obras y la información recopilada con los regantes y celadores que han participado en dicha visita.

Para lo anterior se utilizará la fórmula de Manning, dada por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{\sqrt{i}}{n} R^{2/3} A$$

Donde:

Q = Caudal en [m^3/s].
i = Pendiente de Fondo del Canal [m/m]
A = Área de la sección de escurrimiento [m^2].
R = Radio Hidráulico de la Sección de Escurrimiento [m].

Para la estimación de las dimensiones del mismo, en esta primera visita a terreno se han realizado mediciones in situ para estimar sus dimensiones correspondientes.

Con respecto a la estimación del coeficiente de rugosidad, se utilizará tablas para valores habituales de los mismos, dependiendo de las condiciones del terreno.

Otros datos hidráulicos importantes a determinar en forma preliminar tienen relación con las velocidades de escurrimiento de los canales, de manera de determinar aquellas secciones en las que pueden existir problemas de sedimentación (velocidades menores a 0,7 [m/s]) y aquellos sectores en que pueden existir problemas de erosión para altas velocidades. Como criterio, para canales en terreno natural, se acepta una velocidad máxima de 1,5 [m/s], mientras que, en canales revestidos en roca dura u hormigón, 5 [m/s].

En forma adicional, se analizará el Número de Froude de las secciones, de manera de determinar si el escurrimiento es en régimen de río, torrente o crítico. Lo anterior permite tener una idea del ordenamiento del flujo en el escurrimiento, considerando que la situación ideal es del tipo subcrítico en donde se tienen líneas de flujo ordenadas. En el escurrimiento del tipo supercrítico, en cambio, puede haber turbulencias en el escurrimiento, los cuales presentan mayores problemas para el control y encauzamiento del flujo. De igual manera, interesa determinar aquellas secciones en que ocurre escurrimiento crítico, ya que marca el límite entre ambos tipos de régimen.

De esta manera, sobre la base de lo anterior, en la tabla siguiente se presenta un resumen del análisis hidráulico efectuado, considerando que la altura de agua que escurre por los canales coincide con la altura de éste.

Tabla Nº 5-8 Características hidráulicas estimadas canales de riego con agua fluyendo a tope de altura del canal.

Canal	ID	Base [m]	Ancho [m]	Talud	H agua [m]	Rugosidad	Pendiente [m/m]	Caudal [m³/s]
Vilama	357	1,00	1,00	0,00	0,80	0,018	0,0005	0,453
Vilama	383	0,60	2,20	1,57	0,60	0,022	0,0005	0,446
Vilama	391	0,90	0,90	0,00	0,60	0,016	0,0005	0,305
Vilama	392	0,50	0,50	0,00	0,40	0,017	0,0005	0,076
Vilama	395	1,40	1,40	0,00	1,10	0,018	0,0005	1,086
Vilama	417	0,55	1,32	1,13	0,40	0,022	0,0005	0,152
Vilama	420	1,25	1,25	0,00	0,50	0,016	0,0005	0,372
Vilama	414	0,60	1,62	1,00	0,60	0,018	0,0005	0,413
Vilama	365	0,60	2,64	2,00	0,60	0,016	0,0005	0,719
D Beter	440	0,60	0,60	0,00	0,60	0,016	0,0005	0,172
D Beter	439	0,60	0,60	0,00	0,60	0,018	0,0005	0,153
D Beter	444	0,40	0,91	0,75	0,40	0,025	0,0005	0,086
D Beter	425	0,70	0,70	0,00	0,55	0,016	0,0005	0,192
D Tulor	428	0,70	0,70	0,00	0,55	0,016	0,0005	0,192

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Se asume la misma pendiente para todos los tramos. Esto luego de haber obtenido un valor que sea concordante con las mediciones de la estación fluviométrica del canal (correspondiente al Waypoint 357).

La siguiente tabla, en cambio, muestra la situación en donde la altura de escurrimiento del agua corresponde al 85% de la altura total del canal. Los valores de base, ancho, talud, rugosidad y pendiente son los mismos que los correspondientes en la tabla anterior, pero se han omitido para no ser redundante.

Tabla N° 5-9 Características hidráulicas estimadas canales de riego con agua fluyendo a 85% de altura del canal.

Canal	ID	H agua [m]	Caudal [m³/s]
Vilama	357	0,68	0,369
Vilama	383	0,51	0,315
Vilama	391	0,51	0,247
Vilama	392	0,34	0,061
Vilama	395	0,94	0,883
Vilama	417	0,34	0,111
Vilama	420	0,43	0,297
Vilama	414	0,51	0,299
Vilama	365	0,51	0,502
D Beter	440	0,51	0,141
D Beter	439	0,51	0,125
D Beter	444	0,34	0,063
D Beter	425	0,47	0,156
D Tulor	428	0,47	0,156

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Los parámetros hidráulicos obtenidos para ambos casos se muestran, respectivamente, en las siguientes tablas:

Tabla N° 5-10 Parámetros hidráulicos estimados en los canales de riego para una altura de escurrimiento igual a la altura del canal.

Canal	ID	Altura [m]	Fr	Velocidad [m/s]
Vilama	357	0,80	0,20	0,57
Vilama	383	0,60	0,25	0,48
Vilama	391	0,60	0,23	0,57
Vilama	392	0,40	0,19	0,38
Vilama	395	1,10	0,21	0,71
Vilama	417	0,40	0,23	0,38
Vilama	420	0,50	0,27	0,59
Vilama	414	0,60	0,29	0,57
Vilama	365	0,60	0,35	0,67
D Beter	440	0,60	0,20	0,48
D Beter	439	0,60	0,18	0,42
D Beter	444	0,40	0,18	0,31
D Beter	425	0,55	0,22	0,50
D Tulor	428	0,55	0,22	0,50

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 5-11 Parámetros hidráulicos estimados en los canales de riego para una altura de escurrimiento igual al 85% de la altura del canal.

Canal	ID	Altura [m]	Fr	Velocidad [m/s]
Vilama	357	0,68	0,21	0,54
Vilama	383	0,51	0,25	0,44
Vilama	391	0,51	0,24	0,54
Vilama	392	0,34	0,20	0,36
Vilama	395	0,94	0,22	0,67
Vilama	417	0,34	0,23	0,35
Vilama	420	0,43	0,27	0,56
Vilama	414	0,51	0,29	0,53
Vilama	365	0,51	0,35	0,61
D Beter	440	0,51	0,21	0,46
D Beter	439	0,51	0,18	0,41
D Beter	444	0,34	0,18	0,28
D Beter	425	0,47	0,22	0,48
D Tulor	428	0,47	0,22	0,48

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Todos los cálculos desarrollados para este ítem se encuentran en la planilla "Verificación hidráulica sistema Vilama" ubicada en **Anexo Tomo 2.**

5.7. RESUMEN CATASTRO DESARROLLADO

Del catastro realizado al sistema de riego del río Vilama se puede ver que los principales problemas de los regantes tienen relación con la sedimentación del material que arrastra el agua además de problemas de filtraciones desde el canal de riego y escurrimiento debido a las bajas pendientes y acumulación de sedimento.

En el sector de la bocatoma los principales problemas corresponden a las obras de desviación y canales de aproximación, ya que estas obras se encuentran elaboradas en forma artesanal o en su defecto subdimensionada.

Con respecto al tranque Vilama, los principales problemas se derivan de una mala mantención, por lo que presenta problemas de sedimentación. Otro problema encontrado es con respecto a los sedimentadores ya que no existen obras antes de la llegada del agua al tranque.

Un gran problema y transversal que se ha encontrado tiene relación con las obras de cruce que carecen de mantención, provocando el embancamiento de las tuberías.

Una vez desarrollado el completo catastro de la red de riego, además del levantamiento de la red de canales de riego, se podrá desarrollar un estudio más acabado de las distintas partes y secciones de los canales de riego en estudio.

Desde el punto de vista de la capacidad de la infraestructura, la velocidad de escurrimiento es más baja que la recomendada para transportar los sedimentos e impedir su deposición (0.7 [m/s] aproximadamente), independiente si el canal funciona con toda su capacidad o al 85%. Esto tiene concordancia con lo visto en terreno, en donde el principal problema de los canales es el embancamiento.

6. AFOROS

6.1. METODOLOGÍA DE AFORO

Para realizar aforos, SMI Ingenieros dispone de un molinete electrónico, el cual consiste en una hélice que mide las revoluciones generadas por el escurrimiento y las convierte en mediciones de velocidad para distintos puntos de un canal de riego. Cabe señalar que el molinete empleado cuenta con certificado de calibración.

Para determinar el caudal pasante en cada una de las secciones del canal, se utiliza el molinete que mide la velocidad de escurrimiento en una profundidad predefinida. Con este instrumento se miden las velocidades en diversos puntos de una sección, de manera de obtener una serie de valores para posteriormente determinar su valor promedio. Una vez definida la velocidad característica, y calculando el área de la sección, se puede determinar el caudal recurriendo a la expresión que relaciona estas variables.

6.1.1. Definición de subsecciones de medición

Para definir la cantidad de mediciones a realizar en las subsecciones de la sección de aforo seleccionada del canal, se considera el ancho superficial del canal T, tomando en cuenta el criterio descrito en la siguiente tabla.

Tabla N° 6-1 Número de subsecciones en función del ancho superficial del canal.

Ancho superficial T (m)	N° de subsecciones
$T \leq 1\ [m]$	4
$1\ [m] < T \leq 2\ [m]$	6
$2\ [m] < T \leq 4\ [m]$	10
$4\ [m] < T \leq 8\ [m]$	16
$8\ [m] < T \leq 10\ [m]$	20
$10\ [m] < T$	24

Fuente: Jornada de capacitación CNR para aforo en canales no revestidos. (CNR, 2010).

6.1.2. Definición de cantidad de datos por cada subsección

Una vez definida la cantidad de subsecciones, se mide la profundidad máxima de escurrimiento y, en base al valor medido, se determina el número de mediciones de velocidad por cada subsección, las cuales se realizan para diversas profundidades que se definen aplicando el siguiente criterio:

Tabla N° 6-2 Número de mediciones de velocidad por subsección, según profundidad de escurrimiento.

Profundidad de escurrimiento h_{esc} (m)	Medida de velocidad en subsección
$h_{esc} \leq 0{,}2\ [m]$	$0{,}6h_{esc}$
$0{,}2\ [m] < h_{esc} \leq 0{,}5\ [m]$	$0{,}2h_{esc} - 0{,}6h_{esc}$
$0{,}5\ [m] < h_{esc}$	$0{,}2h_{esc} - 0{,}6h_{esc} - 0{,}8h_{esc}$

Fuente: Jornada de capacitación CNR para aforo en canales no revestidos. (CNR, 2010).

6.1.3. Cálculo de velocidad

Una vez obtenidas las velocidades para las distintas profundidades de escurrimiento en una subsección del perfil, se calcula la velocidad final de la sección utilizando el criterio que se detalla en la siguiente tabla.

Tabla N° 6-3 Velocidad por cada subsección.

Profundidad de escurrimiento h_{esc} (m)	Velocidad de la subsección
$h_{esc} \leq 0{,}2\ [m]$	$\bar{V} = V_{0,6h}$
$0{,}2\ [m] < h_{esc} \leq 0{,}5\ [m]$	$\bar{V} = \frac{V_{0,2h} + V_{0,6h}}{2}$
$0{,}5\ [m] < h_{esc}$	$\bar{V} = \frac{V_{0,2h} + 2 \cdot V_{0,6h} + V_{0,8h}}{2}$

Fuente: Jornada de capacitación CNR para aforo en canales no revestidos. (CNR, 2010).

Por último, la velocidad promedio de una sección se determina como el promedio aritmético de las velocidades parciales obtenidas para cada subsección, empleando el criterio expuesto en la tabla anterior.

6.1.4. Cálculo de caudal

Finalmente, el caudal de la sección aforada se determina recurriendo a la expresión que relaciona la velocidad y el área de la sección:

$$Q = V \cdot A$$

6.2. CAMPAÑA DE AFOROS

Esta campaña se realiza con el fin de estimar el caudal conducido por los distintos canales, en diferentes puntos de su trazado, de manera de identificar pérdidas de agua, tanto en ubicación como en magnitud. Al mismo tiempo, este análisis permite comparar el caudal captado en bocatoma en relación a los derechos de agua que dicho canal posee.

En los recintos con acceso permitido, se ingresa y se observan las condiciones del canal para ejecutar la medición de velocidades. Una vez inspeccionado el lugar, se selecciona un punto y se procede a aforar.

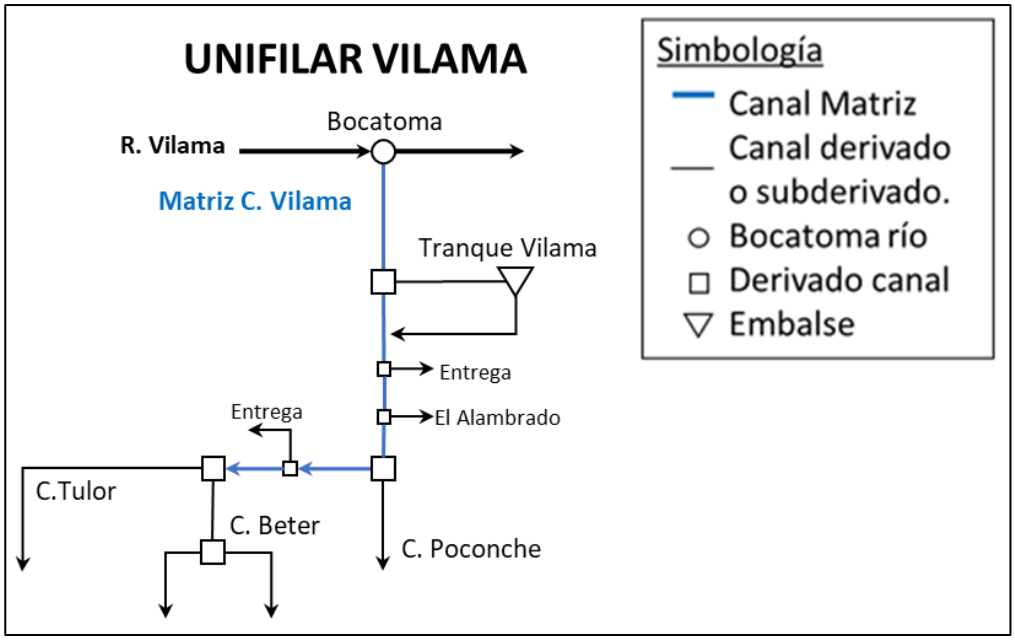
6.2.1. Unifilar Actualizado

Del catastro descrito en el numeral anterior, se realizó una revisión del unifilar original y se actualizó en base a los siguientes criterios:

- Apoyo mediante los relatos recopilados en las consultas ciudadanas
- Información entregada por la CNR
- Revisión de los trazados en la campaña asociada al catastro de la infraestructura
-

Así, la siguiente figura muestra como resultado el unifilar del Sistema Vilama.

Figura N° 6-1 Unifilar Sistema Vilama



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

6.2.2. Resultados

En esta sección se exponen los resultados de la campaña de aforo realizada en cada canal en estudio, junto con las pérdidas calculadas para cada uno.

Los "Waypoints" (WPT) corresponden a coordenadas espaciales que arroja el GPS. Estos son utilizados en las tablas de resultados de aforo para caracterizar el inicio y final de un tramo. Estos puntos pueden ser visualizados en los archivos KMZ "Puntos de Catastro" y "Puntos de Aforo" ubicados en los anexos del tomo 2.

6.2.2.1. Canal Vilama

Aplicando la metodología descrita anteriormente, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla N° 6-4 Resumen de resultados aforos canal Vilama.

Waypoint	Fecha de aforo	h_{esc} [m]	V_{sec} [m/s]	A_{sec} [m^2]	Q [m^3/s]
645	30-05-2019	0,15	0,73	0,15	0,109
646		0,18	0,58	0,17	0,104
648		0,13	1,20	0,08	0,100
649		0,09	2,13	0,04	0,091
650		0,20	0,55	0,16	0,088
653		0,17	0,55	0,14	0,079
652		0,12	0,70	0,11	0,078
654*		0,20	0,65	0,11	0,072

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

*: Aforo WP654 corresponde al canal derivado Beter.

6.2.3. Estimación de pérdidas en terreno

Por medio de las mediciones efectuadas por los aforos, se realizó una estimación de las pérdidas de caudal por la conducción en los canales, los cuales pueden sufrir pérdidas dependiendo del tipo de revestimiento.

Para ello, se estimó la diferencia en los registros de los aforos en los tramos colindantes, de forma tal de calcular un caudal perdido por secciones a lo largo de cada uno de los sistemas. Sin embargo, para realizar correctamente este cálculo fue necesario realizar algunas correcciones a los aforos en función de las fechas de medición, esto debido a que se encontraron diferencias entre los días de registros en los mismos tramos para distintos tiempos, por lo que se utilizaron aforos con fechas similares, y en el caso de existir una diferencia temporal, se vio si las pérdidas que entrega son consistentes con valores reales de pérdida, en caso contrario no se consideraron tales registros.

De esta forma, se estimó el caudal perdido por unidad de longitud a través de las siguientes fórmulas:

$$\Delta Q = Q_i - Q_{i-1} + Q_{aportes} - Q_{derivados}$$

$$\Delta L = L_i - L_{i-1}$$

$$q = \frac{\Delta Q}{\Delta L}$$

Donde:

ΔQ: Diferencia de caudal entre dos aforos [m^3/s]
Q_i: Caudal registrado en punto i [m^3/s]
Q_{i-1}: Caudal registrado en punto i-1 [m^3/s]
$Q_{aportes}$: Incorporación de caudal en el tramo estudiado [m^3/s]
$Q_{derivados}$: Derivaciones en el tramo estudiado [m^3/s]
ΔL: Longitud entre ambos aforos [km]
L_i: Distancia del aforo i, respecto al inicio del canal [km]
L_{i-1}: Distancia del aforo i-1, respecto al inicio del canal [km]
q: Pérdidas por unidad de longitud, en el tramo estudiado [$m^3/s/km$]

Se realizó la estimación para cada uno de los canales. Cabe señalar los siguientes alcances:

- La estimación de pérdidas fue realiza por tramos, a lo largo de cada canal y considerando que los aforos hayan sido realizados en las mismas fechas para que exista consistencia en la estimación de las pérdidas de caudal

- Los canales derivados de entrega, El Alambrado, Poconche y Tulor serán aforados en las siguientes campañas.

La siguiente serie de tablas da cuenta de la estimación de las pérdidas por conducción, para los canales: Matriz Vilama y Beter.

Tabla N° 6-5 Pérdidas en el canal Matriz Vilama

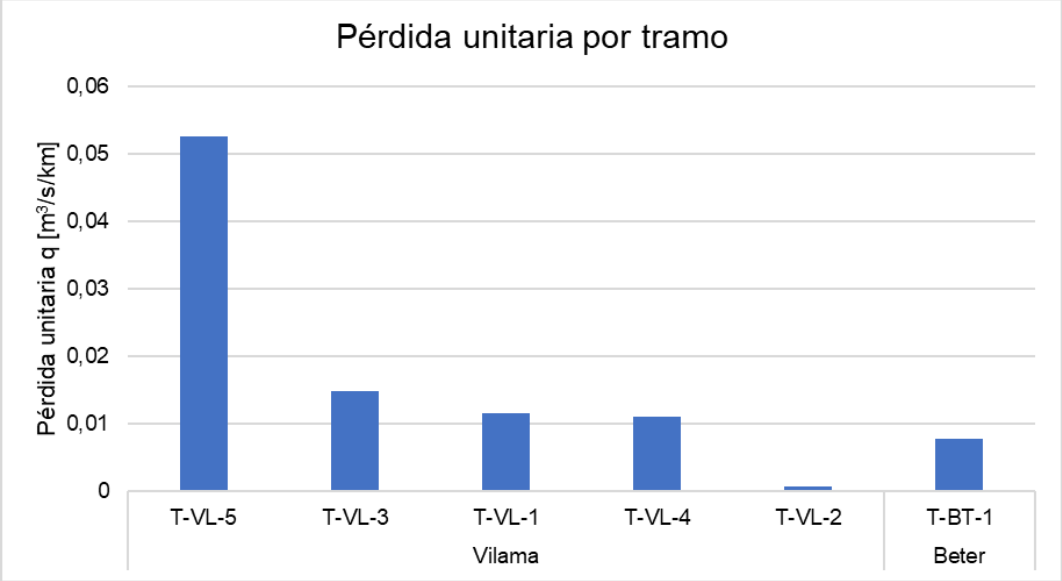
Tramo	ID Waypoint	Q pasante	Q derivado	Distancia	ΔL	ΔQ	q	% Pérdida
		[m^3/s]	[m^3/s]	[km]	[km]	[m^3/s]	[$m^3/s/km$]	[%]
T-VL-1	645A	0,109	-	0,033	0,411	0,005	0,012	4,37%
	646A	0,104	-	0,444				
T-VL-2	646A	0,104	-	0,444	4,955	0,004	0,001	3,85%
	648A	0,100	-	5,399				
T-VL-3	648A	0,100	-	5,399	0,619	0,009	0,015	9,16%

Tramo	ID Waypoint	Q pasante	Q derivado	Distancia	ΔL	ΔQ	q	% Pérdida
		[m^3/s]	[m^3/s]	[km]	[km]	[m^3/s]	[$m^3/s/km$]	[%]
	649A	0,091	-	6,018				
T-VL-4	650A	0,088	-	10,406	0,857	0,009	0,011	10,75%
	653A	0,079	-	11,263				
T-VL-5	653A	0,079	-	11,263	0,016	0,001	No considerado	1,07%
	652A	0,078	-	11,279				
T-BT-1	652A	0,078	-	11,279	0,790	0,006	0,008	7,98%
	654A	0,072	-	12,069				

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

La siguiente figura muestra un resumen de las pérdidas unitarias por conducción en el Sistema Vilama, considerando los 6 tramos analizados.

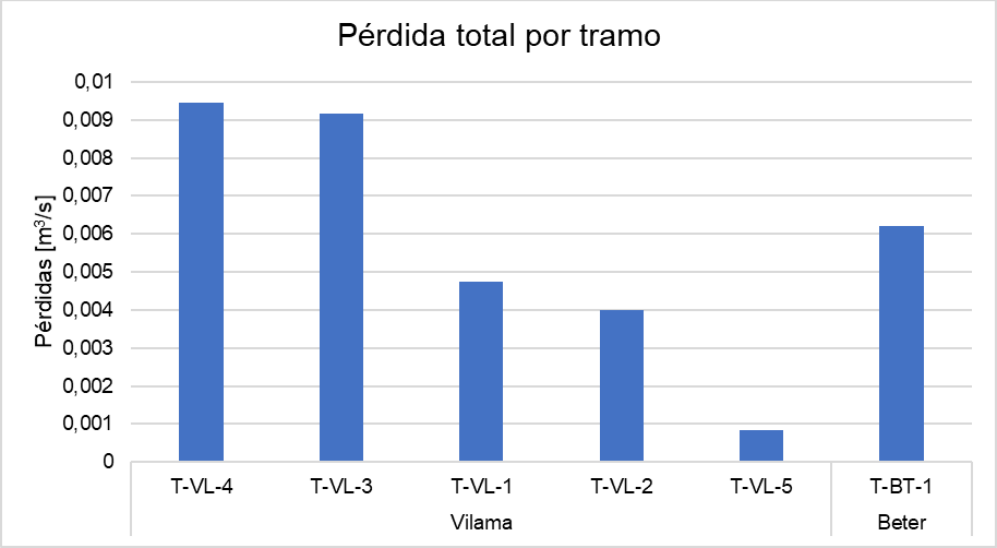
Figura Nº 6-2 Pérdida unitaria por conducción en Sistema Vilama, para los tramos analizados



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Asimismo, la suma total de pérdidas de caudal se muestra en la siguiente figura.

Figura Nº 6-3 Suma de pérdidas de caudal por canal, considerando los tramos analizados



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Las pérdidas totales de caudal para el canal Vilama y Beter son 28,2 L/s y 6,2 L/s respectivamente. Se aprecia que las mayores pérdidas unitarias de caudal suceden al en los tramos intermedios de Vilama, T-VL-4 y T-VL-3, donde se sabe según catastro que existe una pérdida de material y de la estructura del canal mismo.

6.2.4. Estimación de pérdidas con fórmula de Moritz

Para tener una noción de las pérdidas en términos de la fórmula de Moritz, se utiliza la expresión de este autor recurriendo a los datos proporcionados por los aforos realizados en este canal, de manera de calibrar el coeficiente C de la ecuación, la que se presenta a continuación:

$$q = 0{,}0115 \cdot C \cdot \sqrt{A}$$

Donde:
q: Pérdidas por unidad de largo ($m^3/s/km$).
C: Coeficiente que depende de las características del suelo.
A: Área de escurrimiento (m^2).

El coeficiente de Moritz dependerá del tipo de suelo con el cual se encuentra en contacto el escurrimiento del canal, a través de la siguiente tabla:

Tabla N° 6-6 Coeficientes de Moritz

Tipo de suelo	C
Grava cementada y capa dura con franco arenoso	0,34
Arcillosos y franco arcillosos	0,41
Franco arenoso	0,66
Cenizas volcánicas	0,68
Cenizas volcánicas con arena	0,98
Arena y cenizas volcánicas o arcilla	1,20
Arenoso con roca	1,68
Arenoso con grava	2,20

Fuente: Design Standards N°3 -Canals and Related Structures. USBR (1967)

Para efectos del presente estudio, como ya se conocen las pérdidas por tramo gracias a los aforos, el procedimiento será el siguiente:

1. De la fórmula de Moritz, se despeja el valor de *C* para luego conocer el tipo de suelo o revestimiento para cada tramo del canal,
2. Conocido el valor de *C* de cada tramo aforado, se adopta un valor representativo del coeficiente, descartando tramos donde se observen grandes diferencias en las cifras, lo cual puede deberse pérdidas de caudal no asociadas al revestimiento.
3. Finalmente, con este coeficiente representativo, se vuelven a calcular las pérdidas por conducción por canal con la fórmula de Moritz, y se compara este valor con lo estimado con los aforos en terreno.

Luego, con esta ecuación se despeja C para estimar un coeficiente por tramo y de esta forma realizar una aproximación del tipo de suelo o revestimiento existente. Finalmente, estos resultados son contrastados con la información obtenida del Catastro.

La siguiente tabla muestra los resultados del cálculo para cada tramo analizado en el sistema Vilama.

Tabla N° 6-7 Estimación del coeficiente de Moritz en sistema Vilama

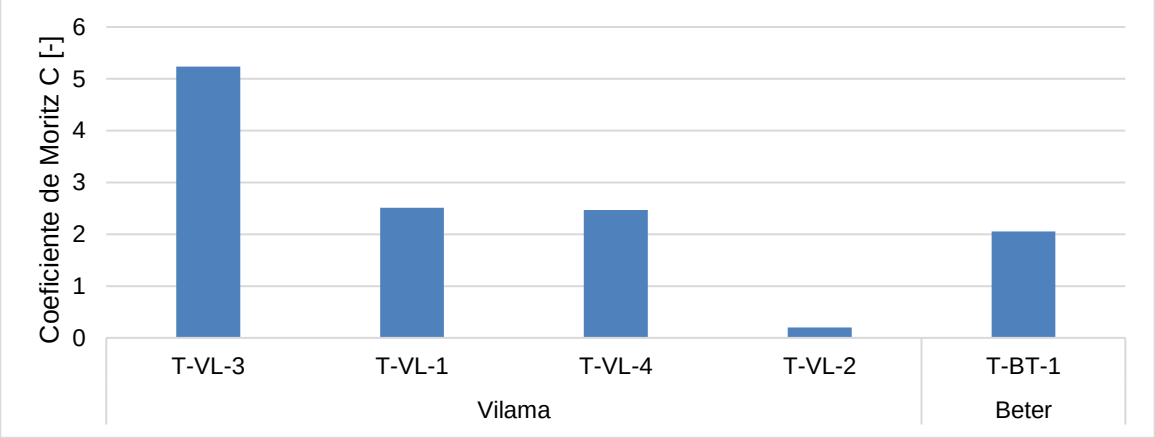
Tramo	ID Waypoint	q	A	Coeficiente de Moritz	Material asociado a C
		[$m^3/s/km$]	[m^2]	[-]	
T-VL-1	645A	0,012	0,15	2,51	Arenoso con grava
	646A		0,33		
T-VL-2	646A	0,001	0,17	0,20	Grava cementada y capa dura con franco arenoso
	648A		0,38		
T-VL-3	648A	0,015	0,08	5,23	Arenoso con grava
	649A		0,62		
T-VL-4	650A	0,011	0,16	2,47	Arenoso con grava
	653A		0,23		

Tramo	ID Waypoint	q	A	Coeficiente de Moritz	Material asociado a C
		[$m^3/s/km$]	[m^2]	[-]	
T-VL-5	653A	0,053	0,14	No considerado	Arenoso con grava
	652A		0,30		
T-BT-1	652A	0,008	0,11	2,05	Arenoso con grava
	654A		0,26		

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

De los resultados anteriores, el siguiente gráfico muestra de mayor a menor los valores del coeficiente de Moritz estimados para el sistema Vilama. Se descartó el resultado del tramo T-VL-5, por cuanto el resultado dio un valor elevado debido a que el largo del tramo es muy corto (16 m), esto produce que el error asociado al aforo sea significativo, por cuanto el cociente en la estimación del valor de q es bajo, y además cabe señalar que en terreno este sitio no presentó problemas visibles. No así en el caso del tramo T-VL-3, en donde se vio que el canal se encontraba destruido, desviando las aguas a terreno abierto por lo cual existen pérdidas de caudal no atribuibles al revestimiento del canal. Dicho esto, en promedio el valor del coeficiente de pérdida

Figura N° 6-4 Coeficiente de Moritz, considerando los tramos analizados en el presente estudio sobre el sistema Vilama, ordenados de mayor a menor



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Con los resultados anteriores, se estima un coeficiente y un área de escurrimiento promedio, con lo cual se simplifica la estimación de las pérdidas utilizando la fórmula de Moritz. Los resultados son contrastados con las pérdidas estimadas por los aforos en terreno.

Tabla Nº 6-8 Estimación de pérdidas por conducción en el sistema Vilama, mediante la fórmula de Moritz

Canal	A media	C adoptado	L	q	Pérdidas por Moritz	Pérdidas medidas
	[m^2]	[-]	[km]	[$m^3/s/km$]	[m^3/s]	[m^3/s]
T-VL-1	0,24	2,51	0,41	0,012	0,005	0,005
T-VL-2	0,27	0,20	4,96	0,001	0,004	0,004
T-VL-3	0,35	5,23	0,62	0,015	0,009	0,009
T-VL-4	0,20	2,47	0,86	0,011	0,009	0,009
T-VL-5*	0,22	-	0,02	-	-	0,001
T-BT-1	0,19	2,05	0,79	0,008	0,006	0,006
				Total [m^3/s]	0,034	0,034

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

*: No considerado en la estimación de las pérdidas por la fórmula de Moritz.

Se aprecia una consistencia (diferencia de 0,84 L/s) entre las pérdidas estimadas por los aforos y por la fórmula de Moritz. En el canal Vilama, en los tramos T-VL-3 se aprecia que los valores del coeficiente son elevados en contraste al resto, lo cual se justifica en que ese tramo presenta pérdida de caudal por las condiciones del canal (destruido), sin guardar relación con el revestimiento de éste.

De esta forma, de los resultados anteriores se desprende que para el canal Vilama, se puede asignar un valor promedio del coeficiente de 2,0 a 2,5, el cual se encuentra ligado a un material de arena con gravas. Para el caso del canal Beter, el coeficiente es de 2,05, el cual guardaría relación con el otro canal.

Los resultados anteriores indican que posiblemente el estado del revestimiento de hormigón no es óptimo, por cuanto el coeficiente de Moritz debería ser muy inferior a 2,0 (del orden de 0,3) para considerar un revestimiento de estas características. Asimismo, existen lugares en que la pérdida de la estructura del canal conlleva a pérdidas de agua, lo cual queda a la vista en las pérdidas unitarias estimadas en el tramo T-VL-3.

7. MECÁNICA DE SUELOS

Para determinar las características de fundación de las obras a proyectar, se debe efectuar un análisis de estabilidad y capacidad de soporte del terreno base, de manera de estimar y verificar las condiciones de sustentabilidad, tanto en condición drenada como no drenada, la cual dependerá del tipo de material encontrado en el terreno.

Para lo anterior, se contempla realizar un estudio de mecánica de suelos que permita definir la mejor opción constructiva en sus distintas modalidades.

Para el desarrollo de esta exploración geotécnica, se ha planteado la ejecución de 8 calicatas en la zona de proyecto. Considerando la profundidad de las obras de mayor envergadura, que en este caso refiere a los tranques, se han efectuado calicatas de una profundidad del orden de 3m. Se considera además que las calicatas se profundizaran, por lo menos, 50cm bajo la cota de sello.

La presente etapa compila la totalidad de los trabajos de prospecciones, cuya propuesta de ubicación de las calicatas, que fue presentada y aprobada por la CNR, se extendió por los sectores de riego y las zonas por donde se proyectan las diferentes alternativas de proyecto.

Por lo tanto, la descripción y ubicación de cada una de las calicatas se exponen en la siguiente tabla:

Tabla Nº 7-1 Calicatas estudio Río Vilama

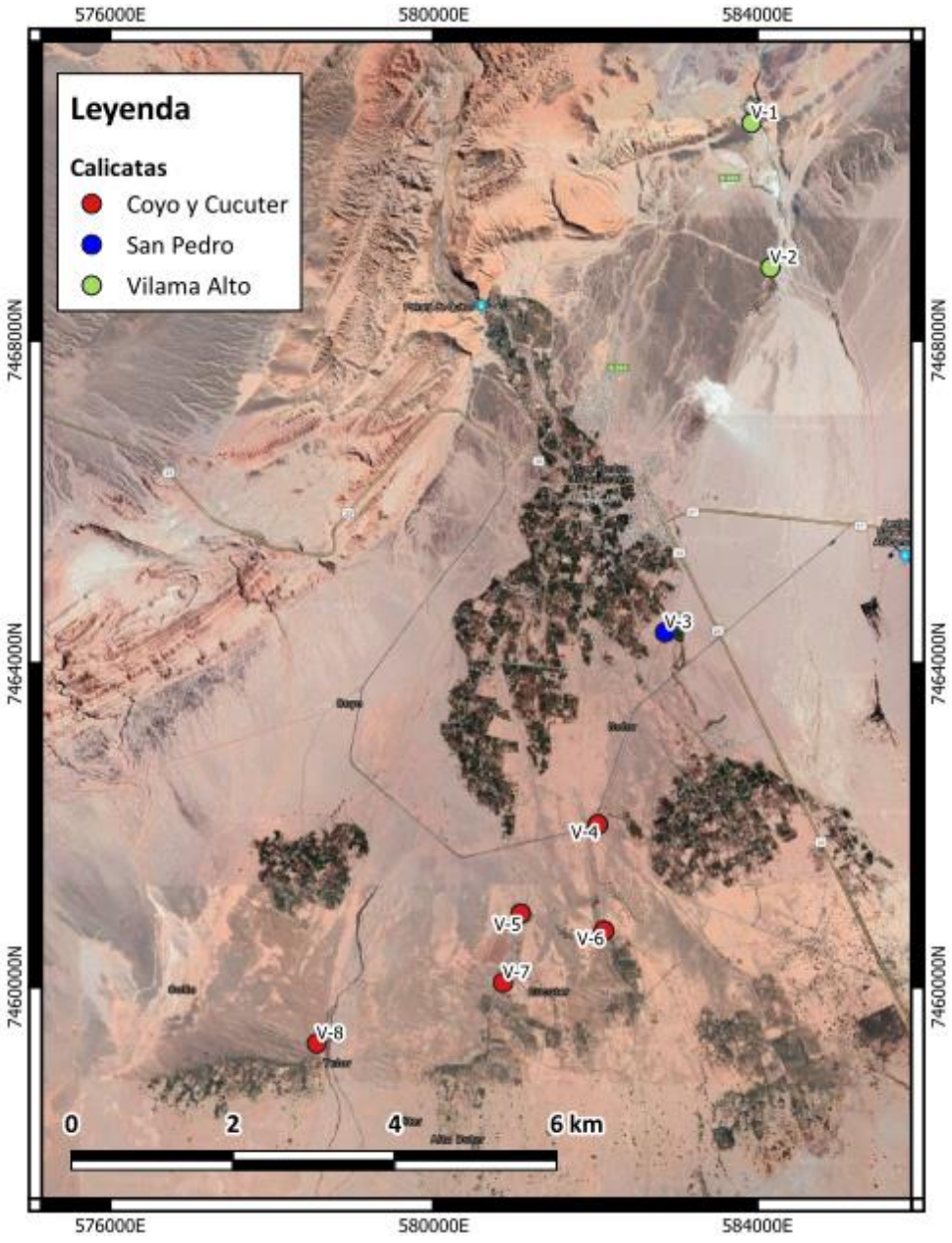
Coordenadas WGS84		Código calicata
Este (m)	Norte (m)	
583.929	7.470.690	V-1
584.163	7.468.900	V-2
582.860	7.464.388	V-3
582.032	7.462.012	V-4
581.077	7.460.906	V-5
582.106	7.460.696	V-6
580.858	7.460.054	V-7
578.555	7.459.301	V-8

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

En el **Anexo Tomo 2** se encuentra el detalle del desarrollo de las calicatas referente a los estudios de Mecánica de Suelos. Cabe señalar que el informe de mecánica de suelo incorpora calicatas adicionales al presente estudio.

De los resultados obtenidos en el informe de mecánica de suelos, se señala que la información fue sectorizada en 3 zonas, a modo de presentar la información.

Figura N° 7-1 Sectorización de calicatas en Vilama



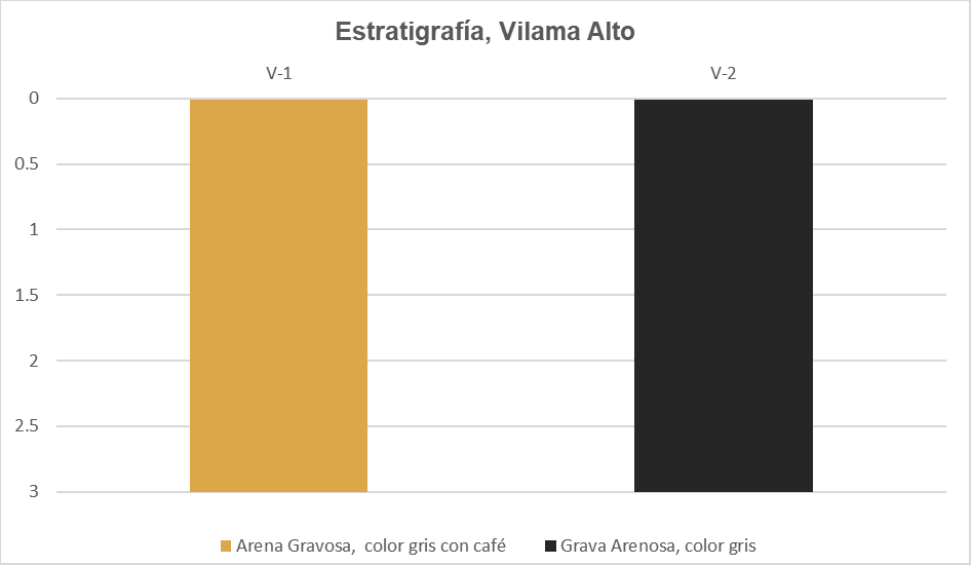
Fuente: Elaboración propia – SMI 2020

La siguiente tabla muestra los análisis realizados por calicata, todos sus resultados pueden encontrarse en **Anexo Tomo 2**.

7.1. PERFIL DE SUBSUELO DE FUNDACIÓN

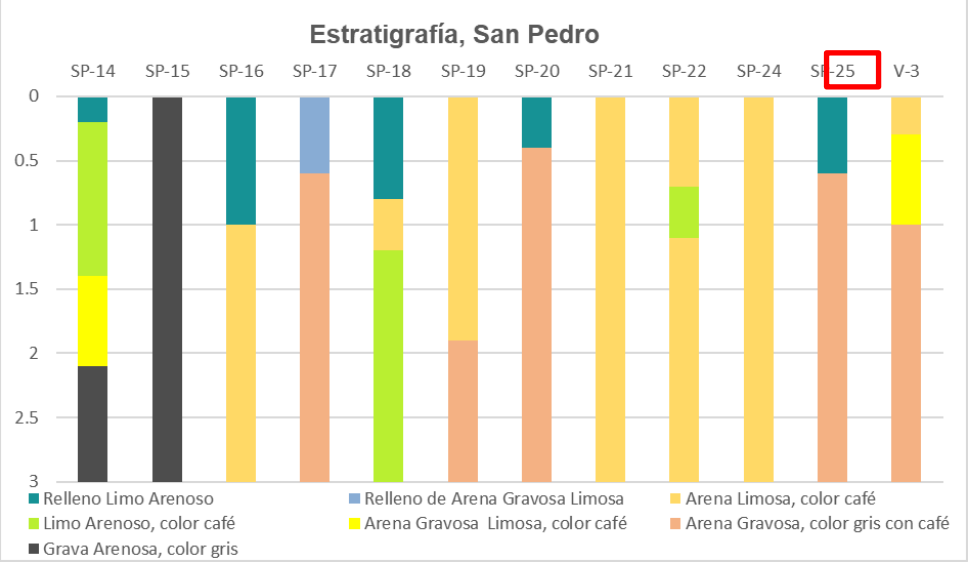
A la vista de lo indicado en la figura anterior, las calicatas se presentan por sector. Las siguientes figuras dan cuenta de las estratigrafías de todas las calicatas realizadas en el informe, como se señaló anteriormente, se cuentan con más calicatas que las indicadas en la Tabla anterior. En Figura Estratigrafía San Pedro y Figura Estratigrafía Coyo Cúcuter, en **cuadro rojo** se indican las calicatas que guardan relación con el presente informe.

Figura N° 7-2 Modelación estratigráfica en sector Vilama Alto



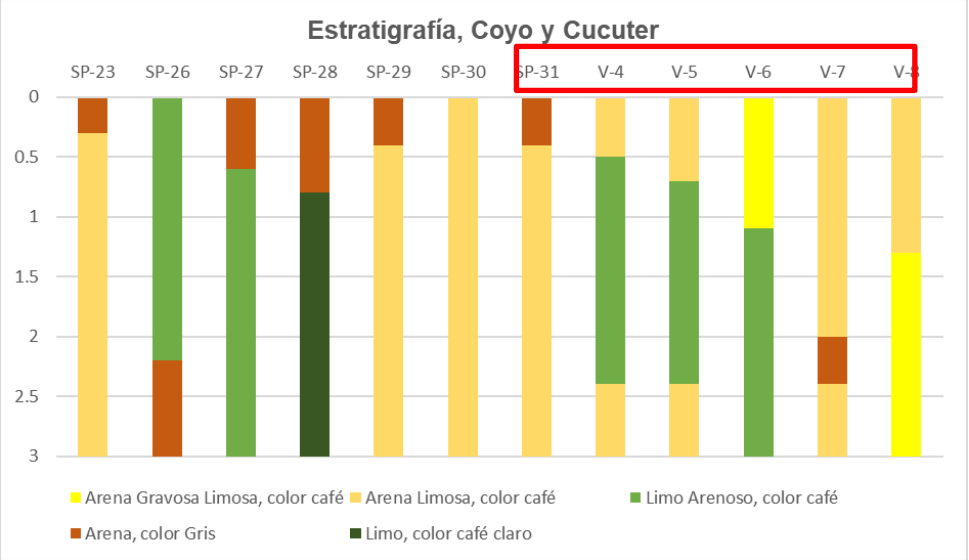
Fuente: Informe mecánica de suelos Anexo Tomo 2 - Mecánica de Suelos - SMI 2020

Figura N° 7-3 Modelación estratigráfica en sector San Pedro



Fuente: Informe mecánica de suelos Anexo Tomo 2 - Mecánica de Suelos - SMI 2020

Figura Nº 7-4 Modelación estratigráfica en sector Coyo y Cúcuter



Fuente: Informe mecánica de suelos Anexo Tomo 2 - Mecánica de Suelos - SMI 2020

7.2. CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS

Asimismo, la siguiente tabla da cuenta de los resultados del análisis de mecánica de suelos, particularmente de las propiedades de suelo para fundación consideradas según los sectores y los tipos de suelo característicos encontrados.

Tabla N° 7-2 Propiedades de suelo de fundación por sector en Vilama

Sector	Tipo suelo encontrado	Clasificación según U.S.C.S.	Ángulo de fricción Interna (°)	Cohesión c (kg/cm^2)	Peso Específico (ton/m^3)	Humedad (%)	Módulo de Young (kg/cm^2)	Módulo de Poisson
Coyo y Cúcuter	Limo y limo algo arenoso	ML	28	0,25	2,63	6,81	200	0,30
Coyo y Cúcuter	Arena y arena algo limosa	SW; SM	30	0,01	2,07	5,1	300	0,25
Coyo y Cúcuter	Arena gravosa algo limosa	SP	35	0,05	2,53	3,5	600	0,20
San Pedro	Limo algo arenoso y relleno limo arenoso	ML	28	0,25	2,63	6,81	200	0,30
San Pedro	Arena algo limosa	SM	30	0,01	2,07	5,1	300	0,25
San Pedro	Relleno de Arena gravosa algo limosa y arena gravosa	SP	35	0,05	2,53	3,5	600	0,20
San Pedro	Grava arenosa	GP	40	0,05	2,68	4,64	800	0,15
Vilama Alto	Arena gravosa	SP	35	0,05	2,53	3,5	600	0,20
Vilama Alto	Grava arenosa	GP	40	0,05	2,68	4,64	800	0,15

Fuente: Informe mecánica de suelos Anexo Tomo 2 - Mecánica de Suelos - SMI 2020

A partir de los resultados anteriores y de los resultados particulares por calicata, se realizó un cruce de información con la ubicación de las obras priorizadas (resultado de la Etapa 3 del presente estudio), con el objetivo de asignar a cada una de las obras, las características del suelo a considerar para la fundación. Los resultados se presentan a continuación en el numeral 5.5.

7.3. ESTABILIDAD DE TALUDES

Al momento de realizar las excavaciones de las zanjas, los taludes de corte que se utilizarán para suelos con alta cohesión deberán tener una inclinación de 3:2 (V:H), para alturas máximas de 1,5 metros.

Se tiene un suelo bastante cementado, en el cual, al momento de realizar las excavaciones, no existió ningún tipo de derrumbe o problema de estabilidad, por lo tanto, con la inclinación indicada, el suelo no debiese tener ningún tipo de problema de estabilidad o derrumbe.

En el caso de los suelos que presenten una cohesión inferior, como es el caso de la arena gravosa o la grava arenosa, se deberá utilizar una inclinación de 1:1 (V:H).

7.4. DUREZA DEL SUELO

Desde el punto de vista de la dureza y trabajabilidad del suelo, habitualmente en excavaciones se pueden encontrar los siguientes tipos de suelo:

- **Excavación en terreno blando:** Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de la pala. El material del suelo puede ser de tipo arenoso, arcilloso o limoso, o una mezcla de estos materiales; también puede contener materiales de origen orgánico.
- **Excavación en terreno semiduro:** Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de excavadora sobre oruga. El material puede ser en tal caso una mezcla de grava, arena y arcilla, moderadamente consolidada, o bien una arcilla fuertemente consolidada.
- **Excavación en terreno duro:** Puede ser ejecutada valiéndose exclusivamente de excavadora con martillo. El material puede ser una mezcla de grava, arena y arcilla, fuertemente consolidada.
- **Excavación en terreno muy duro:** Puede ser ejecutada valiéndose necesariamente del uso de maquinaria especializada. El tipo de material puede ser una roca semi-descompuesta.
- **Excavación en roca:** La que precisa para su ejecución del uso de explosivos. El material puede estar constituido por un manto de roca, o por piedras de gran tamaño, que no pueden ser removidas mediante el uso de maquinaria.

Desde el punto de vista de los precios unitarios para las obras priorizadas, se consideraron solo dos tipos, los que a su vez agrupan la categorización que antecede.

- Material común: **Excavación en terreno blando, semiduro y duro. También se incluyen los rellenos.**
- Roca: **Excavación en terreno muy duro y en roca.**

7.5. RESUMEN DE RESULTADOS POR OBRA

Finalmente, con la información anteriormente expuesta, se el cruce de información de las calicatas con la ubicación de las obras priorizadas, da como resultado la siguiente tabla:

Tabla N° 7-3 Características de suelo de fundación para obras priorizadas en Vilama

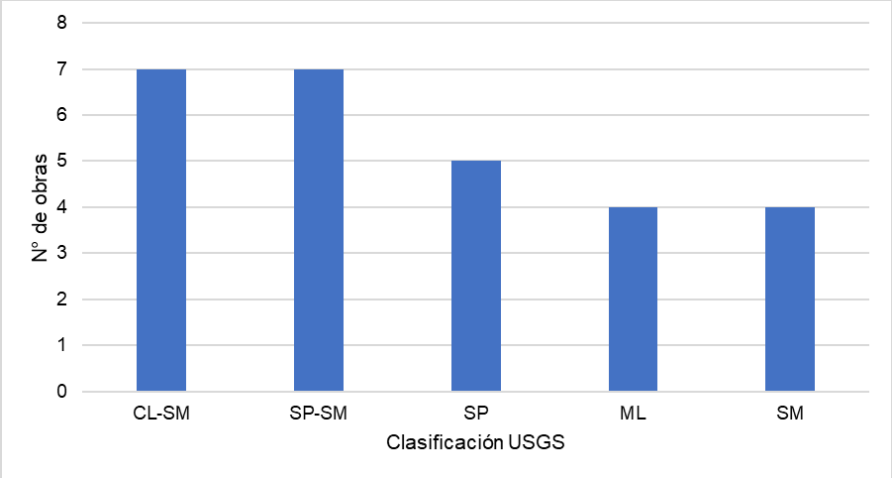
Código de obra	Clasificación USCS	Ángulo de fricción interna	Cohesión c (kg/cm^3)	Peso específico (ton/m^3)	Talud excavación (V:H)	Prof. Napa (m)	Dureza
1-1-VIL-DB	SP-SM	35	0,05	2,53	3:2	No se observó	Material común
2-1-VIL-DM	SP	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
3-1-VIL-RE	SP	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
5-1-VIL-MT	SP	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
6-1-VIL-ECC	SP	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
7-1-VIL-ECC	SP	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
8-1-VIL-RE	SP-SM	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
9-1-VIL-ECC	ML	35	0,05	2,53	1:1	No se observó	Material común
10-1-VIL-ECC_PAC2	SP-SM	35	0,05	2,53	3:2	No se observó	Material común
1-2-BET-DC	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
2-2-BET-DC	SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
4-2-BET-RE	SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
5-2-BET-DM	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
6-2-BET-DM	SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
7-2-BET-OE_PAC2	SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
9-4-BET-TR_PAC2	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
1-3-POC-DM	ML	28	0,25	2,63	1:1	No se observó	Material común

Código de obra	Clasificación USCS	Ángulo de fricción interna	Cohesión c (kg/cm^3)	Peso específico (ton/m^3)	Talud excavación (V:H)	Prof. Napa (m)	Dureza
2-3-POC-DC	ML	28	0,25	2,63	1:1	No se observó	Material común
1-4-TUL-DC	SP-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
3-4-TUL-ECC (3-4-TUL-DC)	SP-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
4-4-TUL-DM	SP-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
6-4-TUL-ECC_PAC2	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
7-4-TUL-DM_PAC2	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
7-4-TUL-DM_PAC2	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
8-4-TUL-TR_PAC2	CL-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
10-4-TUL-GEN_PAC2	SP-SM	30	0,01	2,07	1:1	No se observó	Material común
12-4-TUL-TR_PAC2	ML	28	0,25	2,63	1:1	No se observó	Material común

Fuente: Elaboración propia - SMI 2020

A modo de resumen, la siguiente figura da cuenta de los tipos de suelo adoptados para las obras priorizadas de Vilama. Se aprecia que las CL-SM y SP-SM son los suelos predominantes.

Figura N° 7-5 Tipos de suelo asignados por obras priorizadas en Vilama



Fuente: Elaboración propia - SMI 2020

Finalmente, se concluye que las características del suelo, considerando que es de material común, al no existir elementos muy duros o en roca, que permiten materializar sin inconvenientes las obras proyectadas en el sistema de riego de Vilama. A continuación, en base a los resultados del informe de mecánica de suelos, se señalan recomendaciones generales a los sistemas de fundación para las obras en Vilama.

7.6. RECOMENDACIONES GENERALES AL SISTEMA DE FUNDACIÓN

De acuerdo a los resultados de mecánica de suelos se concluye, tanto para el caso de zapatas cuadradas como corridas, lo siguiente:

- La profundidad de excavación se propone hasta los 0,5 m de profundidad en el horizonte de arena, ya que, se busca un suelo algo más denso que el encontrado superficialmente, la excavación deberá continuar hasta penetrar al menos 10 cm en la profundidad mencionada.

- La dimensión de las zapatas cuadradas y corridas analizadas es de 0,50 m de lado.

- El cálculo de asentamiento se ha determinado suponiendo una carga de trabajo de 2,00 kgf/cm^2.

- En el caso de que haya sospechas o se encuentren suelos con mayor contenido de sales (ya sea, costras de sal u otros), para los lugares expuestos a filtraciones o rupturas de tuberías se deberá considerar alguna de las siguientes alternativas:

    1. Aislación

- Las fundaciones de ductos o estructuras que contengan agua deberán ser diseñadas como piscinas estancas que puedan contener las filtraciones o fugas de aguas impidiendo que lleguen al suelo y mediante un sistema de conducción evacuar dichas aguas a quebradas o sectores bastante alejados de las obras de manera que no produzcan efectos en las mismas. Se considera que la distancia mínima aceptable es de 30 m, siempre considerados en el sentido natural de la pendiente del terreno.

- Sobre la cama de arena y cubriendo completa y en forma estanca todas las superficies de las excavaciones para las fundaciones (es decir el fondo y todas las paredes), se colocará una geomembrana de espesor mínimo 0,5 mm, la que irá protegida por ambas caras por un geotextil. Esta geomembrana deberá impedir completamente las filtraciones al suelo natural.

- Sobre la impermeabilización que se indica en el punto anterior se colocarán las fundaciones, lo que deberá efectuarse con especial cuidado para no romperla ni perforarla.

2. Remoción

- Consiste en excavar y remover el material del suelo hasta llevar a la profundidad bajo la cual el contenido de sales sea inferior al contenido crítico correspondiente al 3%.

- En dicho caso se debe volver a evaluar la salinidad del suelo y se debe realizar el estudio de fundaciones de acuerdo a lo indicado en NCh 1508.

En las faenas de excavación podrá emplearse maquinaria convencional o bien se realizarán en forma manual, conforme a la disponibilidad del constructor. Sin embargo, los últimos 0,30 m. por sobre el nivel del sello de fondo obligatoriamente deberán excavarse en forma manual a objeto de minimizar la alteración de la estructura natural del suelo de apoyo.

Cualquier sobre excavación que se produzca, ya sea en profundidad o en ancho de las excavaciones, deberá ser rellenada con hormigón pobre de 170 kg de cemento por metro cúbico o el relleno estructural mencionada con la correspondiente compactación, quedando expresamente prohibido cualquier otro tipo de relleno. Sin embargo, la sobre excavación resultante sobre la zapata de fundación será rellenada con el material resultante de la misma excavación, el que deberá ser colocado con compactación liviana mediante 6 pasadas de pisón manual y en capas de 0,20 m. de espesor suelto.

8. CALIDAD DE AGUAS

En marco del estudio se han desarrollado trabajos de terreno vinculados con la toma de muestras de calidad de aguas, tanto de los canales de riego como de los tranques que abastecen a los diversos Ayllus.

De esta manera, se han tomado las siguientes muestras para la zona en estudio:

Tabla Nº 8-1 Muestras de Calidad de Aguas

Tipo de Muestra	Cantidad
Muestreo Físico-Químico	6
Muestreo Bacteriológico	4

Fuente: Elaboración propia. SMI 2019.

De esta manera, durante la segunda semana de septiembre del año 2019 se han tomado las 6 muestras para el análisis físico-químico en los diversos canales de riego presentes en la zona y el muestreo bacteriológico de agua que se dividió en dos etapas: la primera en la segunda semana de septiembre y, la segunda, la primera semana de diciembre, ambas en el año 2019 (en ambas campañas se toman un total de cinco muestras para análisis bacteriológico).

De esta manera, para la definición de los puntos de muestreo, se ha tomado en consideración la información recopilada desde estudios anteriores y la información recibida en las actividades PAC desarrolladas en la zona, donde los mismos regantes han definido los puntos de muestreo que son de su interés debido a posibilidades de contaminación en las muestras. De igual manera como primer punto en el muestreo se tiene la captación en bocatoma, la que permite establecer una comparación entre el agua captada en un principio y su desarrollo a través del sistema de riego, el cual pasa por la ciudad de San Pedro de Atacama y los diversos Ayllus de la zona.

En el **Anexo del Tomo 2** se encuentra el desarrollo referente a los estudios de Calidad de Aguas.

8.1. ANÁLISIS DE ANTECEDENTES EXISTENTES

Con el propósito de analizar la calidad del agua de riego que abastece el área de influencia del río Vilama, se procedió a recopilar la información existente. Para tales efectos se analizó la información de los muestreos de agua efectuados por la Dirección General del Agua (DGA) en la localidad de Cuchabrachi y la información de la Consultoría DEP-013 "Manejo Experimental de la Cuenca del Río San Pedro de Atacama II Región", desarrollado por la Dirección de Riego en el año 1994.

De esta manera, en la tabla siguiente se presenta un resumen de los resultados de los muestreos efectuados y sus resultados obtenidos para las fuentes de información antes mencionadas.

Tabla Nº 8-2 Resultados de Análisis Anteriores de Calidad de Agua para Riego.

Elemento	Signo	Unidad	Límite Máximo	Rango Análisis DGA Vilama	Promedio Análisis DGA Vilama	Rango Estudio DOH-R&Q	Promedio Estudio DOH-R&Q
Aluminio	Al	mg/l	5	<0,2-1,449	0,52	---	---
Arsénico	As	mg/l	0,1	0,490-0,826	**0,63**	---	---
Bario		mg/l	4	---	---	---	---
Berilio		mg/l	0,1	---	---	---	---
Boro	B	mg/l	0,75	10,958-22,266	**12,42**	6-12	**9**
Cadmio	Cd	mg/l	0,01	<0,01	<0,01	---	---
Cianuro		mg/l	0,2	---	---	---	---
Cloruro	Cl^-	mg/l	200	486,87-621,86	**556,89**	---	---
Cobalto	Co-	mg/l	0,05	<0,01-<0,04	0,02	---	---
Cobre	Cu	mg/l	0,2	<0,01-0,261	0,03	---	---
Cromo	Cr	mg/l	0,1	<0,009	<0,009	---	---
Hierro	Fe	mg/l	5	<0,02-58,897	3,44	---	---
Fluoruros		mg/l	1	---	---	---	---
Litio		mg/l	2,5	---	---	---	---
Manganeso	Mn	mg/l	0,2	<0,01-2,834	0,2	---	---
Mercurio	Hg	mg/l	0,001	<0,001-<0,002	<0,001	---	---
Molibdeno	Mo	mg/l	0,01	<0,05-0,066	**0,05**	---	---
Níquel	Ni	mg/l	0,2	<0,02	<0,02	---	---
Plata	Ag	mg/l	0,2	<0,01	<0,01	---	---
Plomo	Pb	mg/l	5	<0,02-0,07	0,05	---	---
Selenio	Se	mg/l	0,02	<0,001	<0,001	---	---
Sodio Porcentual	Na	%	35	63,02-74,75	**68,88**	61-62,5	**61,7**
Sulfato	$SO_4^=$	mg/l	250	211,7-356,2	**336,4**	780-890	**817,5**
Vanadio		mg/l	0,10	---	---	---	---
Zinc	Zn	mg/l	2	<0,01-0,189	0,02	---	---
pH		Rango	5,5-9,0	5,64-8,55	7,9	7,8-8,5	8,2
Coliformes Fecales		nmp/100 ml	1.000	---	---	---	---
Sólidos Disueltos		mg/l	500	---	---	---	---

Fuente: Muestreos DGA (2010-2018) y DOH-R&Q de 1994.

En términos generales, al analizar los resultados se aprecia que el agua no cumple las normas para agua de riego. En efecto, el contenido de Arsénico, Boro, Cloruro, Molibdeno, Sodio Porcentual y Sulfatos no cumplen con lo estipulado en la Norma Nch 1333.

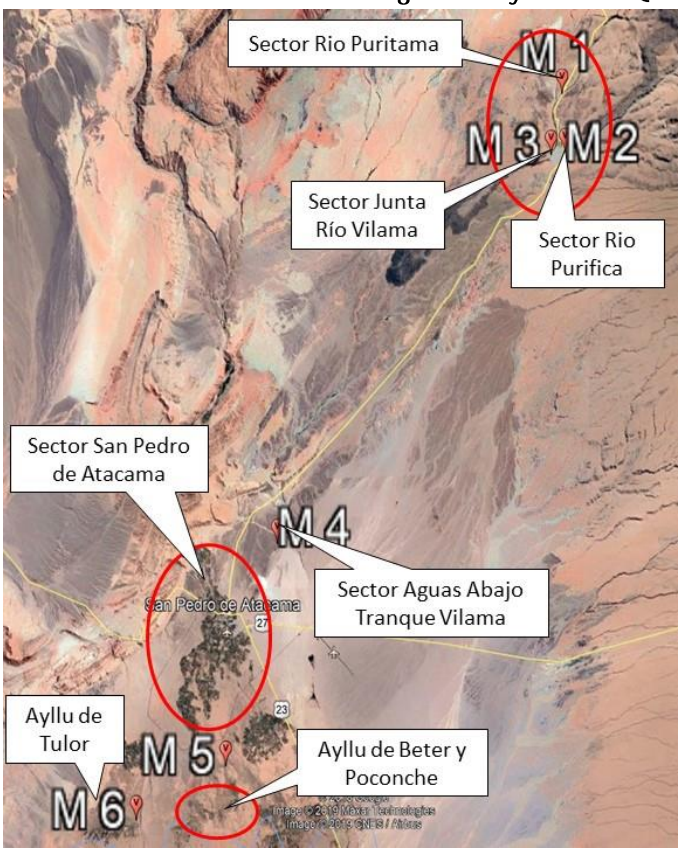
Lo anterior significa que el agua tendría efectos adversos en muchos cultivos y que necesita métodos de manejo cuidadoso.

8.2. ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO DE RESULTADOS DE MUESTREOS

El estudio del análisis físico-químico de la zona se ha desarrollado sobre la base de una sola campaña desarrollada en la zona, la que se llevó a cabo durante la segunda semana de septiembre del año 2019.

En la imagen siguiente se ilustra los puntos de ubicación de los 6 muestreos del tipo físico-químico y bacteriológico desarrollados en este estudio.

Figura Nº 8-1 Muestras de Calidad de Aguas Ensayos Físico-Químicos



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Como se aprecia en la imagen anterior, la ubicación de los muestreos a desarrollarse en la zona se ha desarrollado de manera de tener un mapeo general de la totalidad del sector de riego de Vilama. Es necesario destacar que entre las muestras M1, M2 y M3 se ubican los río Puritama, Purifica y la confluencia de los dos para formar el río Vilama, la intención de esta toma de muestras es estudiar la factibilidad de poder obtener desde este sector un agua de mejor calidad y conducirla hacia el sector de Vilama (lo anterior de acuerdo a lo solicitado por los regantes de Vilama). Posteriormente, se ha considerado una toma de muestra en el punto M4, el cual coincide con el inicio del paso del canal Vilama por el sector de los depósitos de azufre, de manera de tener una apreciación de posible contaminación del agua del canal por su paso de este sector. Finalmente se tienen toma de muestra en los puntos M5 y M6, cuyo objetivo es tener una noción de la calidad de las aguas que están finalmente llegando a los Ayllu de Beter, Poconche y Tulor.

De esta manera, se tienen los siguientes resultados en la campaña físico química desarrollada en la zona.

Tabla Nº 8-3 Concentraciones Máximas de Elementos Químicos para Agua de Riego – Campaña Físico Química.

Elemento	Signo	Unidad	Límite Máximo	Muestras Fisico Químicas					
				1	2	3	4	5	6
Sólidos Disueltos		mg/l	---	1676	1664	1532	1612	1576	1688
Cloruro	Cl^-	mg/l	200	576	625	587	631	571	757
Cianuro		mg/l	0,2	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02
Fluoruros		mg/l	1	0,29	<0,1	1,63	0,52	0,32	0,4
pH		Rango	5,5-9,0	8,59	8,41	8,64	8,36	8,22	8,32
Sulfato	$SO_4^=$	mg/l	250	313	111	252	314	331	321
Plata	Ag	mg/l	0,2	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002	<0,002
Aluminio	Al	mg/l	5,00	0,011	9,7	8,76	0,043	1,87	7,02
Arsénico	As	mg/l	0,1	0,81	0,4	0,64	0,73	0,735	0,76
Bario		mg/l	4	0,032	0,15	0,114	0,048	0,035	0,093
Berilio		mg/l	0,1	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005
Boro	B	mg/l	0,75	9,98	7,19	6,36	9,87	9,12	9,61
Cadmio	Cd	mg/l	0,01	<0,001	<0,001	<0,001	<0,0010	<0,001	<0,001
Cobalto	Co-	mg/l	0,05	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Cromo	Cr	mg/l	0,1	<0,005	<0,005	0,006	<0,005	<0,005	0,009
Cobre	Cu	mg/l	0,2	<0,005	0,11	0,137	<0,005	0,024	0,358
Hierro	Fe	mg/l	5	<0,002	6,59	6,14	<0,002	1,01	5,05
Mercurio	Hg	mg/l	0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
Litio		mg/l	2,5	2,78	1,970	1,840	2,6	2,48	2,65
Manganeso	Mn	mg/l	0,2	0,004	0,299	0,291	0,018	0,061	0,223
Molibdeno	Mo	mg/l	0,01	0,014	<0,005	0,014	0,009	0,011	0,028
Níquel	Ni	mg/l	0,2	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Plomo	Pb	mg/l	5	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02
Selenio	Se	mg/l	0,02	0,02	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Vanadio		mg/l	0,1	0,079	0,097	0,094	0,056	0,06	0,076
Zinc	Zn	mg/l	2	0,033	0,099	0,257	0,035	0,053	0,117
Sodio Porcentual	Na	%	35	59,1	53,8	57,6	56,7	60	59,3

Fuente: Norma Chilena Oficial, NCh 13333 y Análisis de Agua de HIDROLAB

En la tabla anterior, puede deducirse que la totalidad de las muestras no cumplen la NCh 1.333 en los parámetros de Cloruros, Sulfato (a excepción de la muestra N°2), Arsénico, Boro y Sodio Porcentual. Es necesario destacar, desde el punto de vista de la conductividad específica, que la totalidad de las muestras supera los 1.500 umhos/cm), es decir, el agua tendría efectos perjudiciales en cultivos sensibles.

En síntesis, cabe señalar que los resultados de los muestreos de agua permiten concluir que el contenido de cloruros, sulfatos, la dureza del agua y la Conductividad Específica del agua aumentan, en la medida, que el río fluye en su recorrido hacia el Salar de Atacama, a excepción de los resultados obtenidos en el Punto 1, en algunos de estos parámetros.

Cabe señalar que a futuro se estima que los agricultores podrían diversificar la producción, en la medida que cultiven especies tolerantes a las sales, como es el caso del maíz choclo local, betarraga, lechuga, zanahoria, zapallo, alcachofa, espárrago, brócoli y apio, entre otras. Además, podrían intensificar la producción de quínoa, especie que presenta una demanda creciente, debido a que se le reconoce como un producto saludable.

En el caso de frutales, existen especies más tolerantes a las sales, como los cítricos, olivo y granado, entre otros.

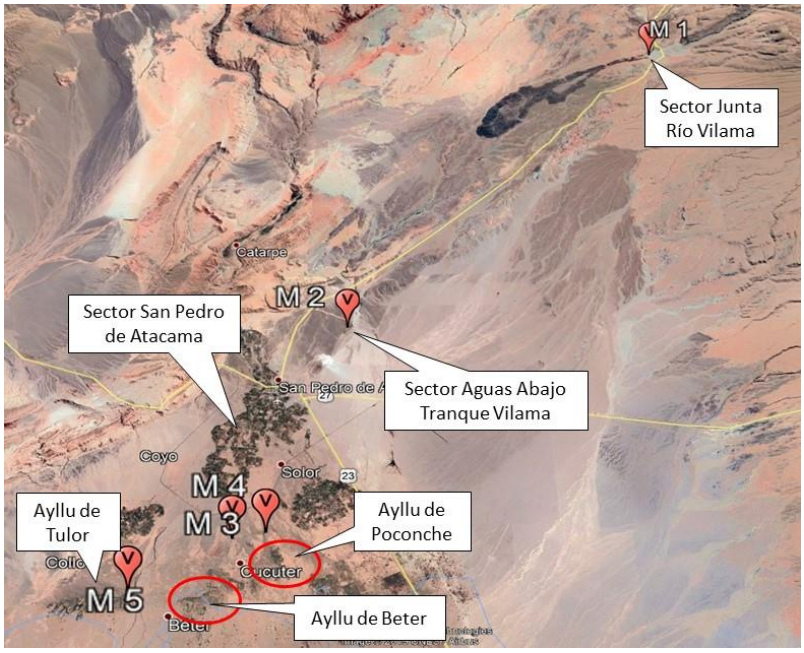
En vid vinífera, actualmente existen experiencias que están evaluando patrones resistentes a las sales, los que podrían adaptarse favorablemente en el área de estudio.

8.3. ANÁLISIS BACTERIOLÓGICO DE RESULTADOS DE MUESTREOS

El estudio de la calidad de aguas desde el punto de vista bacteriológico se desarrolló en base a dos campañas de muestreo, la primera durante la segunda semana de septiembre del año 2019 y la segunda en la primera semana de diciembre de 2019. Para lo anterior, se han definido 5 puntos de muestreos, a los que se les ha llevado a cabo la toma de muestras en 2 campañas.

En la imagen siguiente se ilustra los puntos de ubicación de los 5 puntos de muestreos del tipo bacteriológico desarrollados en este estudio.

Figura N° 8-2 Muestras de Calidad de Aguas Ensayos Bacteriológicos



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Como se aprecia en la imagen anterior, la ubicación de los muestreos a desarrollarse en la zona se ha desarrollado de manera de tener un mapeo general de la totalidad del sector de riego de Vilama. Es necesario destacar que entre la muestra M1 se ubica en la confluencia de los ríos Puritama y Purifica para formar el río Vilama, la intención de esta toma de muestras es estudiar la factibilidad de poder obtener desde este sector un agua de mejor calidad y conducirla hacia el sector de Vilama (lo anterior de acuerdo a lo solicitado por los regantes de Vilama). Posteriormente, se ha considerado una toma de muestra en el punto M2, el cual coincide con el inicio del paso del canal Vilama por el sector de los depósitos de azufre, de manera de tener una apreciación de posible contaminación del agua del canal por su paso de este sector. Finalmente se tienen toma de muestra en los puntos M4 conducente al Ayllu de Poconche, M3 conducente al Ayllu de Beter y el punto M5 conducente al Ayllu de Tulor.

De esta manera, se tienen los siguientes resultados en la campaña bacteriológica desarrollada en la zona.

Tabla Nº 8-4 Concentraciones Máximas de Coliformes para Agua de Riego - Campaña Bacteriológica

Muestra	Unidad	Límite	Valores	
		Máximo	1er Muestreo	2do Muestreo
1	nmp/100 ml	1.000	<1,8	<1,8
2	nmp/100 ml	1.000	<1,8	<1,8
3	nmp/100 ml	1.000	<1,8	<1,8
4	nmp/100 ml	1.000	<1,8	<1,8
5	nmp/100 ml	1.000	<1,8	<1,8

Fuente: Norma Chilena Oficial, NCh 13333 y Análisis de Agua de HIDROLAB

Desde el punto de vista bacteriológico y de los coliformes fecales, se puede apreciar en la tabla anterior, que la totalidad de los puntos del muestreo realizados y en distintas fechas cumplen con lo requerido por la norma de riego NCh 1333.

8.4. CONCLUSIONES ESTUDIO DE CALIDAD DE AGUAS

En complemento a la disminución de la disponibilidad del recurso hídrico para riego, desde el punto de vista del cumplimiento de la normativa NCh 1.333 con respecto a los parámetros de la calidad de agua para riego imperante en la zona, la totalidad de los estudios desarrollados en la zona en este aspecto, destacan que para muchos parámetros no se cumple la norma. En los casos que no se cumple, están Aluminio, Arsénico, Boro, Cloruros, Hierro, Sodio, Sulfatos, Salinidad y Sólidos Disueltos. Cabe señalar que, en algunos casos, pero en menor número de muestras, también se sobrepasa la norma el contenido de Manganeso. En el resto de los componentes, inclusive la carga bacteriológica, se cumple la Norma NCh 1.333.

En las tablas siguientes se puede apreciar una compilación de resultados que incluyen tanto los antecedentes de estudios previos efectuados en el área como de los obtenidos en el presente estudio a través de dos campañas de muestreos de agua.

Tabla N° 8-5 Resumen antecedentes de calidad de agua de riego

Elemento	Signo	Unidad	Límite Máximo	Análisis DGA		Proyecto DOH-R&Q		Proyecto SMI	
				Rango Análisis	Promedio Análisis	Rango Análisis	Promedio Análisis	Rango Análisis	Promedio Análisis
Aluminio	Al	mg/l	5	<0,2-1,449	0,52	---	---	0,011-9,7	4,57
Arsénico	As	mg/l	0,1	0,490-0,826	0,63	---	---	0,4-0,81	0,68
Bario		mg/l	4	---	---	---	---	0,032-0,15	0,08
Berilio		mg/l	0,1	---	---	---	---	<0,0005	<0,0005
Boro	B	mg/l	0,75	10,958-22,266	12,42	6-12	9	6,36-9,98	8,69
Cadmio	Cd	mg/l	0,01	<0,01	<0,01	---	---	<0,001	<0,001
Cianuro		mg/l	0,2	---	---	---	---	<0,02	<0,02
Cloruro	Cl^-	mg/l	200	486,87-621,86	556,89	---	---	576-757	624,5
Cobalto	Co-	mg/l	0,05	<0,01-<0,04	0,02	---	---	<0,005	<0,005
Cobre	Cu	mg/l	0,2	<0,01-0,261	0,03	---	---	<0,005-0,358	0,11
Cromo	Cr	mg/l	0,1	<0,009	<0,009	---	---	<0,005-0,009	0,004
Hierro	Fe	mg/l	5	<0,02-58,897	3,44	---	---	<0,002-6,59	3,13
Fluoruros		mg/l	1	---	---	---	---	<0,1-1,63	0,53
Litio		mg/l	2,5	---	---	---	---	1,97-2,78	2,39
Manganeso	Mn	mg/l	0,2	<0,01-2,834	0,2	---	---	0,004-0,299	0,15
Mercurio	Hg	mg/l	0,001	<0,001-<0,002	<0,001	---	---	<0,001	<0,001
Molibdeno	Mo	mg/l	0,01	<0,05-0,066	0,05	---	---	<0,005-0,014	0,01
Níquel	Ni	mg/l	0,2	<0,02	<0,02	---	---	<0,005	<0,005
Plata	Ag	mg/l	0,2	<0,01	<0,01	---	---	<0,002	<0,002
Plomo	Pb	mg/l	5	<0,02-0,07	0,05	---	---	<0,02	<0,02
Selenio	Se	mg/l	0,02	<0,001	<0,001	---	---	<0,005-0,02	0,01
Sodio Porcentual	Na	%	35	63,02-74,75	68,88	61-62,5	61,7	53,8-60	58
Sulfato	$SO_4^=$	mg/l	250	211,7-356,2	336,4	780-890	817,5	111-331	274
Vanadio		mg/l	0,10	---	---	---	---	0,056-0,097	0,08
Zinc	Zn	mg/l	2	<0,01-0,189	0,02	---	---	0,033-0,257	0,10
pH		Rango	5,5-9,0	5,64-8,55	7,9	7,8-8,5	8,2	8,22-8,64	8,42
Coliformes Fecales		nmp/100 ml	1.000	---	---	---	---	<1,8	<1,8
Sólidos Disueltos		mg/l	500	---	---	---	---	1532-1688	1625

Fuente: NCh1333, Análisis de Agua HIDROLAB, DGA 2010-2018, CNR-Arrau 2014 y DOH-R&Q de 1994

Tabla N° 8-6 Resumen clasificación de aguas de riego según su salinidad

Clasificación	Conductividad Específica umhos/cm a 25°C	Valor Análisis DGA	Valor Análisis Arrau	Valor Análisis DOH-R&Q	Valor Análisis SMI
Agua con la cual generalmente no se observarán efectos perjudiciales.	c < 750				
Agua que puede tener efectos perjudiciales en cultivos sensibles	750 < c < 1500				
Agua que puede tener efectos adversos en muchos cultivos y que necesita métodos de manejo cuidadosos.	1500 < c < 3000		2671,5	2907	
Agua que puede ser usada para plantas tolerantes en suelos permeeables con métodos de manejo cuidadosos.	3000 < c < 7500	3449			3202

Fuente: NCh1333, Análisis de Agua HIDROLAB, DGA 2010-2018, CNR-Arrau 2014 y DOH-R&Q de 1994

Según los valores obtenidos en el agua de riego del río Vilama, para muchos parámetros no se cumple la Norma Chilena Oficial NCh 1333. En los casos que no se cumple, están Aluminio, Arsénico, Boro, Cloruros, Hierro, Sodio, Sulfatos, Salinidad y Sólidos Disueltos. Cabe señalar que, en algunos casos, pero en menor número de muestras, también se sobrepasa la norma el contenido de Manganeso. En el resto de los componentes, inclusive la carga bacteriológica, se cumple la Norma Nch 1333.

Se puede concluir que el agua del río Vilama no cumple con las condiciones para ser utilizada como agua de riego, salvo en el uso de especies previamente adaptadas en la zona, principalmente maíz, alfalfa y huertas frutales. Otra posibilidad es el uso mezclado con agua potable y la introducción de patrones resistentes a salinidad.

Otro aspecto que se debe considerar es la tolerancia específica de cada especie a las condiciones de salinidad del agua de riego.

En el caso del Aluminio que, según los muestreos efectuados en el presente estudio, en promedio alcanza los 6,47 mg/lt con un límite según norma de 5 mg/lt, debido a que el pH es básico, sobre 8, tiende a precipitarse eliminando la toxicidad de este elemento.

Para Arsénico que, según los muestreos efectuados en el presente estudio, en promedio alcanza los 0,24 mg/lt con un límite según norma de 0,1 mg/lt, es tóxico para las plantas, sobretodo a niveles de concentración más elevados, razón por la cual, para este caso, se puede considerar como en el límite, afectando levemente a las plantas.

En cuanto al Boro es un elemento esencial para el desarrollo de las plantas, es un nutriente que su nivel tóxico se encuentra apenas por encima de los niveles de suficiencia. La diferencia entre la concentración requerida por la planta (0,3-0,5 ppm) y la toxicidad (0,6-1,0 ppm en la mayoría de las plantas cultivadas) es muy pequeña, por lo que se debe tener especial cuidado con este elemento. Los síntomas de toxicidad se presentan generalmente como zonas amarillentas en las hojas, parecidas a quemaduras, partiendo de las puntas y difundiéndose hacia la base. En los muestreos efectuados en el presente estudio, en promedio, se alcanza 1,74 mg/lt con un límite según norma de 0,75 mg/lt, razón por la cual es factible que se presenten problemas de toxicidad en plantas no adaptadas. Se soluciona controlando pH bajos y con lavados de suelo.

Los cloruros son indispensables para el desarrollo de la planta, pero cuando su concentración es muy alta, el cloruro puede convertirse en un elemento tóxico. Según los muestreos efectuados en el presente estudio, en promedio alcanza los 707 mg/lt con un límite según norma de 200 mg/lt. El cloruro se concentra sobre todo en las hojas. Los daños por exceso de concentración de cloro producen principalmente necrosis en la punta de las hojas, caída de flores, frutos y hojas y reducción del crecimiento de la planta.

El Hierro que, según los muestreos efectuados en el presente estudio, en promedio, alcanza los 6,36 mg/lt con un límite según norma de 5 mg/lt, no es tóxico en suelos bien aireados, pero puede contribuir a la acidificación del suelo y a la inactivación de factores esenciales como el fósforo y molibdeno.

En relación al Sodio (Na), además de ser un elemento perjudicial para la estructura del suelo, debido al efecto dispersante de sus partículas, es tóxico para los cultivos ya que produce disminución del crecimiento de la raíz y necrosis en las hojas. Esto se produce en suelos de pH elevados (alcalinos) con pobre drenaje o por el uso de agua de riego con altas concentraciones de sodio. En relación a los suelos del área de estudio los mayores problemas pueden tener lugar por el alto pH y la posible existencia de problemas de mal drenaje en sectores deprimidos, en estos casos habría que considerar obras para subsanar dicho problema. La presencia de Sodio según los muestreos efectuados en el presente estudio alcanza en promedio 67,3% con un límite según norma de 35%.

Los muestreos de Sulfatos indican un contenido promedio de 354 mg/lt, por lo que se supera la Norma que da un límite de 250 mg/lt El sulfato, en general no está regulado en la normativa internacional sobre calidad de aguas para riego. El sulfato contribuye a la salinidad del agua de riego junto con Na, Ca, Mg, Cl y HCO3. Además, el sulfato contribuye a la conductividad y sólidos disueltos del agua, parámetros de calidad de aguas que si están regulados en la normativa internacional. La literatura internacional informa que los problemas de infiltración/salinidad generados por altas concentraciones de sulfato se pueden mitigar con buenas prácticas agrícolas.

En cuanto a Manganeso que, según los muestreos efectuados en el presente estudio, en algunos puntos alcanzó los 0,362 mg/lt con un límite según norma de 0,2 mg/lt. Este es tóxico para algunos cultivos en pequeñas concentraciones en suelos ácidos.

Finalmente, en relación a la Salinidad según los muestreos efectuados en el presente estudio el valor promedio registrado es de 3.202 umhos/cm, concentrándose en el último tramo de la clasificación de aguas de riego según su salinidad. En este caso el agua puede ser usada en plantas tolerantes en suelos permeables con métodos de manejo cuidadoso.

La tolerancia a la salinidad de un cultivo, corresponde a la capacidad de soportar la salinidad sin experimentar efectos perjudiciales en su desarrollo y/o producción. Las plantas desarrollan diversas estrategias para ser más tolerantes a la salinidad.

En general la tolerancia de los cultivos a la salinidad se puede evaluar siguiendo tres criterios:

a. La capacidad del cultivo para sobrevivir con sales

b. La producción del cultivo en condiciones salinas

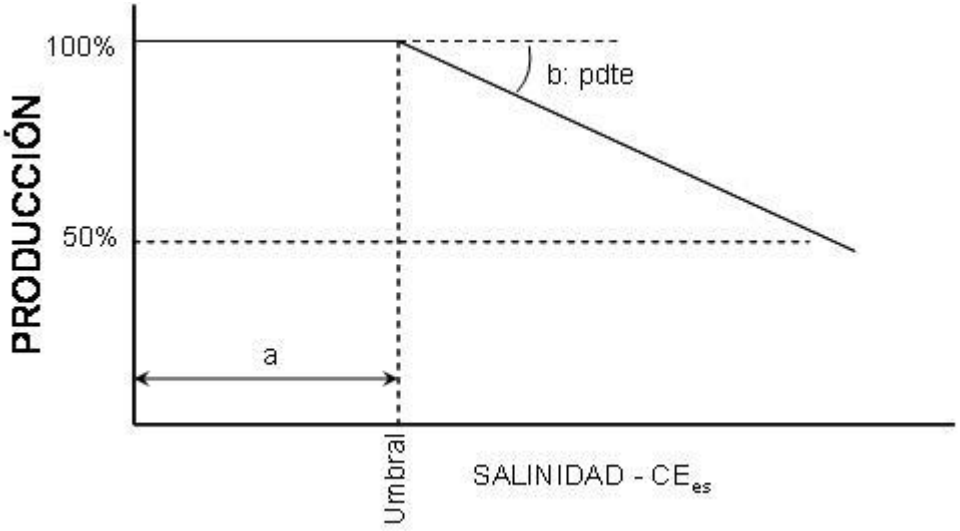
c. El rendimiento relativo del cultivo con condiciones salinas en comparación con la producción, bajo las mismas condiciones de manejo, pero en condiciones de no salinidad

En general, la tolerancia se evalúa según el punto "c", es decir, calculando el rendimiento relativo. Este rendimiento se estima como la producción del cultivo obtenida en condiciones de salinidad dividida por la producción obtenida en ausencia de salinidad. En la práctica se constata que el rendimiento relativo de los cultivos se mantiene aproximadamente constante a medida que aumenta la salinidad del suelo hasta llegar a una determinada salinidad, a partir de la cual el rendimiento relativo desciende de modo aproximadamente lineal con la salinidad según se observa en el gráfico siguiente.

Existe una clasificación de la tolerancia de los cultivos en función del valor umbral de CEes (Conductividad Eléctrica medida en el extracto de saturación) a partir del cual comienza a reducirse la producción significativamente y también del grado reducción de la producción en función del aumento de la salinidad en el suelo. Con la idea de cuantificar, este rendimiento relativo se puede expresar como una función de la conductividad eléctrica en el extracto de saturación CEes mediante la siguiente ecuación matemática:

Producción relativa (%) = 100 – b (CEes – a)

Cálculo Rendimiento Relativo Según Salinidad



Donde:

a: es la conductividad eléctrica del suelo (CEes) límite (o umbral) a partir de la cual el cultivo comienza a perder producción por salinidad.

b: es la pendiente de la recta, que indica el porcentaje de pérdida de producción del cultivo en función del aumento de la salinidad del suelo.

En la Tabla siguiente se puede apreciar la tolerancia a la salinidad de distintas especies de uso agrícola.

Tabla N° 8-7 Tolerancia a la Salinidad

Cultivo	CE límite (a) (umhos/cm)	% perdida (b)	Tipo de Tolerancia
Cebolla	1200	16	Sensible
Cebolla tierna	1200	11,04	Sensible
Poroto	1500	14	Sensible
Zanahoria	1000	14	Sensible
Alfalfa	2000	7,3	Moderadamente sensible
Apio	1800	4,8	Moderadamente sensible
Avena	1700	12	Moderadamente sensible
Berenjena	1100	6,9	Moderadamente sensible
Brócoli	2800	9,2	Moderadamente sensible
Zapallo	1200	13	Moderadamente sensible
Coliflor	1800	6,2	Moderadamente sensible
Espinaca	2000	6,3	Moderadamente sensible
Maravilla	1700	5,9	Moderadamente sensible
Poroto verde	1600	9,6	Moderadamente sensible
Lechuga	1250	10,18	Moderadamente sensible
Maíz dulce	1700	12	Moderadamente sensible
Maíz grano	1700	12	Moderadamente sensible
Melón	1700	12	Moderadamente sensible
Papa	1700	9,44	Moderadamente sensible
Pepino	2000	10,45	Moderadamente sensible
Pimiento	1500	11,04	Moderadamente sensible
Rábano	1200	10,18	Moderadamente sensible
Sandía	900	9	Moderadamente sensible
Tomate	2000	7,46	Moderadamente sensible
Alcachofa	6100	11,5	Moderadamente sensible
Sorgo grano	6800	16	Moderadamente sensible
Trigo	6000	7,1	Moderadamente sensible
Cebada	8000	5	Tolerante
Remolacha azucarera	7000	5,9	Tolerante
Palto	1600	24,0	Sensible
Damasco	1600	24,0	Sensible
Almendro	1500	19,0	Sensible
Cerezo	1500	22,0	Sensible
Ciruelo	1500	18,0	Sensible
Caqui	1700	21,0	Sensible
Mandarino	1700	16,0	Sensible
Manzano	1500	19,0	Sensible
Limonero x Naranjo amargo	1500	9,7	Sensible
Limonero x Citrus Macrophylla	1210	15,5	Sensible
Melocotonero	1700	21,0	Sensible

Cultivo	CE límite (a) (umhos/cm)	% perdida (b)	Tipo de Tolerancia
Naranjo	1700	15,5	Sensible
Níspero	1600	24,0	Sensible
Peral	1500	19,0	Sensible
Pomelo	1700	16,0	Sensible
Limonero x Mandarina Cleopatra	1920	13,1	Moderadamente sensible
Limonero	1500	19,0	Moderadamente sensible
Viña	1500	19,0	Moderadamente sensible
Granado	5000	14,0	Moderadamente sensible
Higuera	4200	9,6	Moderadamente sensible
Olivo	5000	14,0	Moderadamente sensible

Fuente: Maas y Hoffman, 1977 y Agrosal http://agrosal.ivia.es/tolerancia.html

En el caso específico del Boro, la Norma Nch 1333 indica como límite 0,75 mg/lt, pero concentraciones por sobre los 2 mg/lt puede generar, en la mayoría de las plantas, problemas de toxicidad, influyendo en el desarrollo normal de la planta, lo cual se puede identificar por un debilitamiento de ésta. En el caso del río Vilama los mayores valores medidos son de 3,42 mg/lt por la DGA, 4,19 mg/lt en el estudio Arrau-CNR y 1,02 mg/lt en el estudio de la DOH-R&Q. En el presente estudio, en sólo una muestra de las diez, se obtuvo un valor sobre los 2 mg/lt.

En la tabla siguiente se presentan las categorías de tolerancia de determinados cultivos para concentraciones de Boro.

Tabla Nº 8-8 Tolerancia de Cultivos a Concentraciones de Boro

CULTIVOS	CATEGORÍA DE TOLERANCIA
Ajo	Sensible
Alcachofa	Moderadamente Tolerante
Betarraga	Tolerante
Cebolla	Tolerante
Espárrago	Muy Tolerante
Gladiolo	Muy Tolerante
Haba	Sensible
Lechuga	Tolerante
Maíz	Semi Tolerante
Papa	Semi Tolerante
Pimiento	Moderadamente Sensible
Tomate	Tolerante
Zanahoria	Tolerante
Zapallo	Semi Tolerante
Alfalfa	Tolerante
Olivo	Semi Tolerante

Fuente: Australian Water Quality Guidelines for Fresh & Marine Waters (ANZECC). – Irrigation Water Quality Standards and Salinity Management Strategies. Texas A&M University System, 1996.

En relación a los cloruros, en la Tabla N° 8-10, se presentan los valores máximos de concentración de cloruros en la solución del suelo a partir de los cuales aparecen síntomas de toxicidad en los cultivos. La Norma Nch 1333 indica como límite 200 mg/lt, pero las mediciones de la DGA alcanzan valores de 926,34 mg/lt, el estudio CNR-Arrau 739,9 mg/lt y en el actual estudio un valor de promedio de 707 mg/lt, todos bastante más altos que la Norma.

En la tabla siguiente, se presentan las categorías de tolerancia de determinados cultivos para concentraciones de cloruros.

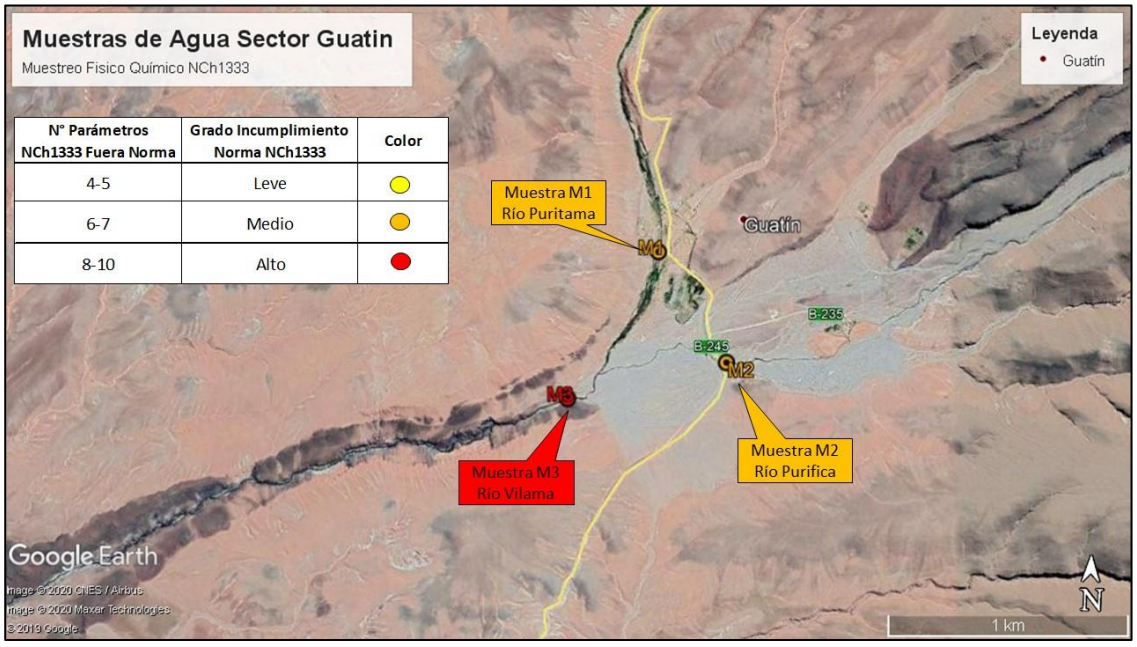
Tabla N° 8-9 Tolerancia de Cultivos a Concentraciones de Cloruro

CULTIVOS	LÍMITE DE TOLERANCIA (mg/lt)	CATEGORÍA DE TOLERANCIA
Ají	875	Tolerante
Ajo	350	Sensible
Cebolla	350	Sensible
Espárrago	875	Tolerante
Gladiolo	875	Tolerante
Haba	350	Sensible
Lechuga	350	Sensible
Maíz	525	Moderada
Papa	525	Moderada
Pepino dulce	875	Tolerante
Pimiento	525	Moderada
Repollo	525	Moderada
Tomate	875	Tolerante
Zanahoria	350	Sensible
Zapallo	s/i	Moderada
Alfalfa	s/i	Moderada
Olivo	s/i	Tolerante

Fuente: Australian Water Quality Guidelines for Fresh & Marine Waters (ANZECC) – Irrigation Water Quality Standards and Salinity Management Strategies. Texas A&M University System. 1996.

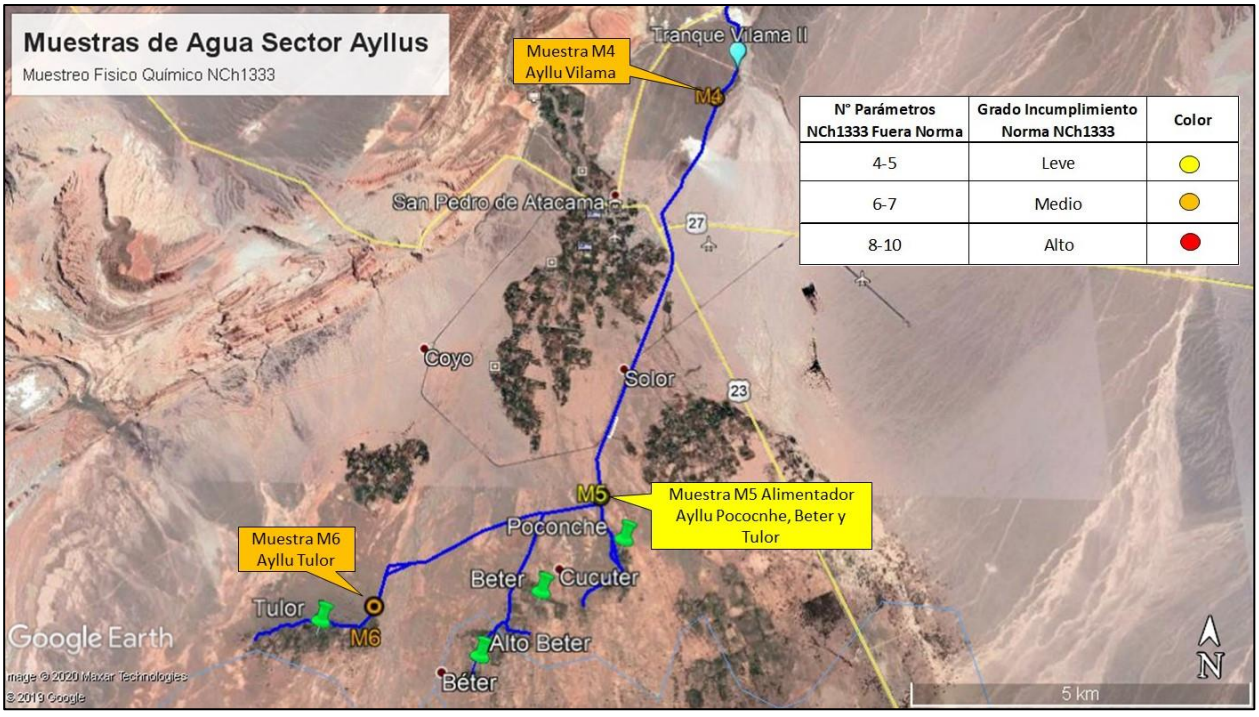
La información anterior puede ser resumida en una gráfica de colores, según el número de parámetros por muestreo en que no se cumple la norma NCh1333, esta gráfica se presenta en la imagen siguiente.

Figura N° 8-3 Rangos de No Cumplimiento de NCh1333 (1 de 2)



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Figura N° 8-4 Rangos de No Cumplimiento de NCh1333 (2 de 2)



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Producto de lo anterior, se puede concluir que el agua del río Vilama no cumple con las condiciones para ser utilizada como agua de riego, salvo en el uso de especies previamente adaptadas en la zona, principalmente maíz, alfalfa y huertas frutales. Otra posibilidad es el uso mezclado con agua potable y la introducción de patrones resistentes a salinidad.

Cabe señalar que a futuro se estima que los agricultores podrían diversificar la producción, en la medida que cultiven especies tolerantes a las sales, como es el caso del maíz choclo local, betarraga, lechuga, zanahoria, zapallo, alcachofa, espárrago, brócoli y apio, entre otras. Además, podrían intensificar la producción de quínoa, especie que presenta una demanda creciente, debido a que se le reconoce como un producto saludable.

En el caso de frutales, existen especies más tolerantes a las sales, como los cítricos, olivo y granado, entre otros.

En vid vinífera, es interesante destacar que, productores de Toconao, que producen uva y la vinifican con éxito, están evaluando patrones resistentes a las sales, los que podrían adaptarse favorablemente en el área de estudio, experiencia que ya se está desarrollados en terrenos abastecidos por el río San Pedro.

TABLA DE CONTENIDO

TOMO 3
IDENTIFICACIÓN, ANÁLISIS Y PROPUESTAS DE MEJORA

1. INTRODUCCIÓN 1-1

2. OBJETIVOS 2-1

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO 2-1
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO 2-1
2.3. OBJETIVOS DEL TOMO 2-1

3. IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE PROBLEMÁTICAS DE LA INFRAESTRUCTURA EXPRAPREDIAL 3-1

3.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO ACTUAL 3-1
3.1.1. Bocatomas Canales de Riego 3-1
3.1.2. Canales de Riego 3-2
3.1.3. Sistemas de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua 3-4
3.1.4. Tranques u Obras de Acumulación 3-5
3.1.5. Sistema de Turnos de Riego Utilizado 3-8
3.2. PROBLEMATICAS DETECTADAS EN EL SISTEMA DE RIEGO ACTUAL 3-9
3.2.1. Bocatomas Canales de Riego 3-9
3.2.2. Canales de Riego 3-15
3.2.3. Sistemas de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua 3-19
3.2.4. Tranques u Obras de Acumulación 3-21
3.2.5. Problemáticas Vinculadas con el Cambio de Captación a Río Puritana y Purifica 3-23
3.2.6. Problemáticas Vinculadas con Calidad de Aguas de Riego 3-24
3.2.7. Problemáticas Vinculadas con Coordinación Multisectorial 3-25
3.2.8. Problemáticas Vinculadas con Temas Legales 3-25
3.2.9. Problemáticas Vinculadas con Operación y Turnos de Riego 3-26
3.2.10. Resumen Principales Problemáticas Identificadas 3-27

4. PROPUESTAS DE IDEAS ORIENTADAS A GENERAR NUEVAS INICIATIVAS DE INVERSIÓN 4-1

4.1. PROPUESTAS DE IDEAS DE SOLUCIÓN 4-1
4.1.1. Canales de Riego 4-1
4.1.2. Generales 4-60
4.1.3. Resumen Principales Propuestas de Solución a Problemáticas Identificadas 4-147

5. ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE RIEGO CON PROPUESTAS DE MEJORAS....5-1

5.1. CONSTRUCCIÓN Y/O MEJORAMIENTO DE CANALES....5-1

5.1.1. Elaboración Matriz de Selección....5-1

5.1.2. Priorización Preliminar de Obras de Mejora....5-6

5.2. CONSTRUCCIÓN Y REHABILITACIÓN DE TRANQUES....5-9

5.2.1. Resumen Propuestas de Mejoras....5-9

5.2.2. Elaboración Matriz de Selección....5-10

5.2.3. Priorización Preliminar de Obras de Mejora....5-16

5.3. SISTEMAS DE CONTROL Y MONITOREO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL AGUA AL SISTEMA....5-16

5.3.2. Resumen Propuestas de Mejoras....5-22

6. SET DE IDEAS VALIDADAS POR LA COMUNIDAD Y ORGANIZACIÓN DE REGANTES....6-1

1. INTRODUCCIÓN

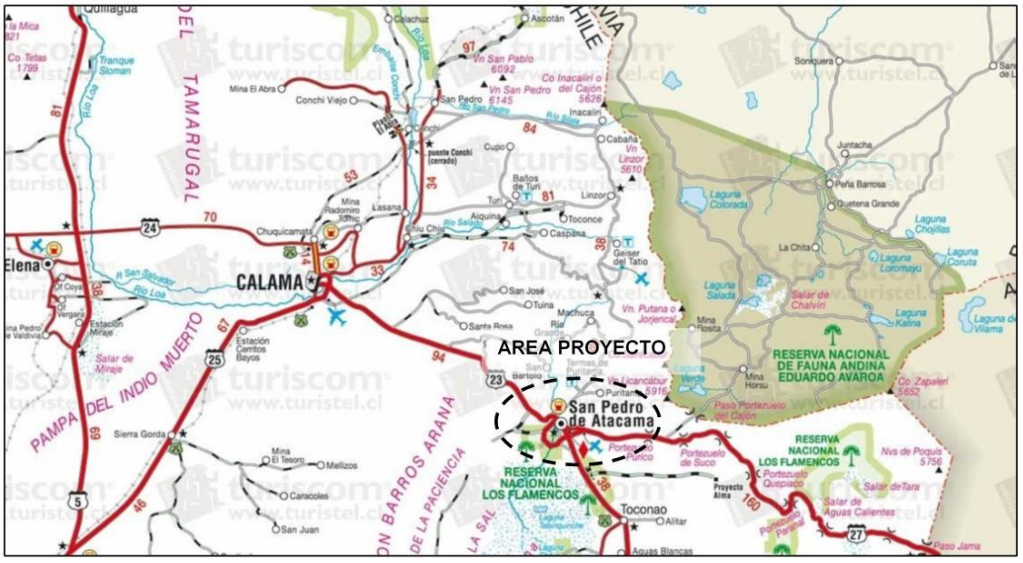
La Comisión Nacional de Riego, en adelante e indistintamente la "CNR" o la "Comisión", tiene como misión institucional asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país, mediante la formulación, implementación y seguimiento de una Política Nacional de Riego que genere estudios, programas, proyectos y fomento al riego y drenaje, que contribuyan al uso eficiente del recurso hídrico en riego, que propenda a mejorar la seguridad del riego y aporte al desarrollo de la agricultura nacional, en un marco inclusivo, participativo, sustentable y equitativo de los/as agricultores/as y de las organizaciones de regantes.

Sobre la base de lo anterior y en cumplimiento de la misión y objetivos antedichos, se ha efectuado el llamado a Licitación Pública del estudio denominado "Diagnóstico y mejoramiento riego extrapredial Ayllus río Vilama", Código BIP 40005747-0.

La zona en estudio se ubica en la comuna de San Pedro de Atacama, Provincia del Loa, Región de Antofagasta, aproximadamente a 100 km al suroeste de la ciudad de Calama a 2.438 m.s.n.m., cerca del extremo norte del salar de Atacama, entre los 22°22′ S y los 24°21′ S de latitud y entre los 67°00′ O y los 68°40′ O de longitud.

En la imagen siguiente se presenta la ubicación de la zona en estudio.

Figura N° 1-1 Ubicación general del área en estudio



Fuente: Elaboración Propia

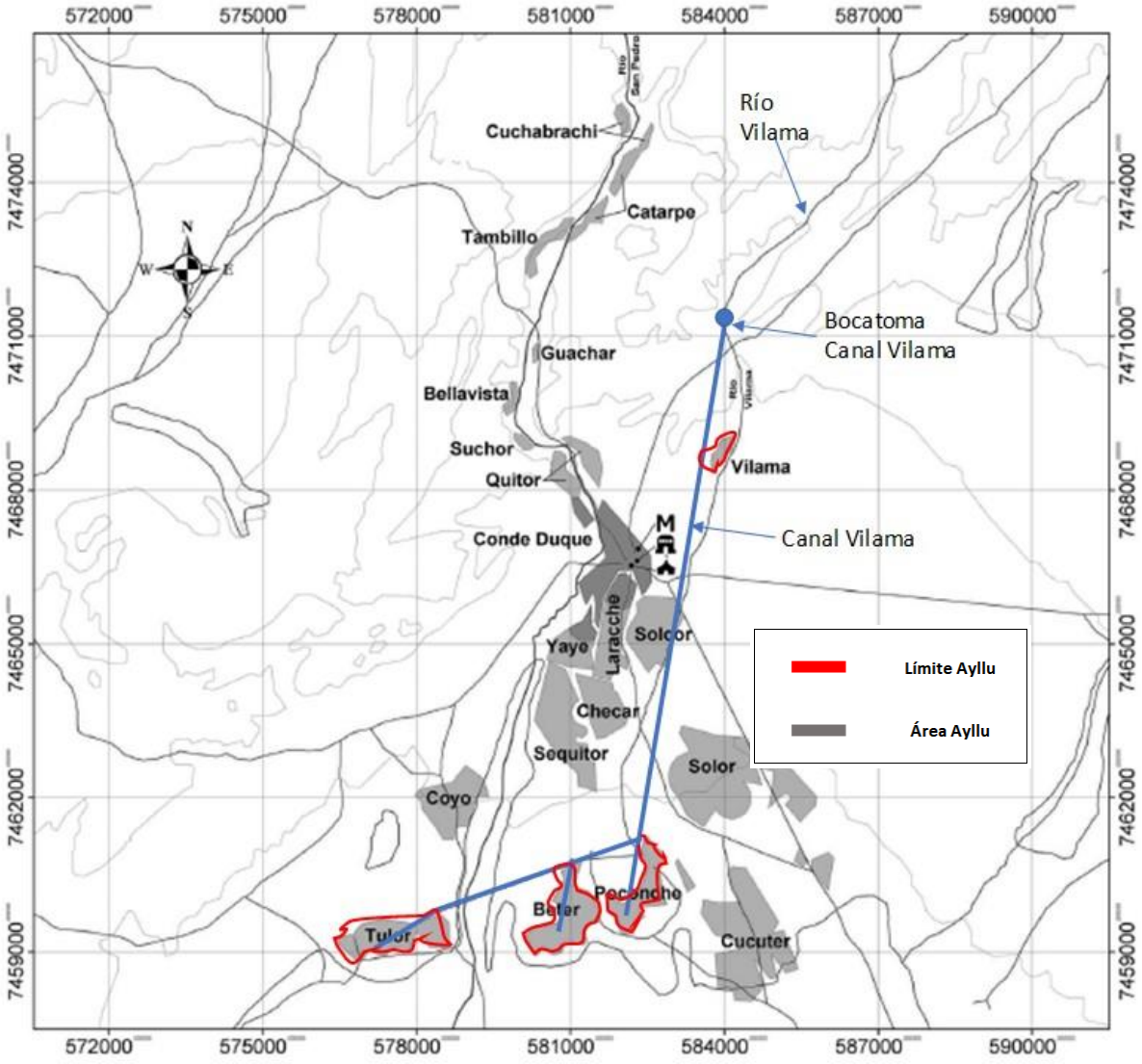
El límite estudio corresponde a la zona de captación, conducción y distribución de las aguas del sistema Vilama, el cual capta las aguas desde el río Vilama, distribuyéndolas por medio de una serie de canales de riego y tranques a los siguientes Ayllus miembros de la Asociación de Regantes y Agricultores del Río Vilama:

1. Vilama
2. Poconche
3. Beter
4. Tulor

Los Ayllus de San Pedro de Atacama, denominados así por ser tradicionalmente unidades socioterritoriales de familias, se caracterizan por ser agrupaciones de tierras aisladas con bosques, que en su interior contienen estructuras prediales en las que se practica la agricultura bajo riego. Estas "islas" de bosques y tierras fértiles, son pequeños oasis rodeados de tierras de desierto. Cada unidad territorial puede contener uno o más ayllus que estuvieron ocupados, y en la mayoría de los casos lo siguen estando, por linajes y relaciones de parentesco entre familias atacameñas que han heredado las tierras de sus ancestros o las han adquirido personas de otros pueblos.

En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de los Ayllus con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama.

Figura Nº 1-2 Croquis de Ayllus y Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

Realizar un diagnóstico y propuestas de mejoramiento de la infraestructura extrapredial del sistema de riego de los ayllus río Vilama.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes pluviometría, fluviometría, hidrológicos, climáticos, legales y organizacionales, productivos, métodos de riego e infraestructura intra y extrapredial de la cuenca.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la infraestructura extrapredial de captación, conducción, distribución y almacenamiento recogiendo las necesidades de los agricultores y de las comunidades indígenas, con relación a la infraestructura de riego extrapredial y sus obras de riego, para los distintos ayllus que componen la cuenca del Salar de Atacama.

- ✓ Caracterizar el estado actual de la agricultura a través de un diagnóstico productivo, catastro de superficie de regantes (ha), tipo de cultivos, rendimientos, precio de venta (encuesta simple).

- ✓ Caracterizar el estado de situación actual en cuanto a las componentes organizacionales, legales, patrimoniales y ambientales del área regada por el sistema San Pedro.

- ✓ Preparar la elaboración de proyectos, de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, sistema de monitoreo y control de caudales, considerando variables del tipo legal (ubicación de sitios idóneos para los tranques), arqueológicas (trazado de canales), zonas patrimoniales, zona típica (Monumentos Nacionales), etc.

- ✓ Actualizar las propuestas de turnos de riego con y sin proyecto.

- ✓ Desarrollar una metodología de priorización de infraestructura a construir y/o mejorar.

2.3. OBJETIVOS DEL TOMO

- ✓ Identificación y análisis de las problemáticas de la infraestructura extrapredial y propuesta de ideas orientadas a generar nuevas iniciativas de inversión.

- ✓ Análisis de los sistemas de distribución y almacenamiento con propuestas de mejora.

- ✓ Presentación de un set de ideas validadas por la comunidad y organización de regantes.

- ✓ Desarrollo en conjunto con la CNR de las carpetas de cada una de las obras de riego propuestas, las que se llevarán a nivel de proyecto definitivo en una etapa posterior para postular a instrumentos de fomento del estado.

- ✓ Valoración del interés del usuario para cofinanciar la futura construcción de las soluciones de infraestructura.

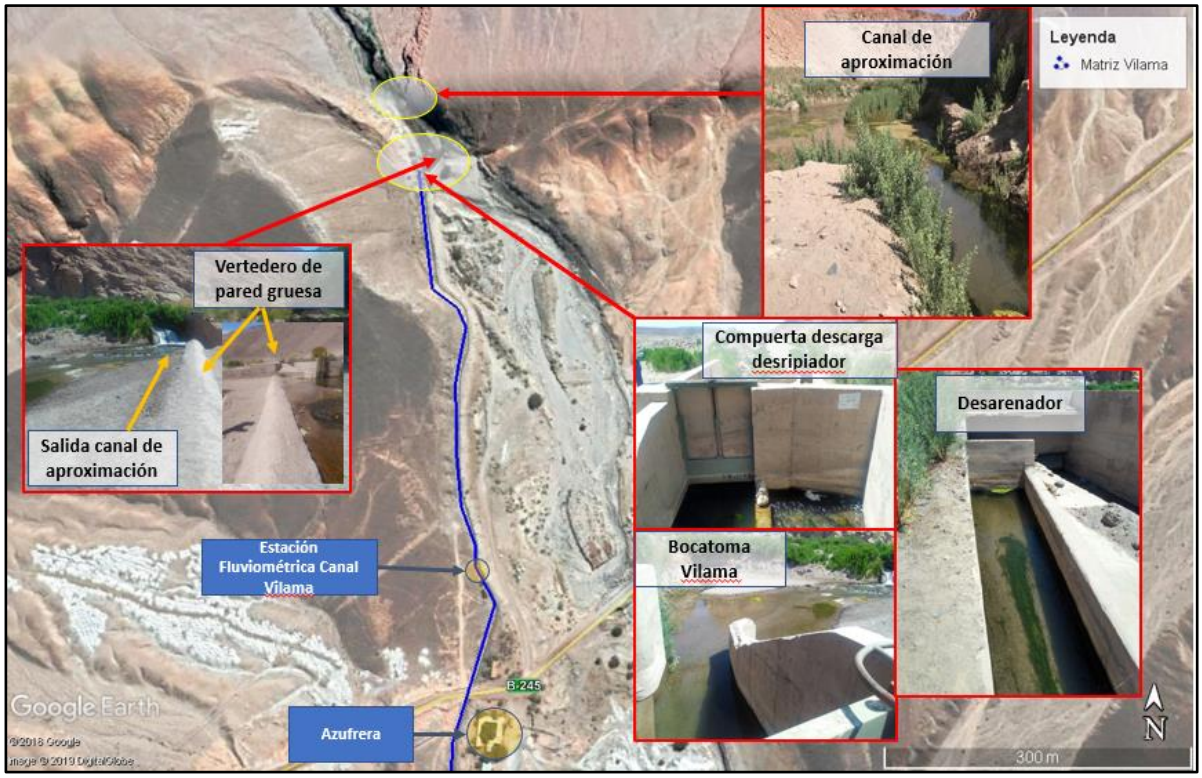
3. IDENTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE PROBLEMÁTICAS DE LA INFRAESTRUCTURA EXPRAPREDIAL

3.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE RIEGO ACTUAL

3.1.1. Bocatomas Canales de Riego

El canal Matriz Vilama tiene su obra de toma en la ribera derecha del río Vilama. Se compone de una obra de captación consistente en un muro de encausamiento en tierra que desvía la mayor parte del agua proveniente del río hacia el canal de aproximación, el cual conduce el flujo hacia la bocatoma, cruzado el vertedero de pared gruesa ubicado en el lecho del río, donde el agua entra al canal luego de sobrepasar el vertedero de rebose del desripiador. Desde este punto, el canal se adentra y se aleja del río asegurando su infraestructura de las crecidas provocadas por el invierno altiplánico.

Figura N° 3-1 Bocatoma – Canal Matriz Vilama

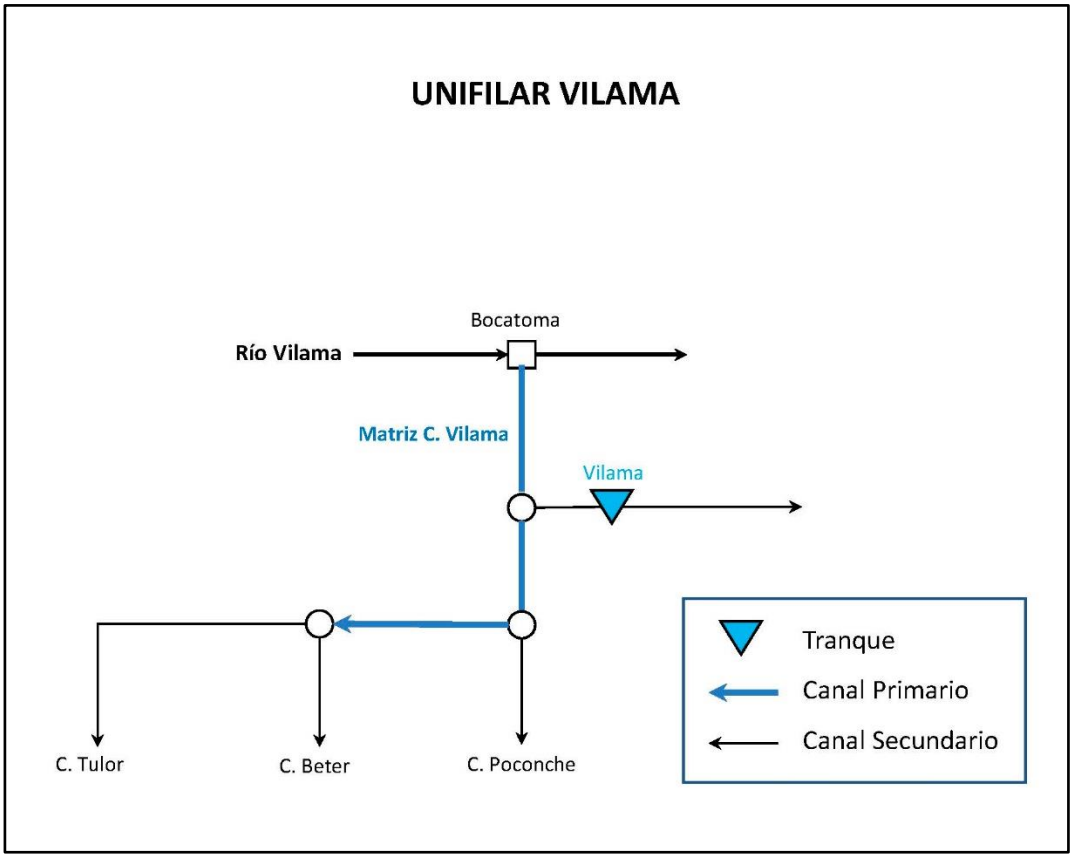


Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

3.1.2. Canales de Riego

El sistema hídrico de riego de la cuenca del río Vilama se conforma y dispone según el siguiente mapa unifilar:

Figura N° 3-2 Unifilar Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

La red de riego del sistema Vilama se compone de un canal matriz y sus derivados. Las principales características del canal matriz se muestran a continuación:

Tabla N° 3-1 Características Canal Matriz Sistema Río Vilama

Canal	Longitud (km)	Superficie [ha]
Matriz Vilama	11,38	310,98

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En la siguiente tabla se expone de manera sintetizada una descripción de los canales, enfocada en los principales problemas que presentan.

Tabla N° 3-2 Catastro Matriz Sistema Vilama

Coordenadas (WGS84 - Huso 19S)		Características		
Este (m)	Norte (m)	Material	Dimensiones	Descripción
580.316	7.470.610	Hormigón	Sección trapecial Ancho canal = 2,92 m Altura canal = 0,96 m Base = 1,27 m	Canal bordea los pies del cerro, el cual tiene mucho material suelto, siendo fuente de derrumbes que embancan el canal.
584.001	7.470.301	Hormigón	Sección rectangular Ancho canal = 1,00 m Altura canal = 0,80 m	Canal en estación de medición DGA. Presenta gran cantidad de sedimento arrastrado por el flujo y que cae de las laderas de los cerros aledaños. En este punto el flujo presenta una baja velocidad lo que probablemente genera la acumulación.
582.043	7.461.047	Hormigón	Sección rectangular Ancho canal = 0,80 m Altura canal = 0,70 m	Canal en punto de entrega a canal Poconche. Presenta sedimento en el fondo y baja velocidad del flujo. Compuertas deterioradas y en mal estado.
583.781	7.468.075	Hormigón	Sección trapecial Ancho canal = 0,75 m Altura canal = 0,50 m Base = 0,50 m	Canal a la salida del Ayllu Vilama. Presenta un alto desgaste del revestimiento debido a su antigüedad, lo que genera filtración de agua. Desarenador en mal estado de operación.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Los canales derivados y sus principales características son los siguientes:

Tabla N° 3-3 Características Derivados Canal Matriz Sistema Río San Pedro

Canal Matriz	Canal Derivado	Longitud Derivado (km)	Superficie [ha]
Matriz Vilama	Poconche	2,08	62,90
	Beter	3,35	132,00
	Tulor	5,52	98,60
Total		**10,95**	**293,50**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De las tablas anteriores, se aprecia que la longitud total del canal matriz es cercana a los 11,5 Km, mientras que sus derivados alcanzan un total aproximado de 11 Km con una superficie total bajo riego de aproximadamente 311 ha.

En la siguiente tabla se expone de manera sintetizada una descripción de los canales, enfocada en los principales problemas que presentan.

Tabla Nº 3-4 Catastro Derivados Sistema San Pedro

Canal	Descripción
Poconche	Canal que riega el Ayllu de Poconche, que su primer tramo se encuentra tapado con planchas de acero para evitar la caída de arena en su interior. Aun así, presenta problemas de embancamiento y baja velocidad de escurrimiento producto de la baja pendiente.
Beter	Canal encargado de regar los predios del Ayllu de Beter. La mayoría de su trazado es revestido, pero presenta tramos en tierra. Debido a la antigüedad del revestimiento, presenta problemas de filtración de agua y en los tramos en tierra, erosión causada por un roedor llamado "Chululo" que realiza orificios en el terreno.
Tulor	Canal que riega el Ayllu de Tulor. Es el que presenta los mayores problemas debido al constante embancamiento de la tubería que cruza el río San Pedro y a las dunas que atraviesa y que llegan al canal tapándolo. Su revestimiento es antiguo, presentando pérdidas por infiltración.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

3.1.3. Sistemas de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua

El sistema de riego de río Vilama no cuenta con un sistema de monitoreo de caudales y de distribución de los mismos a lo largo de la red, por lo que no existe un control apropiado de la distribución de las aguas. En la actualidad, la distribución es realizada de manera manual por el tomero, el Sr. Alexis Reyes, quien se encarga de abrir y cerrar diariamente las compuertas del canal matriz dependiendo del grupo de riego al cual le corresponda regar.

Figura N° 3-3 Manejo manual de compuerta por el tomero (Sr. Alexis Reyes)

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

3.1.4. Tranques u Obras de Acumulación

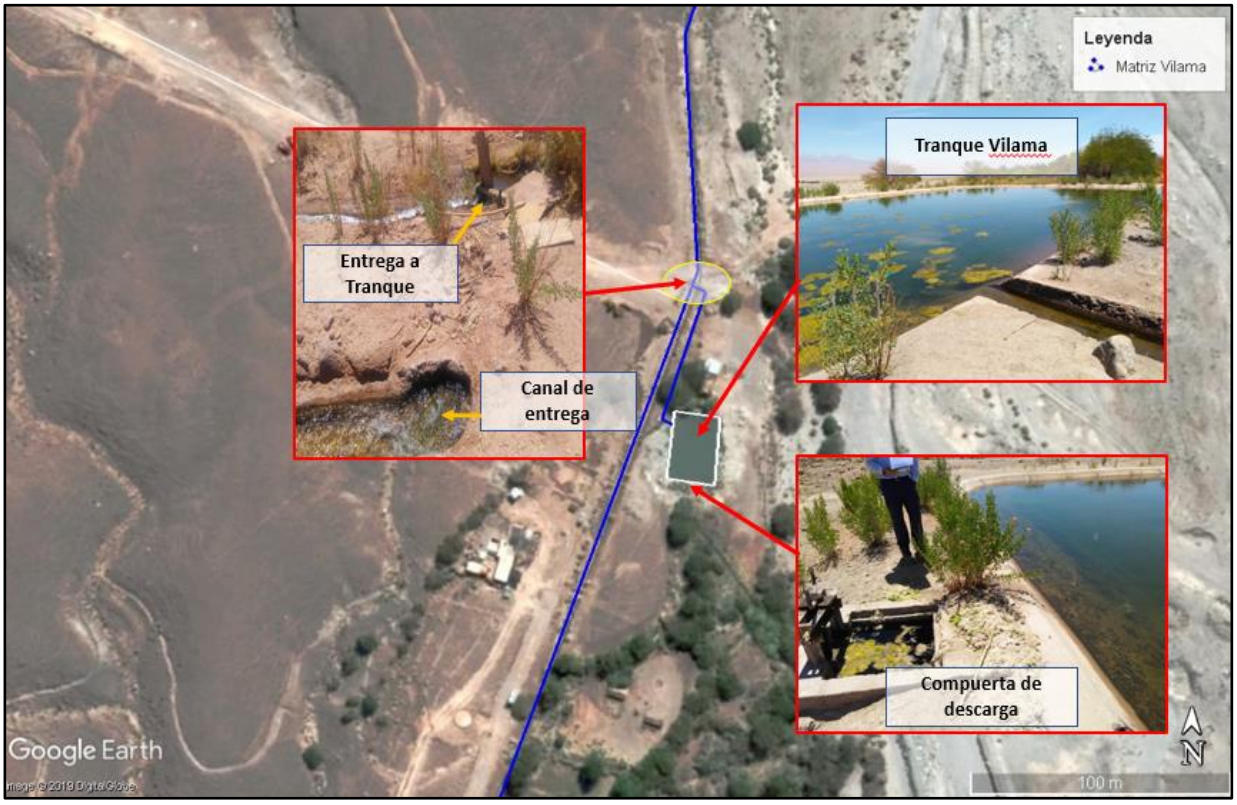
El sistema de almacenamiento de la red de riego está compuesto por solo un tranque, denominado tranque Vilama.

A modo de tener una referencia preliminar respecto al estado en que se encuentra el tranque, SMI realizó una visita de manera de determinar su condición actual.

El tranque Vilama se encuentra ubicado dentro de la comunidad indígena o Ayllu de Vilama, cercano al trazado por donde pasa el canal Vilama, el cual alimenta de agua al tranque.

En la imagen siguiente se muestra su ubicación y principales características observadas en terreno.

Figura Nº 3-4 Ubicación Tranque Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De la visita realizada se puede apreciar que el tranque es de dimensiones pequeñas en comparación a otras obras de almacenamiento y no permite almacenar agua para toda la red de riego. Su construcción es de hormigón, con data del año 1965 y presenta problemas de sedimentación y filtración producto de la antigüedad de la obra.

En la siguiente tabla se muestran los antecedentes recabados del tranque.

Tabla N° 3-5 Información Tranque Vilama

1.- ANTECEDENTES GENERALES			
Nombre de Presa	Tranque Ayllu Vilama	Cordenadas UTM Este	584188
Fuente del Recurso	Canal Vilama	Coordenadas UTM Norte	7468835
Km en que se ubica	-	Datum	WGS-84
Fecha	15-01-2019	Huso	19
Waypoint	654	Altitud (msnm)	2477

2.- CELADOR O QUIEN ACOMPAÑA	
Nombre	Alexis Reyes
Teléfono	+56997889060
Correo	

3.- USO O DESTINO DEL EMBALSE	
Riego	X
Abastecimiento de APR	
Sedimentación	
Control de Crecidas	
Recreación	
Otros Usos	

4.- TIPO DE EMBALSE	
Presa de Tierra Homogénea	
Presa Zonificada	
Presa de Enrocados (CFRD o CFGD)	
Presa de Hormigón	
Presa de RCC	
Otro Tipo	X

5.- GEOMENTRIA DE LA PRESA	
Longitud Coronamiento (m)	24.37
Ancho Coronamiento (m)	17.88
Talud Aguas Abajo (H:V)	2:1
Revancha (m)	0.15

6.- CAPACIDAD DEL EMBALSE	
Altura máxima muro (m)	1.30
Profundidad máxima (m)	1.15
Área espejo de agua (ha)	0.05
Volumen Estimado (m3)	517.50

7.- ESTADO DEL EMBALSE			
Problemas sedimentación	Si	Indicios de Deslizamientos	Si
Uniformidad Taludes	Si	Presencia de Saturación	No
Depresiones Visibles	Si	Presencia de Filtraciones	No
Grietas Visibles	Si	Estado Revestimiento	Regular (sucio y grietas)

8.- CARACTERISTICAS EVACUADOR DE CRECIDAS			
Tipo Vertedero		**Tipo de Control**	
Vertedero Frontal		Vertedero Libre, sin control	
Vertedero Lateral		Vertedero controlado	
Vertedero de Campana			
		Tipo Canal de Evacuación	
Tipo Pared Vertido		Rectangular	
Vertedero de Pared Delgada		Trapezoidal	
Vertedero de Pared Gruesa		Triangular	
Vertedero con Perfil Hidráulico		Circular	
Estado Conservación y Operación		**Dimensiones**	
Bueno		Ancho (m)	
Malo		Longitud (m)	
		Profundidad (m)	
		Taludes (H:V)	

9.- CARACTERISTICAS OBRA DESARENADOR			
Tipo Desarenador		**Funcionamiento Actual**	
Rectangular		Operativo	
Trapezoidal		No Operativo	
Triangular			
Circular		**Dimensiones**	
		Ancho (m)	
Compuertas		Longitud (m)	
SI		Profundidad (m)	
No		Taludes (H:V)	

10.- OBSERVACIONES
El tranque no tiene desarenador ni evacuador de crecidas.
No se ha podido medir la compuerta que está en la obra de descarga debido a que se encuentra lleno de agua.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

3.1.5. Sistema de Turnos de Riego Utilizado

La información del sistema de turnos de riego utilizados por los regantes ha sido obtenida en base a los estatutos de la asociación atacameña de regantes, la información recopilada con la encuesta agronómica desarrollada y según lo informado por los mismos regantes en las diversas actividades de participación ciudadana desarrolladas.

Sobre la base de lo anterior, la distribución de las aguas a los regantes es por turnos, en este caso se divide a los usuarios en 4 grupos, en función de la ubicación de los Ayllus y Canales de Riego que conforman el sistema.

Sobre la base de la información recopilada en la encuesta agronómica, se tiene que los turnos son bastante espaciados (7 a 30 días), entregándose del orden de entre 2 y 4 horas por ha a los predios, ostentando cada regante, derechos de uso de aguas proporcionales al tamaño de la tierra que posee.

De esta manera, los 4 grupos existentes en la actualidad, junto con sus horas de riego estimadas, se presentan a continuación.

Tabla Nº 3-1: Grupos de Riego y Turnos Considerados en la Asociación Atacameña de Regantes del Río Vilama

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Superficie (ha)	% DAA	N° Predios	N° Regantes	Turno (hr/ha)
Vilama	Vilama	1	8,70	0,025	5	4	2,0
Vilama	Alambrado	1	9,00	0,025	1	1	2,0
Poconche	Poconche	2	67,35	0,190	15	7	3,0
Beter	Beter	3	151,17	0,427	42	37	4,0
Tulor	Tulor	4	117,42	0,332	84	68	2,5
Total			**353,64**	**1**	**147**	**117**	**2,7**

Fuente: Elaboración Propia.

En adición a lo anterior y efectuando un análisis en función de las superficies regadas y la información de horas de riego recogida en la encuesta agronómica, considerando que el riego se efectúa la totalidad del día, se tiene la siguiente frecuencia de los turnos de riego separados por grupo de riego y Ayllu.

Tabla Nº 3-2: Frecuencia Estimada de los Turnos de Riego Desglosado por Grupo de Riego y en Función de la Superficie Regada

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Superficie (ha)	% DAA	Duración Turno (días)	Frecuencia (días)	Turno Riego (días)
Vilama	Vilama	1	8,70	0,025	1,00	29,00	Cada 27 días
Vilama	Alambrado	1	9,00	0,025			
Poconche	Poconche	2	67,35	0,190	6,00	24,00	Cada 26 días
Beter	Beter	3	151,17	0,427	13,00	17,00	Cada 26 días
Tulor	Tulor	4	117,42	0,332	10,00	20,00	Cada 22 días
Total			**353,64**	**1**	30,00	-	

Fuente: Elaboración Propia.

En relación a lo señalado en la tabla anterior, cabe señalar que la duración y frecuencia de los turnos varía considerablemente de un ayllu a otro, pero el número de horas del turno aumenta con el estrato de tamaño. Entretanto, el rango de los turnos va desde cada 7 días hasta los 30 días.
Se deduce de las tablas precedentes, que los turnos de riego están en directa relación al tamaño de los predios, a mayor tamaño, mayor número de horas de riego. En relación a los turnos, debido a la escasez de recursos hídricos, éstos son demasiado distantes entre uno y otro, lo que podría superarse, en parte, a medida que existan mayores obras de regulación, ya sea con tranques de cabecera, comunitarios o de regulación nocturna.

3.2. PROBLEMATICAS DETECTADAS EN EL SISTEMA DE RIEGO ACTUAL

Para lograr identificar las problemáticas presentes en el sistema de riego actual, se ha procedido a realizar dos actividades principales:

1. Una primera la cual tiene relación con el trabajo en gabinete y terreno desarrollado por SMI, entre los que se pueden contar la recopilación y análisis de antecedentes, catastro en terreno de las obras del sistema existente y desarrollo de campañas de aforo las que han permitido establecer una línea base del estado de las pérdidas de caudal en el sistema.

2. Actividades de Participación Ciudadana, las que han permitido validar las problemáticas identificadas por SMI con los trabajos desarrollados, además de incorporar nuevos problemas que nacen de parte de los mismos regantes del sistema.

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se presentan las principales problemáticas detectadas en el sistema de riego actual.

3.2.1. Bocatomas Canales de Riego

A continuación, se presentan las principales problemáticas levantadas en los canales de riego del sistema, es necesario señalar que la bocatoma analizada en este informe corresponde a la del canal Matriz Vilama.

El Canal Vilama presenta una obra de toma de hormigón en la parte alta del cauce del río Vilama. Esta obra de hormigón consta de una obra de desvío del río, la cual es del tipo artesanal desde la parte alta de la cuenca, hasta el sector de la bocatoma en el río, la cual cuenta con una barrera fija, la que permite peraltar los niveles y desviarlos hacia el canal Vilama, donde por medio de unas compuertas se regula el paso de caudal, de manera de verter los excesos de regreso al río en caso de ser requerido. Al momento de la visita, esta obra de descarga no se encontraba funcionando, debido a que el agua en su totalidad era desviada hacia el canal Vilama. Según lo observado en febrero del año 2019, en época de crecidas esta obra funciona en su plenitud, llegando a ser embancada por la gran cantidad de sedimentos que acarrea el río Vilama.

3.2.1.1. Problemáticas Detectadas en Catastro Realizado

Como se ha mencionado con anterioridad, la bocatoma catastrada en este estudio correspondió a la bocatoma del canal Vilama, la cual presenta diversos problemas, siendo el principal de ellos, los daños a los que queda expuesta luego de ocurrida la época de crecidas, lo anterior debido a la gran cantidad de material que arrastra el río Vilama, quedando la obra de toma totalmente sedimentada y con daño en sus estructuras de toma producto de los impactos del material afluente.

Sobre la base de lo anterior, en la imagen siguiente se pueden apreciar las principales características de la obra de toma y sus problemas.

Figura N° 3-5 Bocatoma – Canal Vilama

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la imagen siguiente, se pueden desglosar los siguientes elementos y problemáticas en esta obra de toma:

i) Problemas en Canal de Aproximación.

El canal de aproximación es construido con material fluvial del mismo río y todos los años se modifica en función de la ubicación del río y del pretil de desvío. Al ser construido con el mismo material del río tiene grandes filtraciones y la conducción de caudal se dificulta.

ii) Problemas de Destrucción en Crecidas.

Como se ha mencionado con anterioridad, con cada crecida que ocurre producto del invierno altiplánico, la bocatoma se ve seriamente afectada, debido a que las obras de desvío y canal de conducción se ven seriamente dañadas y en forma adicional la captación queda totalmente sedimentada y llena de elementos producto del arrastre desde la cuenca.

En forma adicional, los muros de protección lateral de la bocatoma, los cuales están compuestos por gaviones quedan totalmente destruidos y deformados producto de la fuerza de las crecidas.

Con los grandes caudales afluentes y lo precarias de las obras del canal de captación que conduce las aguas hacia la bocatoma, estas son totalmente destruidas producto de las crecidas y deben ser reconstruidas todos los años de manera de dejarlas operacionales para la temporada de riego.

iii) Problemas de Sedimentos.

Debido a la gran cantidad de sedimentos afluentes con las crecidas, se tiene que la obra de captación queda totalmente embancada, lo anterior afectando al sistema de tuberías que se tiene para la captación del agua y su conducción, además de afectar a la estructura de medición y regulación de caudal ubicada en la compuerta.

Lo anterior se apreció por medio de las cámaras de inspección que existen en el sector, las que se encontraban llenas de sedimentos al momento de realizar el catastro de las obras. Para recuperar la operabilidad del sistema se requiere de limpieza y una mantención con maquinaria.

A modo de ejemplo, durante el desarrollo de este estudio, durante la primera quincena del mes de enero del año 2019, la bocatoma se encontraba operando en forma normal al igual que el canal Matriz Vilama. Posteriormente a finales del mes de enero y principios del mes de febrero ha ocurrido el fenómeno del invierno altiplánico, produciéndose intensas lluvias en la zona del proyecto, lo cual ha producido crecidas de gran magnitud en la zona de la bocatoma lo que ha derivado en la depositación de gran cantidad de sedimentos y erosión en otros sectores de la bocatoma, variando totalmente las condiciones levantadas en un comienzo en el estudio.

Lo anterior, se puede apreciar en la siguiente imagen.

Figura 3-1 Estado Sector Bocatoma pre y post Crecidas Invierno Altiplánico

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019

Sobre la base del análisis de los trabajos de topografía desarrollados en la zona de la bocatoma, se ha logrado desarrollar una estimación de los movimientos de tierra ocurridos en el sector de la bocatoma producto de las crecidas, con lo que se tienen las siguientes cubicaciones de material.

Tabla 3-1 Movimientos de Tierra en Zona de Bocatoma Post Crecida Enero 2019

Partida	Cantidad	Unidad
Superficie total de análisis	1.076	m^2
Volumen de depósitos	333	m^3
Volumen de erosión	265	m^3
Espesor promedio depósitos	0,31	m
Espesor promedio erosión	0,25	m

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019

Como se aprecia en la tabla anterior, para el sector en análisis, se tiene un volumen de depósito de material en el sector de la bocatoma de 333 m3, mientras que la cantidad de material erosionada es de 265 m3.

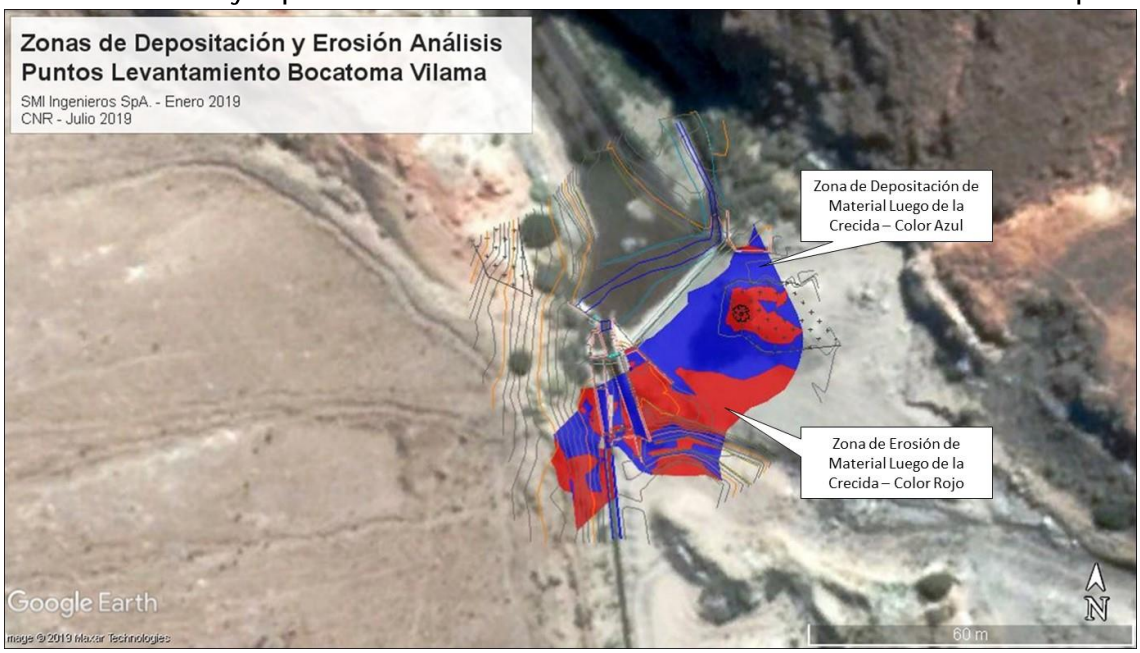
Se destaca que la zona de depositación de material cubre gran parte de los elementos principales de la bocatoma, como son la barrera transversal en el río, obra de devolución de excesos al río y la obra de entrega al canal Vilama. Lo anterior coincide con lo observado en terreno luego de ocurrida las crecidas y previo a la limpieza de la bocatoma y canal por parte de los regantes.

Figura 3-2 Imagen Zona de Bocatoma Luego de Crecida enero 2019

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019

Sobre la base de lo anterior, en las imágenes siguientes se presenta la vista en planta de las zonas de erosión y depositación de material en el sector de la bocatoma.

Figura 3-3 Zonas de Erosión y Depositación de Material en Bocatoma – Análisis de Puntos Levantados por SMI y CNR



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019

Desde el punto de vista de los movimientos de tierra en la zona de la bocatoma luego de la crecida, se tiene un volumen de depósito de material en el sector de la bocatoma de 333 m3, mientras que la cantidad de material erosionada es de 265 m3. Si se considera que un camión tolva tiene una capacidad del orden de 7 m3, se tiene que la cantidad de material depositada equivale al orden de 48 camionadas de material. Lo anterior hace destacar la importancia de tener maquinaria apropiada para las labores de limpieza en la zona de bocatoma y dejar operativa la obra de toma previo a la época de riego de la zona

Como se ha señalado con anterioridad, los principales problemas que presentan estas bocatomas corresponden a daños de sus elementos producto de las crecidas y embancamiento debido al arrastre de sedimentos provenientes desde el río Vilama.

3.2.1.2. Problemáticas Detectadas en Encuestas y Actividades PAC

En las actividades de participación ciudadana desarrolladas, no se han hecho menciones explicitas a problemas en las obras de toma, sin embargo, todos los grupos hacen mención a problemas específicos en las bocatomas, los que tienen relación con lo siguiente:

i) Problemas de Destrucción en Crecidas.

Debido a la ocurrencia de las crecidas, se tienen daños en los elementos de la obra de toma, principalmente en las que corresponden a las obras de encauzamiento y canal de aproximación a la zona de la bocatoma de los caudales previo al ingreso al canal de riego.
Producto de las crecidas y la no existencia de muros de protección lateral del canal de riego el sedimento copa en su totalidad el canal matriz en su tramo inicial.

ii) Problemas de Sedimentos.

El principal problema mencionado por los agricultores en el sector de la bocatoma tiene relación con el embancamiento que sufre todos los años luego de la época de crecidas y a lo lento de los trabajos de su reparación y limpieza, señalando que todo se podría efectuar de manera más rápida si existiera una correcta coordinación entre los diversos estamentos públicos de apoyo luego de las crecidas.

De igual manera señalan la importancia de disponer de un desarenador de gran tamaño el cual permita retener gran parte de los sedimentos que ingresan al sistema en el tiempo que se demora en cerrar la obra de toma una vez iniciada las crecidas, Este problema de embancamiento produce que el cierre de la obra de toma.

3.2.1.3. Resumen de Problemáticas Identificadas

Sobre la base de lo anterior, se resumen las siguientes problemáticas detectadas en las bocatomas de los canales de riego de la zona en estudio:

Tabla Nº 3-3: Principales Problemas Detectados Sector Bocatoma

Elemento Bocatoma	Problema Detectado Catastro	Problema Detectado PAC
Obra de Desvío	Filtraciones	Destrucción debido a crecidas
Canal de Aproximación	Filtraciones	Destrucción debido a crecidas
Obra de Aforo y Regulación	Embancada y sin operación	Embancamiento post crecida
Inicio Canal	Embancado y Dañado	Embancamiento post crecida

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Revisando la tabla anterior, se tienen que las principales problemáticas levantadas tienen relación con los efectos de las crecidas en las bocatomas de los canales de riego y el embancamiento de las obras producto de estas, con los consecuentes problemas en la operación normal del sistema.

3.2.2. Canales de Riego

3.2.2.1. Problemáticas Detectadas en Catastro Realizado

Del catastro desarrollado en la etapa anterior del estudio, se exponen los siguientes problemas detectados en la red de canales de riego.

Tabla Nº 3-4: Principales Problemas Detectados en Canales de Riego en Catastro Desarrollado

Nº	Problema Tipo	Cantidad
1	Bocatoma	5
2	Desarenador	2
3	Descarga	3
4	Dunas y Sedimentos	5
5	Entregas	5
6	Filtraciones	8
7	Sección Canal	6
8	Sedimentos	31
9	Sifón	3
Total		**68**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Del cuadro anterior, se deducen un total de 68 obras con problemas vinculados con la red de riego, los que equivalen en su conjunto a aproximadamente a un 87% de las obras catastradas.

Sobre la base de lo anterior, se tiene que los principales problemas levantados en la zona para la red de canales de riego tienen relación con sedimentos, filtraciones y mala operación de sifones, los que se tapan producto de acumulación de sedimentos o basuras que son arrojadas al canal de riego.

El desglose del tipo de obras que requieren de mejoramiento en el sistema se presenta en el gráfico siguiente:

Figura Nº 3-6 Tipo de Problemas Identificados en Catastro Desarrollado

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En el gráfico anterior puede apreciarse los principales problemas identificados, los que tienen relación principalmente con los sedimentos existentes en el sistema.

3.2.2.2. Problemáticas Detectadas en Encuestas y Actividades PAC

En la tabla siguiente se presentan las principales problemáticas identificadas de las actividades PAC desarrolladas.

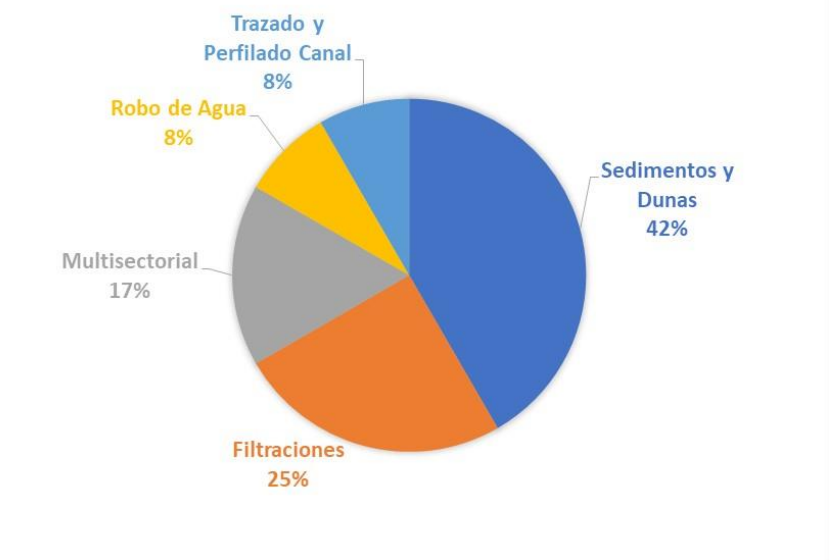
Tabla Nº 3-5: Principales Problemas Detectados en Canales de Riego Levantados en Actividades de Participación Ciudadana

Nº	Problema Tipo	Cantidad
1	Bocatoma	1
2	Sedimentos	2
3	Filtraciones	3
4	Multisectorial	2
5	Tranque	1
6	Dunas	2
7	Trazado y Perfilado	1
8	Desarenador	1
9	Robo de Agua	1
10	Cambio Captación	1
Total		**15**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Sobre la base de lo anterior y al efectuar una agrupación de las problemáticas levantadas, se tienen los siguientes problemas principales identificados.

Figura Nº 3-7 Tipo de Problemas Identificados en Actividades PAC Desarrolladas



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la gráfica anterior, los principales problemas indicados por los regantes tienen relación con los sedimentos y dunas, posteriormente las filtraciones de los canales de riego y del trazado y perfilado del canal. Desde el punto de vista de la coordinación entre los estamentos públicos y temas del tipo legal también han sido levantados en esta actividad.

Desde el punto de vista de los aspectos de coordinación entre los estamentos públicos, tiene relación con la poca participación mancomunada entre los organismos para el desarrollo de obras y la Asociación de Regantes, lo anterior debido a la ejecución de obras por parte del estado, las que luego afectan a los canales de riego. El caso habitual mencionado tiene relación con las obras de protección fluvial que se ejecutan en el río Vilama, las que actúan como cuello de botella produciendo el desborde del río y la afectación de las obras. Otro problema habitual mencionado tiene relación con obras que ejecuta vialidad en los cruces de caminos sobre el río San Pedro, obras de arte que quedan subdimensionadas para el caudal y material que arrastra la crecida, provocando su colapso y posterior desborde del río afectando los canales de riego.

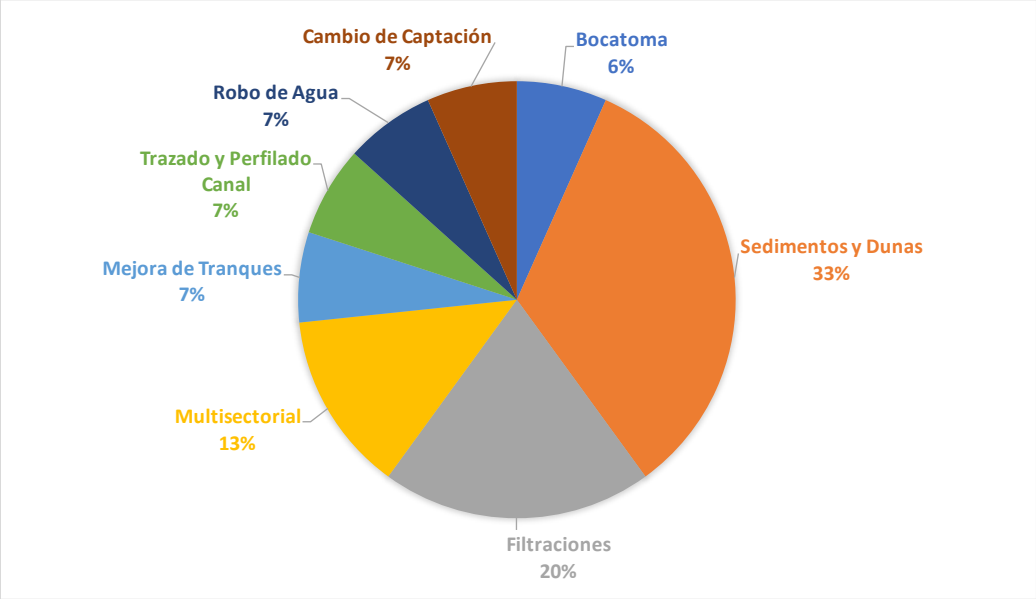
Considerando los temas jurídico – legales, se hace referencia a los problemas debido a acceso a los canales de riego en el sector del poblado de San Pedro de Atacama, debido a que las construcciones se están desarrollando sobre los canales de riego dificultando su acceso y sin respetar las servidumbres de paso, de igual manera, debido a esta proximidad, los canales de riego son utilizados como vertederos ya que es arrojada basura desde las cercanías y en forma adicional en época de verano es utilizado por bañistas para actividades recreativas en el canal, provocando el embanque del canal y formación de tranques que no permiten el paso del agua hacia aguas abajo.

Producto de lo anterior, también otro tema mencionado tiene relación con la calidad de las aguas, ya que muchas veces se arrojan basuras hacia el canal, las que aparte de afectar la calidad de las aguas quedan atrapadas en los elementos singulares del sistema, provocando el colapso del mismo y el desborde en algunas secciones con la consiguiente pérdida de caudal.

3.2.2.3. Resumen de Problemáticas Identificadas

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se presenta un resumen con las principales problemáticas identificadas en la red de canales de riego, tanto en el catastro desarrollado como en las diversas actividades de Participación Ciudadana.

Figura Nº 3-8 Principales Problemas Identificados en Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la gráfica anterior, existe una correlación entre los problemas detectados en el catastro de obras desarrollado y lo señalado por los regantes en las actividades de participación ciudadana, señalándose que el problema por embancamiento por sedimentos y dunas es el principal problema, seguido por las pérdidas por filtración y mejoras generales en la red de canales de riego y tranques.

3.2.3. Sistemas de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua

Desde el punto de vista del sistema de control y monitoreo de la distribución de agua en el sistema de captación y distribución de río Vilama, se tiene que el sistema carece de una operación y mantención apropiada.

Al efectuar la consulta respecto de la existencia de puntos del sistema en los cuales poder efectuar un aforo concreto del caudal transportado por el canal de riego, la explicación del celador fue que no se tenía una medición precisa y que la repartición se efectuaba en proporción a las aperturas de compuertas, sin tener claridad respecto a las cantidades de caudal pasantes.

De esta manera, considerando este antecedente se efectuó un análisis de los sistemas de control y monitoreo de la distribución de agua, resultados que se presentan a continuación.

3.2.3.1. Problemáticas Detectadas en Catastro Realizado

Del catastro desarrollado a la infraestructura de riego existente, se han identificado varias secciones revestidas que cumplen con la condición de flujo uniforme y escurrimiento independizado aguas arriba con respecto a aguas abajo, por lo que pueden servir perfectamente como puntos de medición y control de caudal. En varios de estos sectores identificados (al menos uno por cada canal de riego del sistema) se han visualizado regletas de medición, las que se encuentran en desuso o totalmente oxidadas y destruidas.

Debido a la longitud del sistema y a que se trabaja con un solo celador en el sistema, existen muchas veces en que dicho celador no alcanza a manejar la totalidad de compuertas del sistema antes de que ocurran colapsos del mismo, producto de lo anterior, uno de los requerimientos que se parecía pueden ser de utilidad en el sistema es un sistema de operación a distancia, al menos de los canales principales del sistema, de manera de evitar problemas en la distribución a los diversos grupos de riego y/o Ayllus.

3.2.3.2. Problemáticas Detectadas en Encuestas y Actividades PAC

En las actividades de participación ciudadana desarrolladas, no se ha levantado como prioridad las problemáticas vinculadas con los sistemas de control y monitoreo de las aguas, la única indicación tiene relación con respecto a los grupos de riego que se encuentran más alejados del sistema, ya que el celador no alcanza a efectuar la correcta apertura y cierre de las compuertas.

En general se indica que la operación del sistema funciona en base a la confianza entre regantes, ya que automáticamente al cumplirse los tiempos de riego de cada cual, se efectúa el cierre de las compuertas de entrega de manera de permitir el riego de los otros regantes beneficiados.

Uno de los problemas habituales vinculados con la falta de control y monitoreo tiene relación con sospechas de robo de agua en algunos puntos del sistema, sin poder identificar claramente si la falta de caudal es producto de las pérdidas, obstrucciones o robos que puedan estar ocurriendo en el sector.

3.2.3.3. Resumen de Problemáticas Identificadas

Como se ha mencionado con anterioridad, la principal problemática vinculada con los sistemas de control y monitoreo de la distribución de agua tiene relación a la no existencia de puntos de aforo en el sistema de canales de riego, lo cual permita la correcta repartición de las aguas, simplemente se efectúa la operación en base a uso y costumbre y la confianza entre los regantes que cada cual riega en función de los tiempos de riego que tiene otorgado, sin considerar un mayor control en la extracción de agua.

Sobre la base de lo anterior, se hace necesaria la incorporación de un sistema de medición, control y monitoreo de los caudales que circulas por los diferentes canales de riego del sistema, lo anterior se puede desarrollar considerando el mantener una sección uniforme al inicio de cada canal de riego con su regleta correspondiente y un aforador el que podría ser de pared triangular (comúnmente utilizado para este tipo de canales de rego y su poco caudal) o caídas que permitan la independencia del escurrimiento de aguas arriba con respecto al de aguas abajo.

Una vez implementados los sistemas de medición, se puede efectuar otra etapa su control a distancia u operación mediante telemetría.

3.2.4. Tranques u Obras de Acumulación

En el sistema del río Vilama se ha identificado solo una obra de acumulación, la que corresponde al traque Vilama, que tiene capacidad del orden de 1.500 m^3.

Sobre la base de los tranques existentes, a continuación, se presenta un análisis de las problemáticas detectadas.

3.2.4.1. Problemáticas Detectadas en Catastro Realizado

En la tabla siguiente se presenta un análisis de los principales problemas levantados por tranque catastrado.

Tabla Nº 3-6: Problemas Detectados por Tranque Catastrado

Elemento	Tranque Vilama
Canal de Aducción	Canal de Hormigón, en malas condiciones. Falta de Desarenador para disminuir la cantidad de sedimentos afluentes al embalse. No tiene compuertas para regular paso del agua ni obra de evacuación de excesos en el ingreso, obra de alimentación en precarias condiciones.
Vaso del Embalse	Se encuentra impermeabilizado con un radier de hormigón que se encuentra levemente fisurado, lo más probable es que producto de las limpiezas se encuentre dañado, sin embargo, debido a que el material del terreno es del tipo areno arcilloso no presenta rastros de filtraciones. Vaso del embalse se aprecia con problemas de sedimentos y leves rasgos de eutrofización.
Obra de Entrega	La obra de entrega desde el embalse se efectúa por medio de una compuerta. Esta compuerta se aprecia ya oxidad y en condiciones precarias, se requiere de un recambio de estos elementos. No se tienen problemas de acceso a la obra de entrega.
Vertedero de Crecidas	No se observan problemas en el vertedero evacuador de crecidas. Este es del tipo de vertido libre sin regulación por compuertas.
Muros del Embalse	Muros no presentan señal de filtraciones, sin embargo. Se aprecia el hormigón del radier de impermeabilización un poco fisurado, lo anterior produce filtraciones desde el muro y el crecimiento de vegetación en sus costados.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, uno de los problemas del tranque catastrado tiene relación con los sedimentos afluentes a las obras, los que luego quedan depositados en el embalse, disminuyendo en forma importante la capacidad de regulación y almacenamiento de agua de los mismos.

Para lo anterior se requiere efectuar una obra de desarenador de importancia en la entrada de la aducción que alimenta al tranque. Otro problema que se aprecia tiene relación con los taludes del embalse, ya que no se tiene una obra apropiada que permita el descenso de maquinaria al interior del vaso del embalse para facilitar las labores de limpieza y remoción de sedimentos sin dañar al radier de impermeabilización ni los taludes de los muros.

Desde el punto de vista del conjunto de obras que conforman tanto la captación como la entrega, se requiere del recambio y mejora de las compuertas que conforman estos elementos, además de la mejora y rectificados de los canales de aducción y de entrega del sistema, los que se encuentran en precarias condiciones.

3.2.4.2. Problemáticas Detectadas en Encuestas y Actividades PAC

En las actividades de participación ciudadana desarrolladas, el grupo N°1 de Vilama ha señalado que una de sus prioridades de obras tiene relación con la mejora del tranque Vilama, sobretodo desde el punto de vista de los sedimentos afluentes, de manera de aumentar la vida útil del mismo.

En forma adicional, se ha solicitado una mejora completa del tranque solicitando ver la posibilidad de aumentar su capacidad de almacenamiento y el mejoramiento de las obras de aducción y entrega del embalse, necesidades que coinciden con lo levantado en el catastro desarrollado.

3.2.4.3. Resumen de Problemáticas Identificadas

Sobre la base de lo anterior y considerando el cruce de la información levantada, se tiene que el principal problema identificado tiene relación con los sedimentos, ya que la vida vida útil del tranque se acorta de manera abrupta, además de que los volúmenes de almacenamiento y regulación se ven reducidos en forma importante.

Se detecta que los principales problemas que producen esto es debido a la carencia de obras de desarenación que permitan reducir el ingreso de sedimentos a la zona del embalse, es necesario señalar que por la topografía del terreno (Cotas) se puede analizar la opción de profundizar los embalse con el fin de aumentar el volumen muerto de las obras.

Otra problemática identificada tenía relación con elaborar plataformas que permitan el ingreso de maquinaria al interior del embalse para facilitar las labores de limpieza del mismo con maquinaria y de manera de evitar problemas de daños en los materiales de impermeabilización (radier de hormigón).

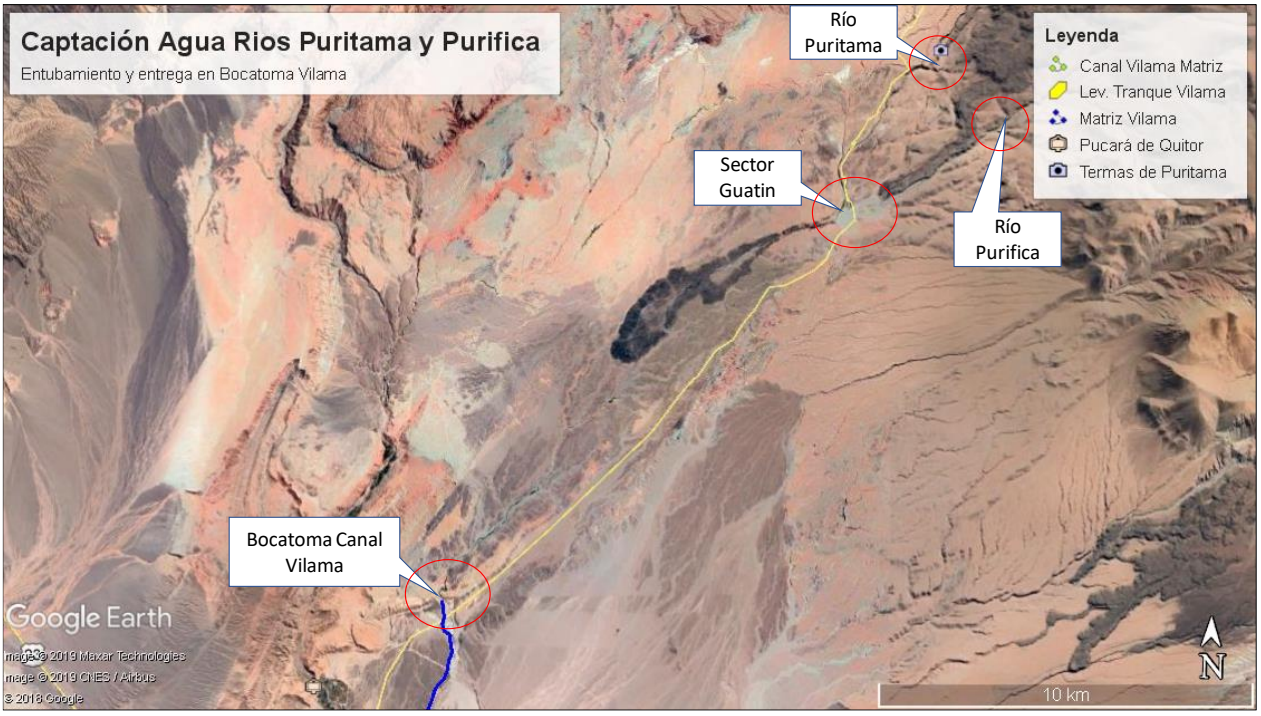
En general requiere de un mejoramiento de la totalidad de sus elementos mecánicos para la operación del sistema, tanto en los caudales de entrada como en las entregas.

3.2.5. Problemáticas Vinculadas con el Cambio de Captación a Río Puritana y Purifica

En las actividades PAC desarrolladas en la zona se ha levantado la problemática vinculada con la modificación de la captación de agua a los ríos Puritana o Purifica, ya que en dichos sectores se tiene mejor disponibilidad de caudal y de calidad de aguas, ya que, según lo señalado, aguas abajo del sector de Guatin se produce la filtración del agua y recarga del acuífero, llegando finalmente menos agua al sector de la bocatoma del canal Vilama.

Lo anterior puede apreciarse en la imagen siguiente.

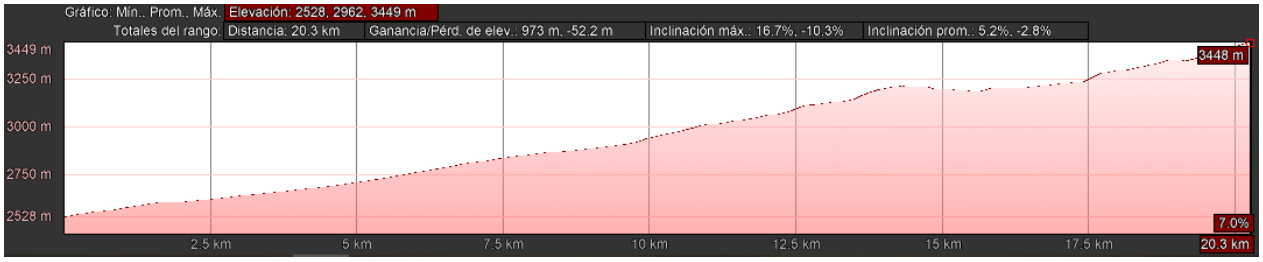
Figura Nº 3-9 Captación de Agua desde los Ríos Puritama y Purifica



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la imagen anterior, el sector de los ríos Puritama y Purifica propuesto para desarrollar la captación e inicio de la conducción de agua hacia la bocatoma del canal Vilama se ubica a aproximadamente 20 km hacia aguas arriba con una fuerte pendiente.

Figura Nº 3-10 Pendiente Estimada Captación de Agua desde los Ríos Puritama y Purifica



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Debido a la fuerte pendiente que tendrá el sistema, se tiene que el mismo entrará en presión, por lo que deberá considerarse los elementos de regulación correspondiente con cámaras reguladoras y válvulas de alivio. De igual manera se puede analizar la opción de generación hdiroeléctrica en estos tramos mediante turbinas del tipo Pelton, debido a las características de bajo caudal y gran altura de carga.

3.2.6. Problemáticas Vinculadas con Calidad de Aguas de Riego

El río Vilama ingresa por la parte oriental de San Pedro de Atacama. Se forma de vertientes termales salobres en la quebrada de Turipite a los 3.685 msnm, y aguas abajo, en el sector de Guatín, recibe como afluente al río Purifica, que nace a los 3.590 msnm en las faldas del Volcán Sairecabur. El cauce natural del río Vilama entregaba sus aguas al llano de Vilama, pero actualmente el río correo encauzado en canales que riegan los ayllus de Vilama, Poconche, Beter y Tulor. Sus aguas son altamente salinas, con índices de 2,9 mmhos/cm de conductividad eléctrica, un pH de 8 y 0,625 mg/l de arsénico, que sobrepasan en más de cinco veces la norma chilena para aguas de regadío. Sin embargo, el alto contenido de boro, con concentraciones de 17 mg/l – cuyo máximo para riego no debería sobrepasar los 0,75 mg/l –, es el elemento que más condiciona los cultivos, especialmente frutales, en los ayllus de Vilama, Poconche, Beter y Tulor.

Como se ha mencionado con anterioridad, la actividad agropecuaria de casi toda la comuna de San Pedro de Atacama se basa en la explotación de los ayllus, que forman sectores agrícolas pequeños, los cuales, debido a la escasa disponibilidad y la mala calidad de las aguas, no pueden, en la situación actual, tener grandes expectativas de mejorar la explotación de sus cultivos.

Producto de lo anterior se analizarán alternativas de mejoramiento en función de tecnologías existentes en el mercado.

3.2.7. Problemáticas Vinculadas con Coordinación Multisectorial

Otra de las problemáticas levantadas en las actividades de participación ciudadana tiene relación con las problemáticas vinculadas con los aspectos de coordinación entre los estamentos públicos, tiene relación con la poca participación mancomunada entre los organismos para el desarrollo de obras y la Asociación de Regantes, lo anterior debido a la ejecución de obras por parte del estado, las que luego afectan a los canales de riego.

El caso habitual mencionado tiene relación con las obras de protección fluvial que se ejecutan en el río San Pedro y Vilama, las que actúan como cuello de botella produciendo el desborde del río y la afectación de las obras.

Otro problema habitual mencionado tiene relación con obras que ejecuta vialidad en los cruces de caminos sobre el río San Pedro, obras de arte que quedan subdimensionadas para el caudal y material que arrastra la crecida, provocando su colapso y posterior desborde del río afectando los canales de riego.

En este caso, esta problemática escapa de los alcances del estudio, sin embargo, es levantada de modo de ser expuesta a los estamentos públicos que correspondan.

3.2.8. Problemáticas Vinculadas con Temas Legales

En las actividades de participación ciudadana desarrolladas se han planteado diversos temas jurídicos y legales, los cuales tiene relación con las servidumbres de paso para la operación de los canales de riego, debido a construcciones que se están desarrollando sobre el canal de riego y a las interferencias que estas construcciones pueden realizar sobre el correcto escurrimiento de las aguas.

De igual manera, se presenta el problema del trazado del canal en las cercanías de las viviendas, las que finalmente utilizan el canal como vertedero y botan basuras en su interior, las que posteriormente interfieren con las obras, provocando el desborde del canal en distintos puntos, además de afectar la calidad de las aguas de riego.

Otro problema planteado en las actividades de participación ciudadana tiene relación con el parcelamiento de los terrenos, ya que esto está provocando una venta y desglose de los derechos de agua de las comunidades, los que no se están utilizando en el riego, debido a que los nuevos usos de las propiedades es de carácter turístico en su mayoría, de igual manera, esto produce que las obras de distribución y entrega de caudales, como las compuertas, están quedando al interior de estos parcelamientos, dificultándose el acceso para su operación y mantenimiento.

Producto de lo antes mencionado, se tiene que debe desarrollarse un mejoramiento general del sistema de riego, tanto en sus obras de captación, conducción, almacenamiento o regulación, distribución y una adecuada red de control y monitoreo del sistema. Lo anterior en complemento a soluciones tendientes a mejorar además la calidad de las aguas utilizadas en riego.

Estos problemas escapan de los alcances del estudio, sin embargo, se levantarán y analizarán a nivel de perfil para determinar las posibles acciones legales a seguir para evitar los problemas antes mencionados.

3.2.9. Problemáticas Vinculadas con Operación y Turnos de Riego

De las actividades de participación ciudadana desarrolladas, se ha levantado la problemática relacionada con los turnos de riego del sistema, lo anterior debido a que la distribución de las aguas se desarrolla en función de las superficies de los beneficiarios, recibiendo más tiempo de agua aquellos que poseen mayor cantidad de tierras para riego.

Sobre la base de lo anterior, los Ayllus que se ubican al final del sistema señalan que se presentan problemas de disponibilidad de agua, debido a la mala operación y distribución de los turnos de riego.

Este tema será analizado por medio de un modelo de operación de los turnos de riego del sistema, de manera de analizar las disponibilidades de caudal y las pérdidas que se hayan aforado en el sistema de riego, además de las capacidades de los canales de riego y los puntos que presenten problemas del sistema.

Para comenzar el análisis de esta problemática es necesario señalar que uno de los principales problemas detectados en el sector de Vilama tiene relación con la disminución de los recursos hídricos, lo que afecta de sobremanera las disponibilidades de caudal en los sistemas de turnos.

Las estadísticas de caudales, desde el año 1940 al 2013, muestran una disminución de las aguas de riego. En el caso del río Vilama, de las cifras analizadas para la preparación de esta propuesta, se aprecia que el caudal promedio anual, de 332 l/s en la década del cuarenta, bajó a 134,5 l/s en la década del 2000, equivalente a una disminución del 59,5%. Pero ha seguido bajando, pues entre los años 2011 y 2014 el caudal promedio anual fue de 76,7 l/s, es decir, una disminución de casi el 77% de caudal promedio en los últimos setenta años. Estas estadísticas de reducción de los caudales para agua de riego son confirmadas por la percepción y conocimiento de los atacameños.

Es necesario indicar que producto de lo anterior, actualmente los cultivos de los ayllus se riegan prácticamente cada dos semanas. Esta situación provoca un gran estrés hídrico a la planta que no le permite expresar su máximo potencial productivo, debido en gran parte a la falta de agua.

3.2.10. Resumen Principales Problemáticas Identificadas

A continuación, se presentan un resumen de las principales problemáticas levantadas, tanto del catastro de las obras como de las actividades de participación ciudadana desarrolladas.

Tabla N° 3-6 Principales Problemáticas Levantadas en el Catastro Desarrollado

N°	Problema Tipo	Cantidad
1	Sedimentos	24
2	Cámara de Inspección	3
3	Entregas	4
4	Cruce Quebrada	1
5	Filtraciones	7
6	Caídas	3
7	Sifón	12
8	Calidad de Aguas	1
9	Entubado	1
10	Desarenador	1
11	Bocatoma	1
12	Tranques	2
Total		**60**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Tabla N° 3-7 Principales Problemáticas Levantadas en Actividad PAC N°1

N°	Problema Tipo	Cantidad
1	Almacenamiento	1
2	Calidad de Aguas	3
3	Cambio Captación a Río Grande	1
4	Canal Bajo Cota	1
5	Coordinación	1
6	DAA	1
7	Desarenador	3
8	Dunas	1
9	Entregas	5
10	Entubado	1
11	Filtraciones	3
12	Financiamiento	1
13	Multisectorial	1
14	Operación y Turnos de Riego	3
15	Predio en Faja Canal	3
16	Regularización Terreno	1
17	Riesgo Caidas	2

Nº	Problema Tipo	Cantidad
18	Robo de Agua	1
19	Sedimentos	3
20	Sifón	4
21	Telemetría	1
22	Trazado y Perfilado Canal	1
Total		**42**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Una vez efectuado el cruce de las problemáticas levantadas, se ha procedido a desarrollar una matriz resumen en el cual se han identificado todos los puntos con problemas señalados por los regantes y que se han levantado también con el catastro efectuado. Una vez levantados estos problemas se han categorizado en función del tipo de problema presentado y la posible solución, para luego codificarlos de manera de separar las problemáticas en función de los grupos de riego, canales, ayllus y tipo de problemática. De esta manera se han identificado 21 problemáticas principales.

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se presenta una tabla resumen con las principales problemáticas levantadas en la zona.

Tabla N° 3-8 Resumen de Principales Problemáticas Identificadas

Codigo	Canal	Grupo	Sector	Problema / Comentario
1-1-VIL-DB	Vilama	1	Bocatoma Vilama	Pretil de tierra y canal de aproximación frágil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma
2-1-VIL-DM	Vilama	1	Tranque Vilama	Tranque Vilama se llena de sedimentos
3-1-VIL-RE	Vilama	1	Alto Vilama (antes tranque)	Filtraciones
4-1-VIL-MS	Vilama	1	Ayllú Vilama	Crecidas río Vilama golpean contra Ayllú dañando agricultura
5-1-VIL-MT	Vilama	1	Tranque Vilama	Rehabilitación y mejora general del tranque Vilama
6-1-VIL-ECC	Vilama	1	Alto Vilama y aguas debajo de Tranque	Robo de agua e intervención de terceros
7-1-VIL-ECC	Vilama	1	Entrada a San Pedro antes del Liceo	Robo de agua, intervención de terceros y basura
8-1-VIL-RE	Vilama	1	Desde WP 410 hasta antes de WP 412	Pastelones quebrados en mal estado
9-1-VIL-ECC	Vilama	1	Paralelo a carretera	Robo de agua por camioneros
1-2-BET-DC	Beter	2	Tramo inicial derivado Beter	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento
2-2-BET-DC	Beter	2	Tramo inicial derivado Beter	Problema con dunas en tramo inicial
3-2-BET-DC	Beter	2	Final Canal Beter	Revisar pendiente del canal en sector con tapas
4-2-BET-RE	Beter	2	Final Canal Beter	Filtraciones en canal de tierra
5-2-BET-DM	Beter	2	Inicio canal Beter	Rediseñar Desarenadores
6-2-BET-DM	Beter	2	Inicio canal Beter	Desarenador y mantención según PAC
1-3-POC-DM	Poconche	3	Antes de llegar a Ayllu Poconche	Desarenador y mantención
2-3-POC-DC	Poconche	3	Poconche	Embancamiento canal por arena dunas
1-4-TUL-DC	Tulor	4	Duna sector Ayllú de Tulor	Caída de dunas y arena hacia el canal. Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.
2-4-TUL-MS	Tulor	4	Inicio Canal Tulor - Matriz Vilama	Embancamiento río San Pedro sector cajones de vialidad provoca desborde del río y destrucción canal y sistema Vilama
3-4-TUL-ECC	Tulor	4	Paso por río seco San Pedro	Protección por cruce de quebrada río seco San Pedro
4-4-TUL-DM	Tulor	4	Inicio Tulor	Problema de arenas en ingreso a Tulor

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

4. PROPUESTAS DE IDEAS ORIENTADAS A GENERAR NUEVAS INICIATIVAS DE INVERSIÓN

Sobre la base de las problemáticas levantadas en la zona en estudio, a continuación, se presenta un conjunto de ideas orientadas a dar soluciones a dichos problemas, y generar de esta manera nuevas iniciativas de inversión, las que contarán con el apoyo de la comunidad.

4.1. PROPUESTAS DE IDEAS DE SOLUCIÓN

4.1.1. Canales de Riego

4.1.1.1. Antecedentes generales

En el sistema de canales de Vilama, el catastro realizado por SMI arrojó un total de 68 problemas, en su mayoría asociados a eventos de sedimentación lo cual genera una disminución de la capacidad hidráulica de los canales. Por otro lado, de las reuniones de Participación Ciudadana, surgieron un total de 19 problemas.

A modo de resumen, las siguientes tablan dan cuenta de los problemas identificados del catastro y las mencionadas con las reuniones de participación ciudadana, más sus soluciones propuestas para cada una de ellas.

Tabla N° 4-1 Problemas identificados en catastro y sus posibles soluciones contabilizadas, en el sistema de canales de Vilama

N°	Problema Tipo	Cantidad	Solución
1	Bocatoma	5	Rediseño Bocatoma
2	Desarenador	2	Desarenador y Mantención
3	Descarga	3	Rediseño Descarga
4	Dunas y Sedimentos	5	Manejo Dunas, Desarenador y Diseño Canal
5	Entregas	5	Rediseño Entregas
6	Filtraciones	8	Revestimiento
7	Sección Canal	6	Rediseño Canal
8	Sedimentos	31	Desarenador y Mantención
9	Sifón	3	Rediseño Sifón
Total		**68**	

N°	Solución	Cantidad	Requiere Topografía
1	Rediseño Bocatoma	5	
2	Desarenador y Mantención	2	
3	Rediseño Descarga	3	
4	Manejo Dunas, Desarenador y Diseño Canal	5	
5	Rediseño Entregas	5	
6	Revestimiento	8	
7	Rediseño Canal	6	
8	Desarenador y Mantención	31	
9	Rediseño Sifón	3	
Total		**68**	

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Tabla Nº 4-2 Problemas identificados reuniones de participación ciudadana y sus posibles soluciones contabilizadas, Vilama

Nº	Problema Tipo	Cantidad	Solución
1	Bocatoma	1	Diseño Bocatoma
2	Sedimentos	2	Desarenador y Mantención
3	Filtraciones	3	Revestimiento
4	Multisectorial	2	Multisectorial
5	Tranque	3	Mejora Tranque
6	Dunas	2	Diseño Canal y Control Dunas
7	Trazado y Perfilado	1	Diseño Canal
8	Desarenador	3	Desarenador y Mantención
9	Robo de Agua	1	Diseño Canal
10	Cambio Captación	1	Multisectorial
Total		**19**	

Nº	Solución	Cantidad	Requiere Topografía
1	Diseño Bocatoma	1	
2	Desarenador y Mantención	3	
3	Revestimiento	3	
4	Multisectorial	3	
5	Mejora Tranque	1	
6	Diseño Canal y Control Dunas	2	
7	Diseño Canal	2	
8	Tranques Acumulación	3	
9	Tranque Cabecera	1	
Total		**19**	

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Analizando de forma integrada las soluciones del catastro y la de las reuniones de participación ciudadana, el consultor unificó todos los problemas en un total de 21, lo cual integra ambas listas dando un mayor realce a los problemas identificados por los locatarios, quienes en su debida experiencia de lo que acaece en los canales permite focalizar adecuadamente las necesidades del sector.

De esta forma, la siguiente tabla resume los problemas y las soluciones que son desarrolladas en el presente acápite, revisando aquellas obras que tienen directa relación con la actividad de PAC desarrollada.

Tabla N° 4-3 Resumen de problemas identificados y soluciones propuestas, sistema Vilama

N°	Problema Tipo	Cantidad	Solución	Cantidad
1	Canal bajo cota terreno	1	Cierre canal	1
2	Canal expuesto en quebrada	1	Desarenador y Mantención	5
3	Dunas	2	Diseño Bocatoma	1
4	Filtraciones	3	Diseño Canal y Control Dunas	5
5	Multisectorial	2	Entubado y Cierre Canal	3
6	Obra mal estado	2	Mejora Tranque	1
7	Robo de Agua	3	Multisectorial	2
8	Sedimentos	7	Revestimiento	3
Total		21	Total	21

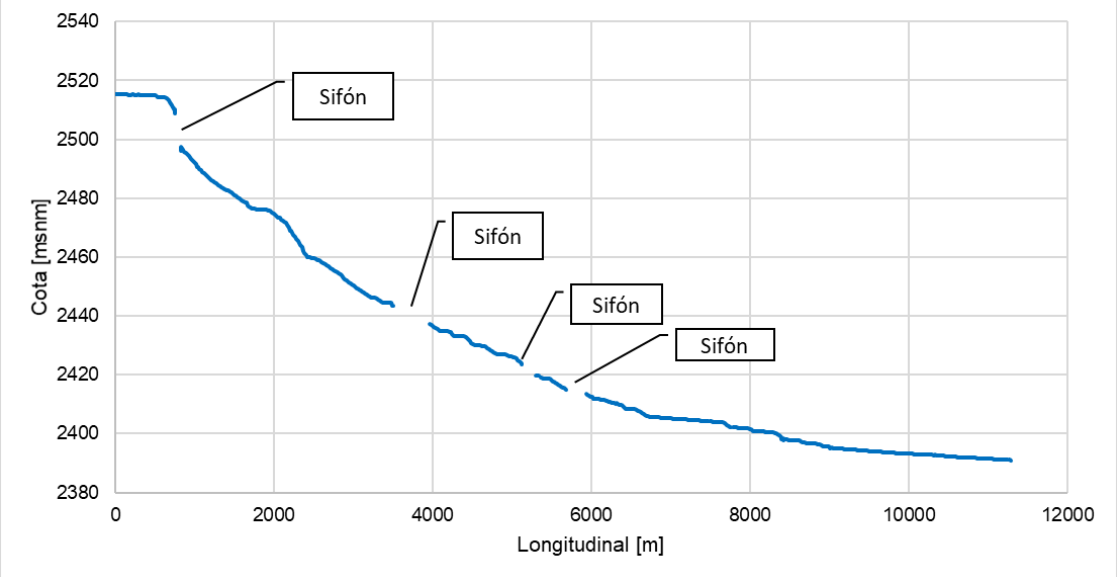
Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

i. Antecedentes de terreno

a) Topografía

Se utilizó la información levantada por SMI en relación a la topografía en canales y tranques. Particularmente para el sistema de canales, se revisó la información del canal Matriz, como también se revisaron las cotas de algunos canales para las soluciones que guardaran relación con problemas de cota entre el terreno y las entregas.

Figura N° 4-1 Perfil longitudinal de la cota de fondo del canal Vilama



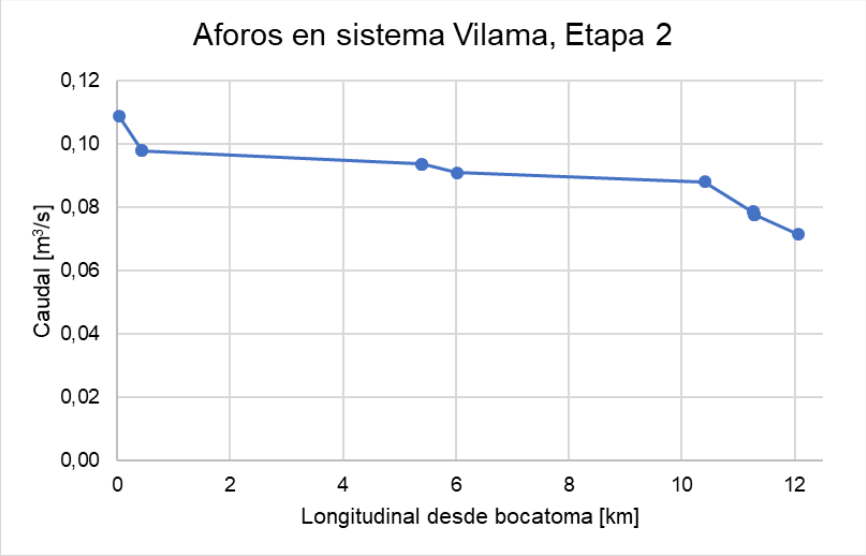
Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

La información topográfica en los canales consta de perfiles transversales, los cuales cuentan con información representativa de la geometría del canal en todo su largo, esto permitió generar un análisis del eje hidráulico del canal a través del software HEC-RAS. Esta información se encuentra en los anexos del Tomo 3.

b) Aforos

El aforo en el canal matriz de Vilama se utilizó como método de verificación del modelo hidráulico, al utilizar las alturas de escurrimiento y las velocidades, para luego calibrar los tramos aforados con el coeficiente de rugosidad de Manning, que permitieran disminuir las diferencias entre lo modelado y lo registrado. La siguiente figura muestra los aforos realizados en la Etapa 2 del estudio.

Figura Nº 4-2 Resumen de aforos realizados en Sistema San Pedro, por canal.



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

La información de los aforos puede encontrarse en el Anexo del Tomo 2.

ii. Antecedentes de gabinete

a) Antecedentes legales

En términos legales, se identificaron los predios que guardan relación con las soluciones propuestas, en el sentido de las posibles servidumbres o intervenciones que se requieran para realizar las obras de mejora o modificaciones. De este modo, para cada solución propuesta, existirá una serie de predios, su ubicación, con su número de rol y propietario.

La información de los predios fue extraída de los Anexos del Tomo 5 Estudio Agroeconómico, y completado con información disponible en la página web del Servicio de Impuestos Internos (SII), en su sección **Home→Avalúos y Contribuciones de bienes raíces→Mapas Digitales.** Consultada el día 02 de septiembre de 2019.

De la revisión realizada, para el Sistema Vilama, se detectaron 80 posibles interferencias asociados a los problemas existentes. De estas 80 interferencias, 44 son propietarios, de un total de 115 roles o predios, de los cuales 30 no se cuenta con información. La siguiente Tabla muestra los datos en cuestión.

Tabla N° 4-4 Roles y propietarios identificados como posibles interferencias a las problemáticas detectadas en el sistema de riego actual de Vilama

Código	Propietarios	Roles
1-1-VIL-DB	SIN INFORMACIÓN	S/I
2-1-VIL-DM	SIN INFORMACIÓN	S/I
3-1-VIL-RE	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
4-1-VIL-MS	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
5-1-VIL-MT	SIN INFORMACIÓN	S/I
6-1-VIL-DC	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
7-1-VIL-DC	SIN PREDIOS	S/I
5-4-VIL-RE	SIN PREDIOS	S/I
6-2-BET-DC	SIN PREDIOS	S/I
1-2-BET-DC	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN	3555-30
	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN	3555-11
	CHINCHILLA CHINCHILLA MODESTA	3555-9
	FLORA SALVA	3555-26
	LOPEZ MAMANI CONCEPCION	3555-43
	SIN INFORMACIÓN	3555-0
	VALLES DEL SUR S.A.	3555-7
	CAMILO MAIZARES VILTE	3555-2
	SIN INFORMACIÓN	3555-44
	SIN INFORMACIÓN	S/I

Código	Propietarios	Roles
	SANDON PUCA EDUARDO DELFIN	3555-24
	VALLES DEL SUR S.A.	3555-25
	FISCO DE CHILE	3555-31
	MEDALLA AGUILAR MARTA	3555-8
	MARTA MEDALLA	3555-15
	VALLES DEL SUR S.A	3555-55
	CRUZ LOPEZ DIEGO ARMANDO	3555-58
	SANDON MAMANI NARCISA	3555-35
	REYES SANDON WILLY ORLANDO	3555-52
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
3-2-BET-DC	CAMILO MAIZARES VILTE	3555-2
	SIN INFORMACIÓN	3555-44
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SANDON PUCA EDUARDO DELFIN	3555-24
	VALLES DEL SUR S.A.	3555-25
	FISCO DE CHILE	3555-31
	MEDALLA AGUILAR MARTA	3555-8
	MARTA MEDALLA	3555-15
	VALLES DEL SUR S.A	3555-55
	CRUZ LOPEZ DIEGO ARMANDO	3555-58
	SANDON MAMANI NARCISA	3555-35
	REYES SANDON WILLY ORLANDO	3555-52
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
4-2-BET-RE	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN	3555-30
	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN	3555-11
	CHINCHILLA CHINCHILLA MODESTA	3555-9
	FLORA SALVA	3555-26
	LOPEZ MAMANI CONCEPCION	3555-43
	SIN INFORMACIÓN	3555-0
	VALLES DEL SUR S.A.	3555-7
	CAMILO MAIZARES VILTE	3555-2
	SIN INFORMACIÓN	3555-44
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SANDON PUCA EDUARDO DELFIN	3555-24
	VALLES DEL SUR S.A.	3555-25
	FISCO DE CHILE	3555-31
	MEDALLA AGUILAR MARTA	3555-8
	MARTA MEDALLA	3555-15
	VALLES DEL SUR S.A	3555-55
	CRUZ LOPEZ DIEGO ARMANDO	3555-58
	SANDON MAMANI NARCISA	3555-35
	REYES SANDON WILLY ORLANDO	3555-52
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	SIN INFORMACIÓN	S/I
5-2-BET-DM	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN	3555-11

Código	Propietarios	Roles
1-3-POC-DM	SIN INFORMACIÓN	S/I
2-3-POC-DC	MENESES PACHECO ALBERTO	3570-11
	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.	3570-9
	WILSON GAVIA	3570-10
	SUSANA ARANGUIZ	3570-14
	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.	3570-19
	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.	3570-18
	RAMOS VARGAS FRANCISCO	3570-38
	SIN INFORMACIÓN	S/I
	ARAMAYO CHINCHILLA JUAN	3570-1
	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.	3570-17
	HOTELERA Y TURISMO ATACAMA LIMIT	3570-28
1-4-TUL-DC	AGUIRRE ABAN SERGIO FERNANDO	3565-68
	NARCISA ROSARIO VILCA	3565-10
	CORANTE JARAMILLO JORGE PASCUAL	3565-1
	REYES GALLARDO JOHAN CRISTIAN	3565-86
	SANDON ABAN MARIA LUISA	3565-85
	SANDON ABAN MARIA LUISA	3565-84
	SANDON ABAN MARIA LUISA	3565-47
	REYES MAMANI VICTOR	3565-24
	LISBOA FLORES MARIA CECILIA	3565-50
	AYAVIRE MORO ANTOLIN	3565-7
	SUC. LEONARDO REYES	3565-26
	SUC. LEONARDO REYES	3565-20
	LUZMIRA MAMANI AGÜERO	3565-82
	INVERSIONES TULOR SPA	3565-46
	SOCIEDAD ROMERO Y DOMINGUEZ LIMI	3565-70
	CORANTE MANUEL J SUC	3565-11
	MALDONADO DE ZARATE CAROLINA	3565-16
	ABALOS TORRES JORGE Y OTROS	3565-53
	CORANTE GUISBER JOSE	3565-60
	MARTINEZ AGUERO ANTONIO Y OTROS	3565-32
	LOPEZ MAMANI CONCEPCION	3565-14
	SELTI EDUARDO	3565-25
	CORANTE VD MAMANI JOSEFA	3565-12
	GAHONA BAUTISTA ISABEL LORENA Y OTR	3565-64
	GAHONA BAUTISTA ISABEL LORENA Y OTR	3565-89
	GAHONA BAUTISTA ISABEL LORENA Y OTR	3565-90
	MAMANI CONDORI BERTA	3565-55
3-4-TUL-MS	SIN INFORMACIÓN	S/I
6-4-TUL-DC	SIN INFORMACIÓN	S/I
7-4-TUL-DM	SIN INFORMACIÓN	S/I

Fuente: Elaboración propias con datos del SII y Anexos Tomo 5 Estudio Agroeconómico, SMI, 2019.

b) Derechos de aprovechamiento de aguas

En relación a los derechos de aprovechamiento de aguas, los caudales son repartidos en base a turnos, por cuanto la disponibilidad de aguas del río Vilama no da para abastecer la demanda actual de riego. Los caudales son distribuidos hacia grupos de riego, los que aprovechan la totalidad de los derechos de aprovechamiento que pueden ser extraídos desde la bocatoma del canal matriz, correspondiente a 200 L/s. Cada turno es separado por los grupos de riego, quienes reparten a sus ayllus los caudales de forma proporcional a las hectáreas disponibles para riego. De este modo, las proporciones en cuanto a acciones y al caudal total se listan en la siguiente tabla.

Tabla Nº 4-5 Proporción de acciones y caudal, por grupo de riego.

Canal de Riego	Grupo de Riego	DAA (L/s)	Qdiseño x DAA (L/s)
Guatin	0	21,00	21
Vilama	1	7,33	200
Vilama	1	11,73	200
Poconche	2	24,63	200
Beter	3	92,83	200
Tulor	4	63,48	200
		221,00	200

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

c) Caudales de diseño

La disponibilidad de aguas en el río San Pedro, en la actualidad es inferior a los DDA totales existentes (221 L/s), lo cual queda en evidencia en la siguiente tabla que muestra la disponibilidad de aguas en función de la hidrología del río San Pedro. Se puede observar que casi todos los caudales son menores a la suma de DDA de los regantes, siendo marzo el único mes con una mayor cuantía. Cabe señalar que estos corresponden a caudales medios mensuales de toda la información hidrológica disponible, y en la actualidad los caudales han ido disminuyendo por lo que las cifras son aún menores.

Tabla N° 4-6 Caudales según Prob. de excedencia en río Vilama (m^3/s)

Caudal Vilama (m^3/s)					
Mes	Probabilidad de excedencia				
	5,00%	20,00%	50,00%	85,00%	95,00%
Enero	0,199	0,165	0,133	0,1	0,084
Febrero	0,194	0,161	0,13	0,098	0,082
Marzo	0,205	0,17	0,137	0,104	0,087
Abril	0,213	0,176	0,143	0,108	0,09
Mayo	0,227	0,188	0,152	0,114	0,096
Junio	0,221	0,183	0,148	0,112	0,094
Julio	0,227	0,188	0,152	0,114	0,096
Agosto	0,212	0,175	0,142	0,107	0,089
Septiembre	0,172	0,142	0,115	0,087	0,073
Octubre	0,187	0,155	0,125	0,094	0,079
Noviembre	0,194	0,161	0,13	0,098	0,082
Diciembre	0,205	0,17	0,137	0,104	0,087

Fuente: Elaboración Propia – SMI 2019. Etapa 1 – Anexo Tomo 2, carpeta "Caudales", Hoja "Datos" de Documento "AF – Río San Pedro en Cuchabrachi.xlsx".

Para efectos del cálculo y para ser conservadores en el diseño de las obras, se ha decidido utilizar como caudales de diseño los caudales otorgados en los turnos en proporción al caudal total real proveniente de la bocatoma, esto es, un caudal de 0,2 m^3/s.

La siguiente muestra los caudales de diseño utilizados en canales y subderivados existentes en el sistema de San Pedro, en función de los ayllus existentes. La proporción de cada canal se estimó en base a las superficies de riego que poseen actualmente los regantes.

d) Rugosidades

Para los efectos del diseño hidráulico, tanto para las obras como para la estimación del eje hidráulico del canal matriz, adoptaron los siguientes coeficientes de rugosidad de fondo basados en la expresión de Manning en la estimación de las pérdidas de energía ligadas a la fricción del fondo del canal, por lo cual dependerá del material de contacto con el agua.

MATERIAL	Coeficiente de rugosidad de Manning "n" [$s \cdot m^{-1/3}$]
Tierra excavada	0,030
Hormigón	0,015
Mampostería de Piedra	0,025
Acero liso	0,012
Acero corrugado	0,024
Tubería HDPE corrugada	0,009

Fuente: Elaboración propia según diversas fuentes y criterio consultor – SMI 1019

Solo para los efectos de la calibración del eje hidráulico, el coeficiente de rugosidad de Manning será un parámetro a modificar basados en las cifras anteriores, por cuanto este valor es el que presenta mayor incertidumbre considerando los diversos factores que pueden alterarlo, ya sea vegetación, algas, rocas o sedimentos en el lecho del canal.

e) Precios unitarios (costos)

La siguiente tabla muestra los valores de costos unitarios adoptados por el consultor. Se tomó como base la información disponible del documento "Precios unitarios mínimos y máximos para proyectos de canales (revestimiento y construcción), embalses y obras de arte presentados a la bonificación de la ley N° 18.450 – Zonas Extremas y Resto del País". Para efectos del presente documento, la estimación de costos de las obras se consideró una Altura de 2.500 msnm, acceso al terreno plano, y una distancia al centro de abastecimiento de 90 km. Para costos no estipulados en el documento anterior, se utilizaron otras fuentes de costos, citadas en las tablas a continuación.

Cabe señalar que se consideraron costos generales por un valor del 20% del total de los costos directos de las soluciones.

Tabla N° 4-7 Precios unitarios usados en la estimación de los costos de las soluciones

ITEM	UNIDAD	PRECIO ($)	Fuente
Excavación con máquina	m^3	$ 2.782	a)
Escarpe (e=15cm)	m^3	$ 1.455	a)
Relleno común (compactación simple)	m^3	$ 5.708	a)
Hormigón H-20	m^3	$ 143.316	a)
Hormigón H-30	m^3	$ 153.151	a)
Armadura A-63-42 φ12	kg	$ 1.722	a)
Malla Acma C-139 (2,6 x 5 m)	m^2	$ 3.842	a)
Losetas prefabricadas	m^2	$ 26.790	b)
MultiPlate 152, alcantarilla de acero corrugado de forma abovedada.	m/lineal	$ 128.966	c)
Tubería HDPE DN800	m/lineal	$ 184.183	d)
Tubería hormigón DN800	m/lineal	$ 91.237	c)

ITEM	UNIDAD	PRECIO ($)	Fuente
Tubería acero helicoidal D180mm (e=4mm) revestido	m/lineal	$ 32.660	c)
Tubería acero helicoidal D318mm (e=4mm) revestido	m/lineal	$ 52.817	c)
Tubería acero helicoidal D600mm (e=4mm) revestido	m/lineal	$ 115.932	c)
Emplantillado (e=15cm)	m^3	$ 96.186	a)
Hormigón H-20 (e=15cm)	m^2	$ 21.497	a)
Mampostería (e=20cm)	m^2	$ 114.614	c)
Manta de hormigón CC5 (Concrete canvas e= 5mm)	m^2	$ 35.753	e)
Hormigón shotcrete e= 5cm	m^2	$ 6.808	c)
Geomembrana	m^2	$ 5.785	c)

a) Análisis de precios unitarios en zonas extremas. Altura 2500 msnm, Dist. Centro abastecimiento 90 km, acceso plano.

b) 2015, CNR. Mejoramiento canales Bellavista, Villalón y Buzeta - Resumen Ejecutivo

c) P. Unitarios Embalse Coyil, actualizado al valor UF del 10-09-2019 (Considera suministro y colocación)

d) Catálogo Petroflex 2017, valores en dólares. Valor dólar usado = $709,4, consultado el 3 de junio de 2019

e) Pacifictek cotización N° 26082019-2 CH, con fecha 26-08-2019

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

f) Análisis de eje hidráulico del canal Vilama

Para el análisis del eje hidráulico se utiliza la herramienta computacional HEC-RAS, que permite determinar alturas y velocidades de escurrimiento, teniendo como datos de entrada: antecedentes topográficos (secciones transversales y trazado en planta), rugosidades, caudales, entre otras condiciones.

- Metodología y criterios para la modelación hidráulica con HEC-RAS

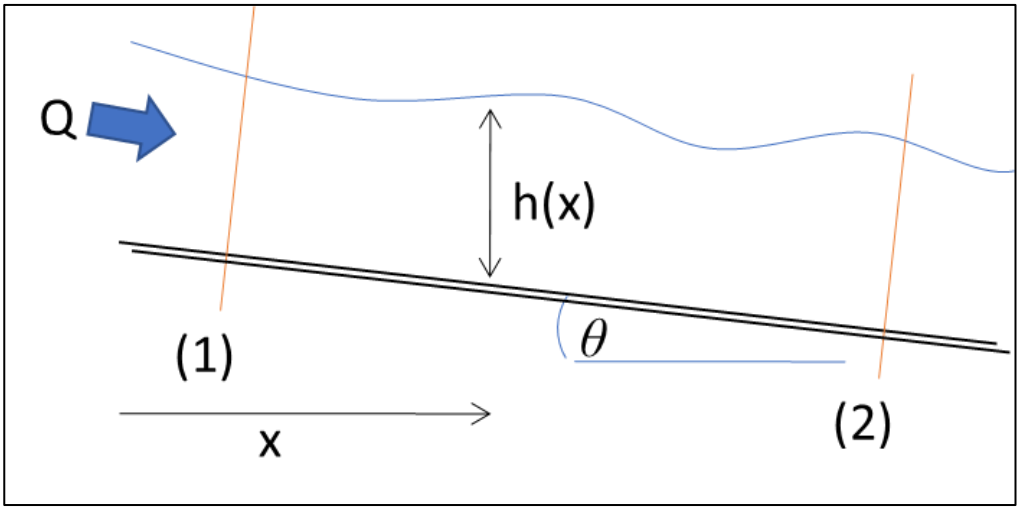
Para la evaluación del eje hidráulico del canal Vilama, se utiliza el software HEC-RAS, el cual es ampliamente usado para el análisis unidimensional de flujo hidráulico.

El software HEC-RAS realiza la modelación del eje hidráulico, en base a las ecuaciones fundamentales de la hidrodinámica en flujo libre para escurrimientos gradualmente variados, por lo que se cumple la ley hidrostática de presiones. Para el cálculo del eje hidráulico en secciones naturales, este software considera que las secciones transversales están divididas en subsecciones, cada una de las cuales queda definida en función de las características topográficas e hidráulicas de cada una en particular. Así el caudal total (Q) es igual a la sumatoria de los caudales de cada subsección (Qi). Luego se tiene:

$$Q = \sum Qi \qquad \textbf{4-1}$$

Para condiciones estacionarias de flujo, este programa efectúa sus cálculos mediante la solución de las ecuaciones de energía y momentum, donde las pérdidas friccionales se evalúan con la fórmula de resistencia hidráulica en canales desarrollada por Manning (1889), mientras que las pérdidas singulares se estiman mediante la aplicación de factores de contracción y expansión de las secciones. La siguiente figura muestra el esquema de resolución del eje hidráulico h(x) en la longitudinal del canal.

Figura N° 4-3: Esquema de escurrimiento libre



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019

Donde:
Q: Caudal de escurrimiento (m^3/s).
$h(x)$: Eje hidráulico del escurrimiento en la longitudinal x (m).
θ: Ãngulo de fondo (rad).

Del escurrimiento gradualmente variado, se sabe que entre dos secciones se tiene una pérdida de energía ligada a la fricción de fondo, por lo que la igualación de Bernoulli queda definida como:

$$B_1 = B_2 + \Lambda_f$$

Donde:
$B_{1(2)}$: Bernoulli de la sección 1(2) (m).
Λ_f: Pérdida de altura por fricción (m).

La pérdida de altura por fricción puede representarse como:

$$\Lambda_f = Jdx = \frac{dB}{dx}dx$$

Donde:
$B_{1(2)}$: Bernoulli de la sección 1(2) (m).
Λ_f: Pérdida de altura por fricción (m).
J: Coeficiente de pérdida por fricción (–).
dx: Distancia entre las dos secciones (m).

La pérdida friccional puede representarse como, donde J es el coeficiente de pérdida producto de la fricción de fondo. Esta variación de Energía (Bernoulli) puede escribirse de la siguiente forma:

$$B = E + z_{fondo}$$

$$\Rightarrow \frac{dB}{dx} = \frac{dE}{dx} + \frac{dz_{fondo}}{dx} = -J$$

$$\Rightarrow \frac{dE}{dx} = -\frac{dz_{fondo}}{dx} - J$$

Donde:
E: Energía específica del flujo (m).
z_{fondo}: Cota de fondo de la sección (msnm).

La pendiente de fondo se escribe como:

$$\frac{dz_{fondo}}{dx} = -sen\theta \simeq -i$$

Donde i es la pendiente de fondo (m/m). Reemplazando se tiene finalmente:

$$i - J = \frac{dE}{dx}$$

La ecuación anterior puede desarrollarse dado que se conoce la resolución de energía específica en un canal:

$$E = h + \alpha\frac{Q^2}{2g\Omega^3} \Rightarrow \frac{dE}{dx} = \frac{dh}{dx}\left(1 - \alpha\frac{Q^2 l}{gA^3}\right) = \frac{dh}{dx}(1 - \alpha\mathbb{F}r^2)$$

Donde:
l: Pelo de agua (m).
A: Sección de escurrimiento (m2).

Sobre la base de la teoría anterior, se llega a la siguiente ecuación para el cálculo del eje hidráulico de un canal.

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i - J}{1 - \alpha \mathbb{Fr}^2}$$

Según lo anterior, se considera que J (pendiente de la línea de energía en una sección del cauce) es constante para cada subsección, entonces de acuerdo con la ecuación de Manning se tiene:

$$J = \left(\frac{n_i \cdot Q_i}{A_i \cdot {R_{Hi}}^{2/3}} \right)^2 \qquad 4\text{-}2$$

Donde:
A_i: Área de la subsección "i" (m^2).
R_{Hi}: Radio Hidráulico de la subsección "i" (m).
n_i: Coeficiente de rugosidad de Manning de la subsección "i" ($s \cdot m^{-1/3}$).

Sobre la base de esta ecuación, el software calcula el eje hidráulico para una sección "j+1" conociendo las características del escurrimiento en la sección "j". En este caso las ecuaciones son:

$$E_j = E_{j+1} + J_m * \Delta X \qquad 4\text{-}3$$
$$E_j = Z_j + h_j + \propto_j \frac{v_j^2}{2g}$$

Donde:

g: Aceleración de gravedad (m/s^2).
α_j: Coeficiente de Coriolis (-).
E_j: Energía en la sección "j" (m).
Z_j: Cota de fondo de la sección "j" (m).
h_j: Altura de aguas en la sección "j" (m).
v_j^2: Velocidad media en la sección "j" (m).
J_m: Pendiente media de la línea de energía entre las secciones "j" y "j+1" (1/1).
ΔX: Distancia entre las secciones "j" y "j+1" (m).

El coeficiente de rugosidad de Manning n_i corresponde a datos empíricos dependiendo del material que enfrenta el flujo.

- Datos de entrada

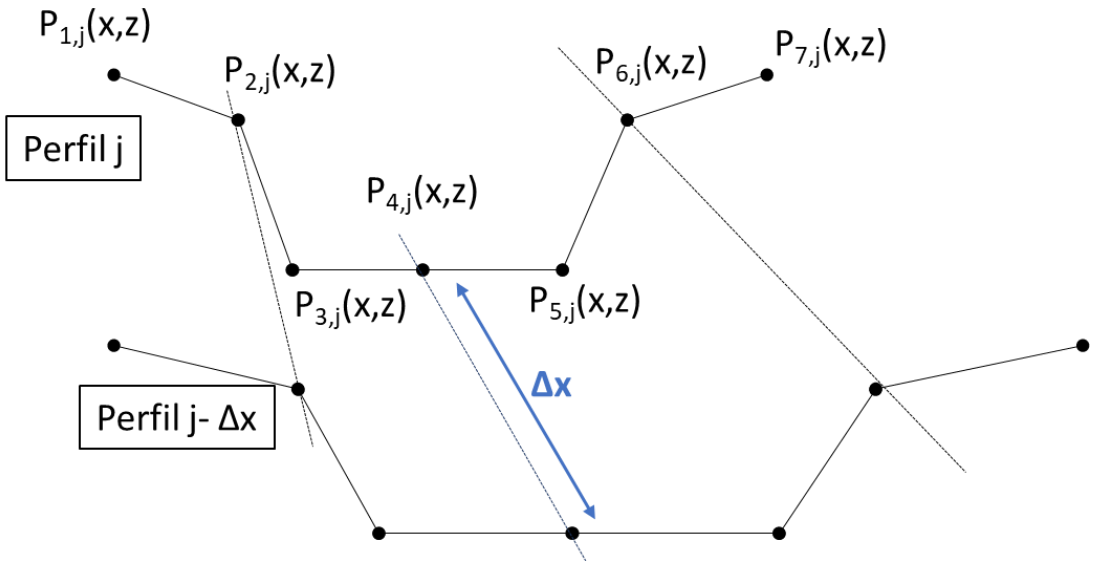
Los datos de entrada para una modelación en HEC-RAS corresponden a la serie de secciones transversales que componen el canal, los parámetros hidráulicos y geométricos que los caracterizan, el o los caudales que son porteados y las condiciones de borde que gobiernan el cálculo del eje hidráulico.

- Secciones transversales:

A partir de la campaña de mediciones topográficas realizadas en terreno para la presente Consultoría, se obtuvo una serie de secciones transversales en toda su longitud, esto es, desde la bocatoma hasta su punto de término.

Se midieron en terreno perfiles en promedio cada 20 m, cuyos datos se organizaron de manera tal que se pudieran representar de acuerdo al esquema expuesto en la siguiente Figura.

Figura N° 4-4: Esquema organización de datos de secciones transversales.



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Parámetros Hidráulicos y Elementos de Modelación

Respecto a los parámetros hidráulicos y elementos de la modelación, se distinguen los siguientes:

Coeficiente de rugosidad de Manning: dependiendo de el o los materiales que conforman cada sección, se deben considerar los valores de rugosidad correspondientes.

Las rugosidades adoptadas para cada material responden a los valores de uso corriente en la hidráulica de canales; dado que los materiales se encuentran bien definidos y los canales operan bajo condiciones controladas de mantención, no se hace necesario recurrir a criterios o métodos más detallados para la determinación de rugosidades, como, por ejemplo, el Método de Cowan que, por cierto, se aplica más a cauces naturales (ríos).

Consecuentemente con lo anterior, a continuación, se muestra una tabla con los valores de Manning adoptados según los materiales que se encuentran en los canales en estudio.

Tabla Nº 4-8: Rugosidades de Manning adoptadas según material.

MATERIAL	n [$s \cdot m^{-1/3}$]
Tierra excavada	0,030
Hormigón	0,015
Mampostería de Piedra	0,025
Acero liso	0,012
Acero corrugado	0,024
Tubería HDPE corrugada	0,009

Fuente: Elaboración propia.

Para todos los canales, se han considerado condiciones sin revestir (tierra) y revestidas (hormigón) en toda su longitud con la finalidad de comparar dichos escenarios.

Coeficientes de Contracción/Expansión: El flujo considera efectos de pérdida producto de contracciones o expansiones bruscas entre secciones de escurrimiento. Se utilizan los que el programa sugiere por defecto, esto es:

Coeficiente de Contracción: 0,1
Coeficiente de Expansión: 0,3

ROB y LOB: tratándose respectivamente de las siglas en inglés "Right Over Bank" y "Left Over Bank", corresponden al valor que toman las abscisas para delimitar el lecho (en este caso, el fondo) y las riberas del canal (en este caso, los muros). La definición de estos puntos guarda directa relación con el cálculo de los coeficientes de contracción/expansión entre secciones.

Levees: elementos de modelación que se utilizan, en este caso, para delimitar el espacio de canal real. Se recurre a ellos para eliminar la tendencia por defecto que tiene el programa de utilizar, hidráulicamente hablando, todo el contorno transversal que por cota y ecuaciones de energía tiene disponible, lo cual no siempre es correcto.

Caudal: Para el modelo, se ha utilizado como caudal de diseño, el proveniente de la bocatoma del río San Pedro, correspondiente al caudal medio mensual con una probabilidad de excedencia del 85%. Como verificación de las soluciones, cuando corresponda, se adoptó utilizar como caudal el de los derechos de aprovechamiento existentes.

Obras existentes: la existencia de obras de arte, tales como alcantarillas, sifones invertidos, entubamientos, abovedamientos, entre otros, son incorporadas en el eje hidráulico a través de las herramientas propias del software. Es importante mencionar que fueron consideradas las formas particulares de cada una de las entradas y salida de estas obras, a objeto de representar de mejor manera los efectos de expansión y contracción del flujo a medida que entran o salen de tales elementos, utilizando las recomendaciones propias del documento de referencia del software.

- Condiciones de Borde y Supuestos de Cálculo

- Condiciones de Borde: Para el cálculo del eje hidráulico en HEC-RAS, es necesario la definición de las condiciones de borde correspondientes.

Por otra parte, el software, antes de comenzar los cálculos, solicita la definición del tipo de flujo, esto es, crítico, subcrítico o mixto.

Ahora bien, dado que todos los canales presentan una condición mixta de pendientes (suaves y fuertes), la condición de flujo más conveniente debe ser la mixta, pues de esta manera el software no fuerza el eje hacia ninguno de los dos extremos (crítico o subcrítico).

Con lo anterior, al fijar el régimen en uno de tipo mixto, el programa exige entregar condiciones de borde tanto de aguas arriba como de aguas abajo. En consecuencia, como condiciones de borde se impone, según canal modelado, lo que se indica a continuación.

- Supuestos para la validez del cálculo de la capacidad de los canales: Conocidas tanto las ecuaciones que utiliza HEC-RAS para el cálculo del eje hidráulico bajo condiciones en régimen permanente, escurrimiento gradualmente variado y de equilibrio hidrostático, como las condiciones de borde recién señaladas, es necesario adoptar algunos supuestos que validen a priori los resultados que se van a obtener, respecto al objetivo de determinar el caudal de capacidad de los canales en estudio.
Estos supuestos son los siguientes:

- Se asume que la capacidad del canal viene dada por las secciones del canal y sus parámetros de caracterización hidráulica, sin considerar la posibilidad de pérdidas de infiltración.

- La capacidad del canal se evalúa bajo el supuesto que ninguna entrega se encuentra abierta, por lo que el caudal, al inicio y al término del canal, es exactamente el mismo.

- Las curvas en planta del canal presentan un radio de curvatura tal que no inducen el peralte lateral del pelo de agua calculado.

- La capacidad del canal viene limitada por la o las secciones transversales que presenten niveles de escurrimiento muy cercanos al coronamiento del canal, o bien cuando éste es sobrepasado.

Para el caso de operación, se considera que la sección trabaja de manera adecuada cuando:

Escurrimiento Subcrítico: $R_{río} \geq \text{máx}\,(0{,}15h; 0{,}20)$

Escurrimiento Supercrítico $R_{torrente} \geq 0{,}6 + 0{,}03\ v * (h / 3)$

donde:
$R_{Río}$: revancha de operación mínima para río (m).
$R_{Torrente}$: revancha de operación mínima para torrente (m).
h : altura de escurrimiento (m).
V : velocidad de escurrimiento (m/s).

La definición de torrente y río vienen dadas por el número de Froude, cifra adimensional que relaciona la inercia y las fuerzas gravitacionales sobre un cuerpo en movimiento. El número de Froude en canales abiertos se expresa por la siguiente ecuación:

$$\mathbb{F}r = \frac{v}{\sqrt{gh}}$$

Donde:

$\mathbb{F}r$: Número de Froude (-).
v: Velocidad media de escurrimiento (m/s).
g: Aceleración de gravedad (m/s^2)
h: Altura del escurrimiento (m).

En promedio, la interpolación de los coeficientes de rugosidad de Manning entre secciones consecutivas que realiza el programa de forma interna no afecta de manera decisiva el resultado global de los cálculos, por lo que la evaluación de la situación actual del proyecto a través de la presente modelación se considera, como estimación, buena y suficiente.

- Datos de entrada canal Vilama

Condiciones de borde

Aguas abajo: altura normal Pendiente media de aguas abajo i = 0,003 m/m.
Aguas arriba: altura crítica.

Se decidió por altura crítica desde aguas arriba, por cuanto se observó en terreno que esta situación se cumplía.

Tipo de escurrimiento para cálculo: MIXTO.

Escenarios de modelación

Se evaluarán dos escenarios:

1. Q = Derechos de aprovechamiento existentes = 0,2 m^3/s (escenario 0)
2. Para la evaluación de la capacidad hidráulica de las obras, se optó por simular un total de 20 caudales

Tabla N° 4-9 Escenarios de simulación en el canal Vilama para evaluación de la capacidad hidráulica

Escenario	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Caudal [m^3/s]	0,01	0,05	0,1	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17
Escenario	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Caudal [m^3/s]	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Simulación y aforos

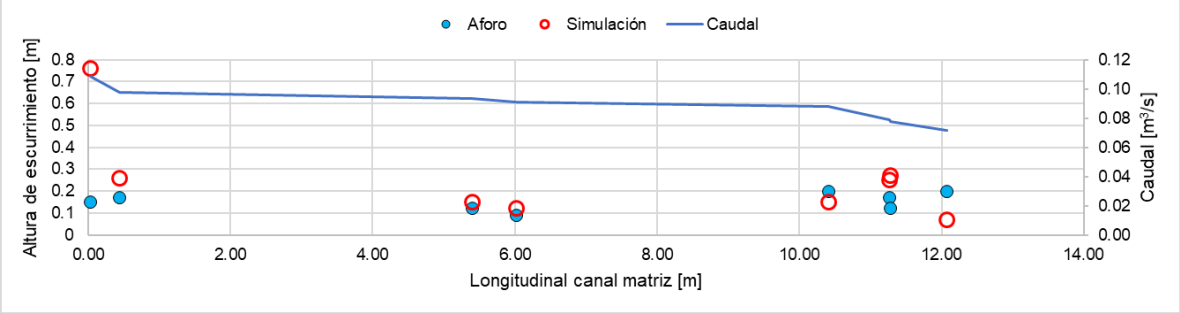
El proceso de calibración del modelo consta de ir modificando el coeficiente de rugosidad de Manning, en los sectores donde se tiene información de los aforos. La siguiente tabla muestra las alturas y velocidades de escurrimiento del modelo, comparados con los aforos realizados en terreno.

Tabla N° 4-10 Comparación de alturas y velocidades de escurrimiento del modelo

Aforo	WP Aforo	Longitudinal (m)	Q (m^3/s)	Aforado		Simulado	
				H esc (m)	V (m/s)	H esc (m)	V (m/s)
1	665	0	0,946	0,76	1,24	0,76	0,96
2	656	1.469	0,915	0,33	2,77	0,38	2,49
3	669	2.114	0,778	0,85	0,76	0,75	0,62
4	730	2.660	0,772	0,74	0,83	0,57	0,87
5	731	4.547	0,755	0,29	2,17	0,37	1,49
6	670	4.921	0,676	0,3	1,80	0,28	2,08
7	729	5.029	0,636	0,47	1,13	0,47	1,24
8	676	6.344	0,633	0,53	1,02	0,42	0,64
9	677	6.376	0,335	0,43	0,98	0,4	0,41
10	732	6.768	0,332	0,56	0,85	0,39	0,64
11	679	6.977	0,253	0,33	1,10	0,24	0,82
12	686	7.570	0,250	0,38	0,82	0,34	0,53
13	687	7.599	0,197	0,34	0,89	0,28	0,45
14	682	8.620	0,187	0,4	0,72	0,28	0,49
15	684	10.901	0,080	0,21	0,77	0,21	0,42
16	685	12.210	0,074	0,2	0,53	0,23	0,57

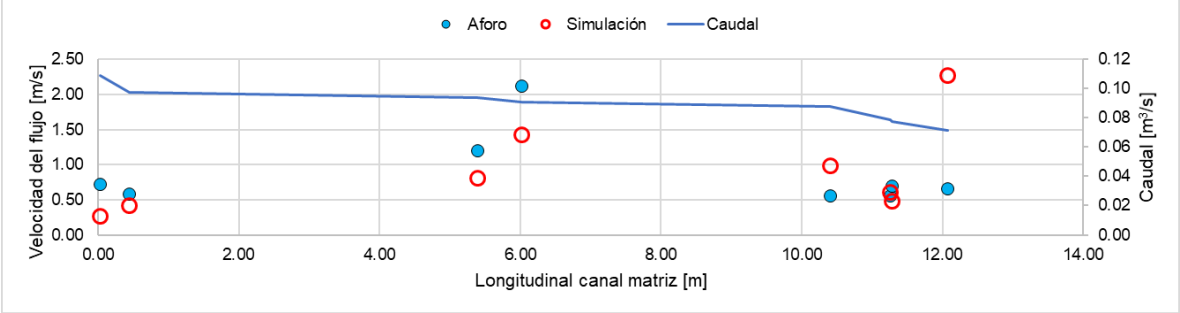
Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Figura N° 4-5 Altura de escurrimiento simulada vs aforada, canal Vilama



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Figura N° 4-6 Velocidad de escurrimiento simulada vs aforada, canal Vilama



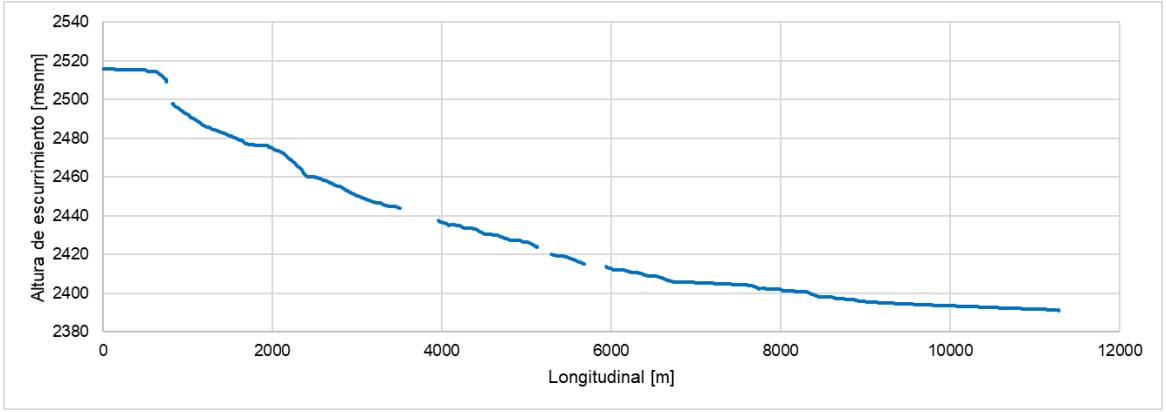
Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

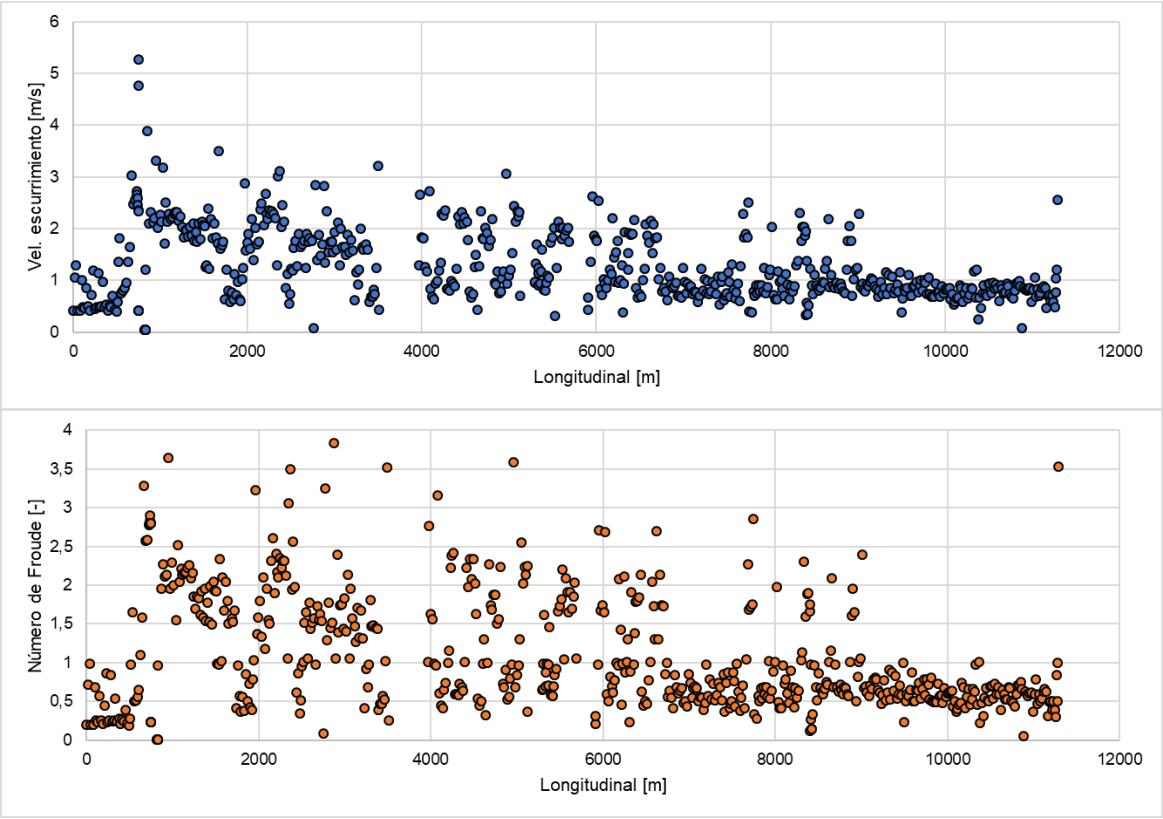
Los coeficientes de rugosidad de Manning se mantuvieron según las rugosidades establecidas en los antecedentes de gabinete. Las altas diferencias solo se lograron en las condiciones de borde de inicio y fin del modelo, lo cual indicaría que los criterios utilizados no fueron los mejores.

- Resultados

Para el Escenario 0, correspondiente a los derechos de aprovechamiento existentes, las siguientes figuras muestran los valores representativos

Figura N° 4-7 Resultados de la simulación del canal Vilama con HECRAS

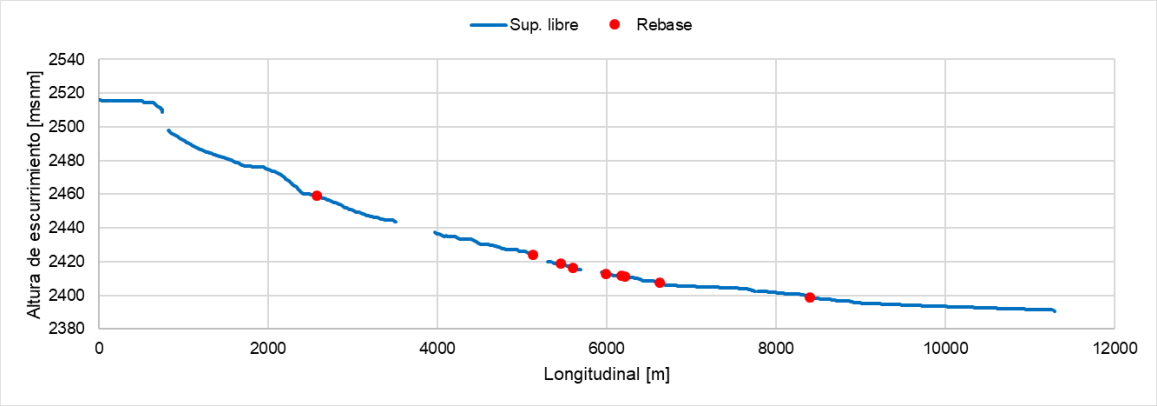




Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Asimismo, se analizó la revancha según las condiciones de escurrimiento.

Figura Nº 4-8 Evaluación de rebase del canal Vilama con un caudal de 200 L/s.



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Lo anterior indicaría que la capacidad hidráulica del canal no es suficiente para conducir el máximo de derechos disponibles, particularmente entre los 5 a 7 km en su longitudinal, correspondiente a aguas abajo del atravieso del sector del Liceo. Esto concuerda con que en este lugar existiría además pérdidas de agua producto de la pérdida de la estructura del canal.

Los escenarios siguientes, con caudales que van desde los 0,01 a los 0,27 m^3/s, permiten analizar con mayor detalle la capacidad hidráulica del canal. Los resultados fueron ordenados de tal forma que permitieran identificar los lugares donde el canal es rebasado. A continuación, se presenta una tabla que muestra las veces que los perfiles del modelo son rebasados por el pelo de aguas.

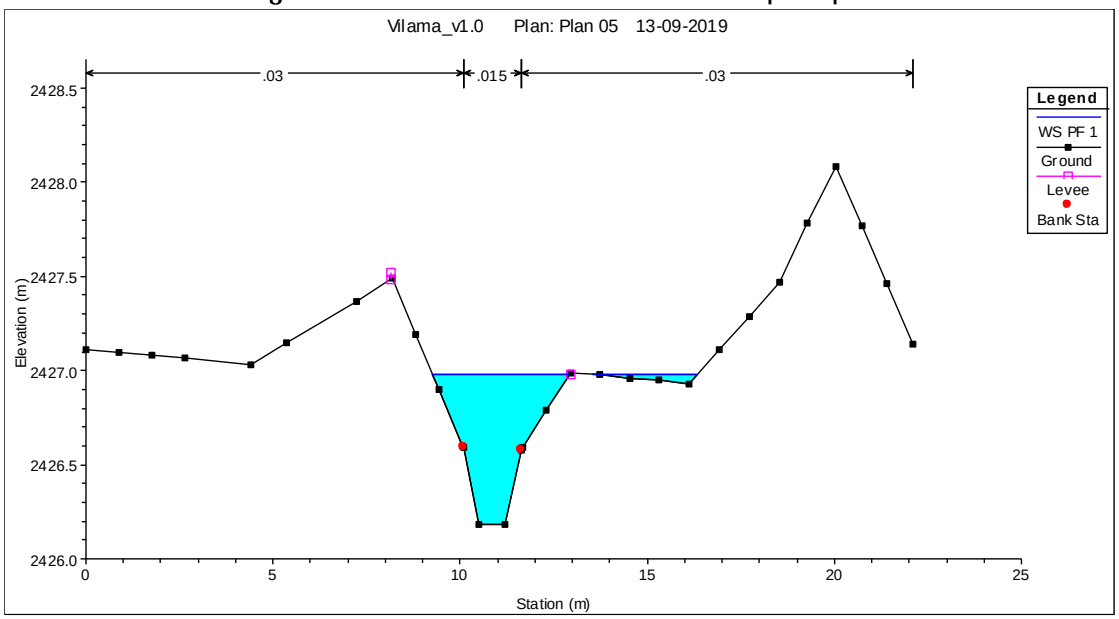
Tabla Nº 4-11 Revisión de la capacidad hidráulica del canal bajo distintos caudales

Escenario	Caudal [m^3/s]	Rebases
1	0,01	1%
2	0,05	0%
3	0,1	1%
4	0,11	1%
5	0,12	1%
6	0,13	2%
7	0,14	2%
8	0,15	2%
9	0,16	2%
10	0,17	2%
11	0,18	2%
12	0,19	2%
13	0,2	2%
14	0,21	2%
15	0,22	2%
16	0,23	2%
17	0,24	3%
18	0,25	3%
19	0,26	3%
20	0,27	4%

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Como puede observarse, ya a un caudal de 10 L/s comenzaría a superarse la capacidad hidráulica del canal. Sin embargo, al analizar el detalle del rebase, el caudal si bien sobrepasa los límites iniciales del canal, este logra se conducido en una segunda revancha que posee la zanja del canal. Para caudales mayores, los problemas se concentran entre el km 5 y km 7 del canal.

Figura N° 4-9 Rebase del canal en la sección principal.



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

4.1.1.2. Propuestas de solución

De la totalidad de los problemas se identificaron un total de 19 soluciones, las que son abordadas a continuación.

Tabla N° 4-12 Soluciones abordadas en el estudio, para los problemas identificados en el sistema de Vilama

Acrónimo solución	Descripción
DB	Diseño Bocatoma*
DC	Diseño Canal
DM	Desarenador y Mantención
MS	Multisectorial*
MT	Mantenimiento tranque*
RE	Revestimiento

*: Estas soluciones se entregan en el acápite **4.1.2 Generales**, por cuanto no requieren de información de los canales de riego propiamente tal para ser abordadas.

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

i. Entubado y cierre canal (ECC)

a) Descripción solución

El cierre del canal consta de eliminar en su totalidad factores externos tales como ingreso de arenas, robo de agua, protección ante caída de rocas o basuras, entre otros posibles factores externos provenientes a la exposición a una conducción abierta. Para el cierre del canal se cuenta con 4 alternativas:

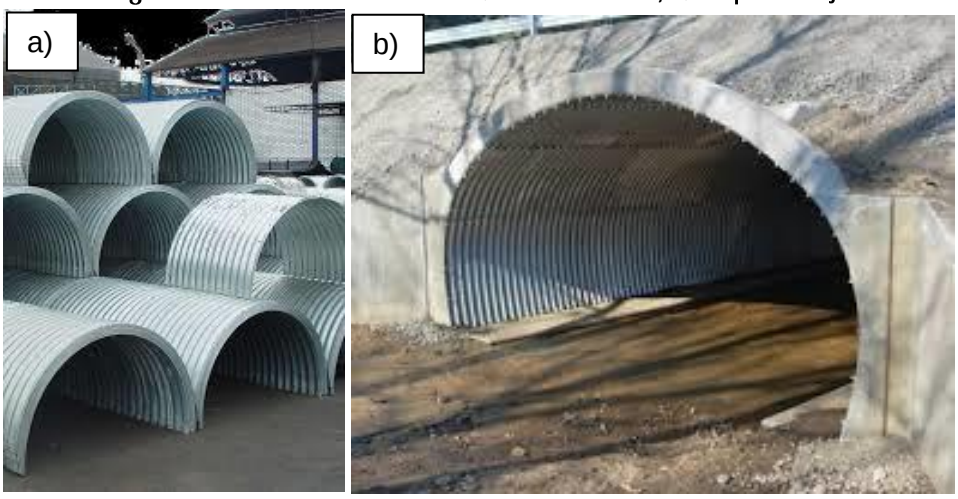
- Instalación de losetas prefabricadas: esta solución es la más económica, consiste en instalar bloques prefabricados de hormigón sobre la superficie del canal, encajonándolo en toda su extensión para evitar que ingresen elementos a él. Las desventajas de esta solución es que las losetas tienden a ser livianas lo cual permite que puedan ser sustraídas (robo), dejando nuevamente expuesto el canal, además, tienen límites de carga por lo que dependiendo del grosor éstas pueden romperse. Por este motivo, no se recomienda en sectores cercanos a zonas urbanas.

Figura Nº 4-10 Losetas de hormigón

Fuente: Catálogo Preconal, tapas para bóvedas.

- Cierre con planchas de acero corrugado Multiplate MP152: esta solución se basa en el cierre del canal en su sección expuesta por medio de la instalación de planchas de acero corrugado, las cuales quedan fijas al mismo canal, dificultando su extracción. Las ventajas de esta solución es que resisten grandes cargas, aumentando su vida útil. Además, permite el ingreso de personal en caso de realizar maniobras de mantenimiento dentro del canal. La principal desventaja es que es 5 veces más cara que una loseta de hormigón.

Figura Nº 4-11 Plancha MP152 a) forma de arco, b) de perfil bajo



Fuente:a) https://www.siderperu.com.pe/ b) https://www.tecnovial.cl

- Cierre a través de tubería de HDPE de 800mm de diámetro: esta solución consiste en entubar completamente el flujo del canal por medio de una tubería de HDPE. La selección del diámetro de 800mm es para efectuar maniobras de mantenimiento manual, en caso de ser necesario. La ventaja de esta solución es que se evitan completamente los problemas del exterior. La desventaja es que es una solución más costosa, además que para el mantenimiento se requieren de cámaras de inspección cada 50 a 100 m, lo que encarece aún más esta alternativa.

Figura Nº 4-12 Tuberías de HDPE

Fuente: Catálogo técnico Tehmco S.A. y http://www.bdiuae.com/

- Cierre a través de tubería de hormigón de 800mm de diámetro: idéntica a la solución anterior, se canaliza completamente el sistema a través de tuberías de hormigón prefabricadas. Posee las mismas ventajas que con la tubería de HDPE, pero es una solución mucho más económica, al ser un material relativamente más barato. Asimismo, requieren de cámaras de inspección cada 50 a 100 m para maniobras de mantenimiento.

Figura Nº 4-13 Tuberías de hormigón prefabricadas

Fuente: Standard Installations -American Concrete Pipe Association

Es importante señalar las ventajas y desventajas que conlleva la selección de una de las 4 alternativas propuestas. La siguiente tabla da cuenta de ello.

Tabla Nº 4-13 Tabla comparativa de alternativas de solución de cierre o entubamiento canal

Alternativa	Ventajas	Desventajas
Loseta	Fácil mantenimiento canales Muy bajo costo Fácil instalación	Presentan fragilidad en su manipulación Menor vida útil
MultiPlate 152, alcantarilla de acero corrugado	Alta resistencia a cargas Fácil de maniobrar en caso de mantenimiento del canal Dificulta el robo de agua al ser más difícil su desmontaje	Solución más cara respecto a las losetas. Requiere de una altura mínima, por lo cual puede dificultar su instalación
Tubería HDPE	Alta resistencia, mejora la conducción hidráulica por su bajo coeficiente de rugosidad Pueden deformarse para adoptar mejor curvas o imperfecciones de terreno	Solución costosa frente a alternativas. Requiere de adecuadas camas de apoyo para evitar deflexiones inadecuadas.
Tubería Hormigón	Fácil instalación Presenta mayor resistencia estructural que una tubería de HDPE, por lo que las camas de apoyo requieren menos solicitaciones	Presentan menor vida útil y mayor coeficiente de rugosidad. Mayor rigidez requiere de piezas especiales en curvas

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

b) Criterios de diseño

Para el caso de las losetas de hormigón y de la plancha de acero corrugado MP152 no se requiere un diseño hidráulico propiamente tal, por cuanto solo se necesita el ancho total del canal para la instalación elementos de apoyo, que sirven de base para la instalación de las obras. Para estos efectos, se consideró un ancho total de 1 m de la parte alta del canal.

Para el caso del cierre por tuberías, el diseño hidráulico consideró altura normal para la verificación hidráulica a escurrimiento abierto. Para ello se utilizó la ecuación de Manning para estimar la altura normal en sistemas abiertos, en este caso la altura normal dentro de la tubería de 800 mm.

Así, los criterios de diseño hidráulico en tuberías fueron los siguientes:

- Velocidad mínima de conducción 0,6 m/s para evitar acumulación de sedimentos.
- Altura de escurrimiento en tubería máxima = 0,75 (3/4) el diámetro de la tubería = 0,8*0,75 = 0,6 m, esto para permitir un escurrimiento libre

Con estos criterios, es posible estimar la pendiente mínima que debe tener la tubería para mantener estas condiciones. Se tomó en consideración 3 caudales de diseño a modo de considerar todas las posibles configuraciones. La siguiente tabla muestra estos resultados.

Tabla N° 4-14 Valores mínimos de la pendiente para las soluciones entubadas en sistema Vilama

Pendiente mínima según rugosidad y caudal de diseño [m/m]		
Caudal diseño [m^3/s]	Coef. De rugosidad de Manning [$s\ m^{-1/3}$]	
	0,009	0,015
0,1	0,00003	0,00009
0,5	0,00080	0,00230
0,9	0,00270	0,00750

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

Para el caso de las soluciones entubadas, se proyecta una cámara de inspección cada 50 m. Por otro lado, para los problemas asociados al robo de agua o a basuras, se propone la instalación de una reja perimetral, de malla acma C-139 de (2,6 x 5 m).

c) Servidumbres y/o interferencias

La siguiente tabla muestra las servidumbres y/o interferencias afectas a las soluciones propuestas ligadas al entubamiento o cierre canal (ECC).

Tabla N° 4-15 Servidumbres y/o interferencias detectadas a las soluciones propuestas, para soluciones del tipo ECC en sistema Vilama

Código	Canal	Abreviado Solución	Roles interceptados
6-1-VIL-ECC	Vilama	Entubado y Cierre Canal	No aplica
7-1-VIL-ECC	Vilama	Entubado y Cierre Canal	No aplica
9-1-VIL-ECC	Vilama	Entubado y Cierre Canal	No aplica
4-4-TUL-ECC	Tulor	Entubado y Cierre Canal	No aplica

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

d) Costos

Se consideró el costo por metro lineal de cada una de las soluciones, incorporando cámaras de inspección en las soluciones entubadas cada 50 m. Los valores han sido redondeados para simplificar comparación.

Tabla N° 4-16 Costos por metro lineal de las alternativas de solución de Entubado y Cierre Canal

Descripción	Costo x metro lineal [$/m]
Loseta	$ 27.000
MultiPlate 152, alcantarilla de acero corrugado de forma abovedada.	$ 129.000
Tubería HDPE DN800	$ 185.000
Tubería Hormigón DN800	$ 92.000
C.I de 1x1m cada 50 metros dependiendo del trazado	$ 329.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

De esta forma, para cada longitud con los problemas identificados, se estimaron los costos de estas 5 alternativas de solución.

Tabla Nº 4-17 Resumen de soluciones asociadas a cierre de canal o entubado y alternativas con costos, para soluciones del tipo ECC en sistema Vilama

Código	Canal	Longitud	Loseta hormigón	Plancha MP152	Tubería HDPE	Tubería Hormigón	Cierre perimetral con reja
6-1-VIL-ECC	Vilama	922	$24.701.000	$118.908.000	$175.873.000	$90.177.000	$4.184.885
7-1-VIL-ECC	Vilama	606	$16.235.000	$78.154.000	$115.596.000	$59.271.000	$2.750.586
9-1-VIL-ECC	Vilama	2045	$54.786.000	$263.737.000	$390.087.000	$200.012.000	$9.282.093
4-4-TUL-ECC	Tulor	1240	$33.220.000	$159.919.000	$236.532.000	$121.279.000	$5.628.262

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

La tabla anterior considera los costos de la cámara de inspección en los costos de la tubería. Asimismo, el cierre perimetral por reja considera los costos de la reja más los apoyos y perfiles de soporte, se estimó cierre del canal por ambos costados.

e) Beneficiarios

Los beneficiarios a cada solución se estimaron en base a los derechos que escurren

Tabla Nº 4-18 Costo según superficie beneficiada para soluciones del tipo ECC en sistema Vilama

Solución	Canal	Superficie Enc. (ha)	Costos por hectárea				
			Loseta hormigón	Plancha MP152	Tubería HDPE	Tubería Hormigón	Cierre perimetral con reja
6-1-VIL-ECC	Vilama	6,50	$3.800.154	$18.293.539	$27.057.385	$13.873.385	$643.829
7-1-VIL-ECC	Vilama	6,50	$2.497.693	$12.023.693	$17.784.000	$9.118.616	$423.168
9-1-VIL-ECC	Vilama	6,50	$8.428.616	$40.574.924	$60.013.385	$30.771.077	$1.428.015
4-4-TUL-ECC	Tulor	21,65	$1.534.411	$7.386.559	$10.925.266	$5.601.801	$259.966

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Tabla Nº 4-19 Costo según regantes beneficiados para soluciones del tipo ECC en sistema Vilama

Solución	Canal	Regantes	Costos por regante				
			Loseta hormigón	Plancha MP152	Tubería HDPE	Tubería Hormigón	Cierre perimetral con reja
6-1-VIL-ECC	Vilama	5	$4.940.200	$23.781.600	$35.174.600	$18.035.400	$836.978
7-1-VIL-ECC	Vilama	5	$3.247.000	$15.630.800	$23.119.200	$11.854.200	$550.118
9-1-VIL-ECC	Vilama	5	$10.957.200	$52.747.400	$78.017.400	$40.002.400	$1.856.419
4-4-TUL-ECC	Tulor	68	$488.529	$2.351.750	$3.478.412	$1.783.515	$82.769

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

ii. Diseño canal (DC)

Las soluciones identificadas como "diseño del canal" presentan condiciones particulares y/o conjunto de soluciones, dependiendo del problema identificado. La siguiente tabla muestra los problemas y soluciones identificados como diseño de canal.

Tabla Nº 4-20 Soluciones identificadas del tipo Diseño canal en sistema Vilama

Código	Canal	Grupo	Problema / Comentario	Solución / Propuesta
1-2-BET-DC	Beter	2	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento	Manejo de dunas, entubamiento o tapado canal y medidas de mantención
3-2-BET-DC	Beter	2	Revisar pendiente del canal en sector con tapas	Se revisará pendiente y propondrán mejoras
2-3-POC-DC	Poconche	3	Embancamiento canal por arena dunas	Tapado canal de riego, entubado y manejo dunas

Código	Canal	Grupo	Problema / Comentario	Solución / Propuesta
1-4-TUL-DC	Tulor	4	Caída de dunas y arena hacia el canal (Prioridad N°1). Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.	Manejo de dunas, contención con paredes concreto y sacos arena, tapar canal con pastelones, entubamiento con cámaras de limpieza, desarenadores en la entrada, descargas para limpieza de canal, mantención del canal, entubamiento sectorizado con desarenadores en 3 puntos

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

A continuación, se describen las soluciones y los criterios de diseño para cada una de las soluciones propuestas.

a) 1-2-BET-DC: Manejo de dunas, entubamiento o tapado canal y medidas de mantención

- Descripción solución

Esta solución pretende disminuir los problemas asociados a la incorporación de sedimentos producto de las dunas y el viento aledañas al canal. Para ello se proponen las mismas soluciones de cierre del canal o entubamiento propuestas anteriormente (ECC). Cabe señalar que se decide por el cierre de canal a través de losetas o acero corrugado debido a las ventajas que tiene este sistema para realizar la limpieza del canal.

Para los efectos del mantenimiento, la limpieza del canal se hará de forma manual al menos una vez al año. Para ello las losetas de hormigón contarán con azas de levante para acceder a limpiar el canal. Del mismo modo, para la apertura de la alternativa de placas de acero corrugado, estas deberán abrirse por medio de los pernos de sujeción dispuestos en cada extremo, para luego poder remover la pieza completa y de esta forma acceder al canal.

Adicionalmente se evalúa la alternativa de realizar las labores de mantenimiento con una cargadora compacta (Bobcat o similar), lo cual requiere un ensanche del canal (y revestirlo) para que pueda ingresar esta máquina y realizar las labores de limpieza de sedimento de forma rápida y efectiva.

- Criterios de diseño

Para el caso de las losetas de hormigón y de la plancha de acero corrugado MP152 no se requiere un diseño hidráulico propiamente tal, por cuanto solo se necesita el ancho total del canal para la instalación elementos de apoyo, que sirven de base para la instalación de las obras. Para estos efectos, se consideró un ancho total de 1 m de la parte alta del canal.

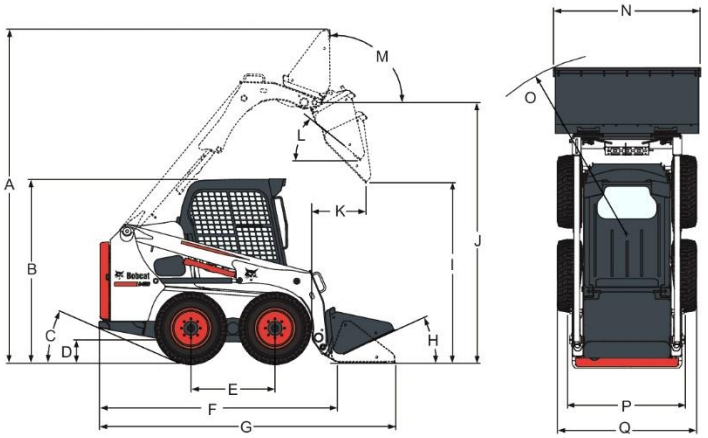
Para las labores de mantenimiento con una cargadora compacta, se utilizan las dimensiones de la máquina como criterio de diseño del ensanche. Se utilizan las siguientes dimensiones dadas a continuación:

Tabla N° 4-21 Dimensiones Bobcat modelo S530

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Largo	F	2,5	[m]
Largo con pala	G	3,2	[m]
Ángulo para bajada	C	23	[°]
Ancho total	Q	1,49	[m]

Fuente: Elaboración propia con datos de dimensiones Bobcat modelo S530. SMI- 2019

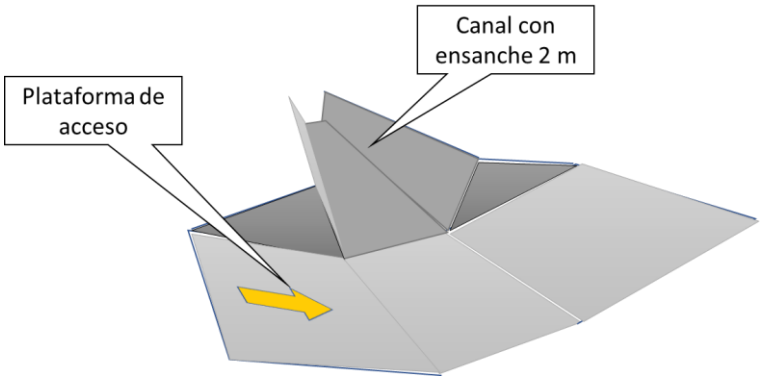
Figura N° 4-14 Esquema de dimensiones minicargador marca Bobcat S530



Fuente: https://www.bobcat.com/eu/es/loaders/skid-steer-loaders/models/s530/specs-options. Consultado el 6 de septiembre de 2019.

Para efectos del ensanche, se adopta un ancho basal del canal de 2 m, manteniendo la pendiente de los taludes actuales (60°). Adicionalmente, se requiere de una rampa de acceso de menor pendiente para que pueda ingresar de forma efectiva el cargador, tal como muestra la siguiente figura.

Figura Nº 4-15 Esquema de plataforma de acceso al canal, para ingreso de cargador compacto



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019

Se adopta un largo de 5 m para la plataforma, que facilite el giro, entrada y salida de la maquinaria.

Tabla Nº 4-22 Dimensiones plataforma de acceso

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b_p	2	[m]
Largo de plataforma	L_p	5	[m]
Alto	H_p	0,7	[m]
Ancho taludes	a_p	2	[m]
Pendiente talud K	K_p	2,86	[H:V]
Perímetro	P_p	6,2	[m]

Además, el canal se debe ensanchar a 2 m, quedando con la siguiente configuración de diseño:

Tabla Nº 4-23 Nuevo dimensionamiento del canal para labores de limpieza

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b'	2,00	[m]
Taludes laterales	K	1,73	[H:V]
Altura canal	H	0,70	[m]
Ancho superficial	B'	2,81	[m]
Ārea canal	A	2,25	[m^2]
Perímetro	P	4,80	[m]

Para efectos del mantenimiento con cargador compacto, se requiere de un revestimiento que permita resistir el peso de la máquina, por lo tanto, se propone un revestimiento de hormigón tanto en la plataforma de acceso como en el canal afecto a ensanche.

- Servidumbres y/o interferencias

El trazado a alterar presenta las siguientes servidumbres y/o interferencias.

Tabla Nº 4-24 Servidumbres y/o interferencias detectadas en solución 1-2-BET-DC

Roles interceptados	Agricultores
3555-30	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN
3555-11	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN
3555-9	CHINCHILLA CHINCHILLA MODESTA
3555-26	FLORA SALVA
3555-43	LOPEZ MAMANI CONCEPCION
3555-0	Sin Información
3555-7	VALLES DEL SUR S.A.
3555-2	CAMILO MAIZARES VILTE
3555-44	Sin Información
S/I 7	Sin Información
3555-24	SANDON PUCA EDUARDO DELFIN
3555-25	VALLES DEL SUR S.A.
3555-31	FISCO DE CHILE
3555-8	MEDALLA AGUILAR MARTA
3555-15	MARTA MEDALLA
3555-55	VALLES DEL SUR S.A
3555-58	CRUZ LOPEZ DIEGO ARMANDO
3555-35	SANDON MAMANI NARCISA
3555-52	REYES SANDON WILLY ORLANDO
S/I 8	Sin Información
S/I 9	Sin Información

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Costos

A continuación, se presentan los costos directos de las alternativas propuestas.

Tabla Nº 4-25 Costos asociados a las soluciones propuestas del diseño en el canal matriz, 1-2-BET-DC

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Costo total	$23.629.000	$113.749.000	$169.687.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Beneficiarios

La siguiente tabla da cuenta del número de beneficiarios, y una estimación de los costos por regante y por superficie.

Tabla N° 4-26 Costos por beneficiarios y hectáreas, de las soluciones propuestas

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Superficie Enc. (ha)	31,66	31,66	31,66
N° Regantes	37	37	37
Costo por ha	$746.336	$3.592.830	$5.359.665
Costo por regante	$638.622	$3.074.297	$4.586.135

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

b) 3-2-BET-DC: Diseño Canal

i. Descripción solución

En el Ayllu de Beter se informó en las PAC el problema de que las cotas del canal no estarían dando para poder realizar entregas en ciertos predios. Como solución se propone aprovechar la existencia de saltos de cota (caídas bruscas de pendiente) existentes aguas arriba del canal derivado de Beter con problemas, para luego peraltar el terreno asociado al canal y de esta forma permitir que el agua escurra por gravedad a los predios con problemas.

ii. Criterios de diseño

En primer lugar, se tomó la información de topografía del canal Beter y su derivado. Con la cual se analizó el trazado del canal y el terreno colindante, de forma tal de ver cuáles son los puntos donde la cota del terreno se encuentra por sobre el canal de riego.

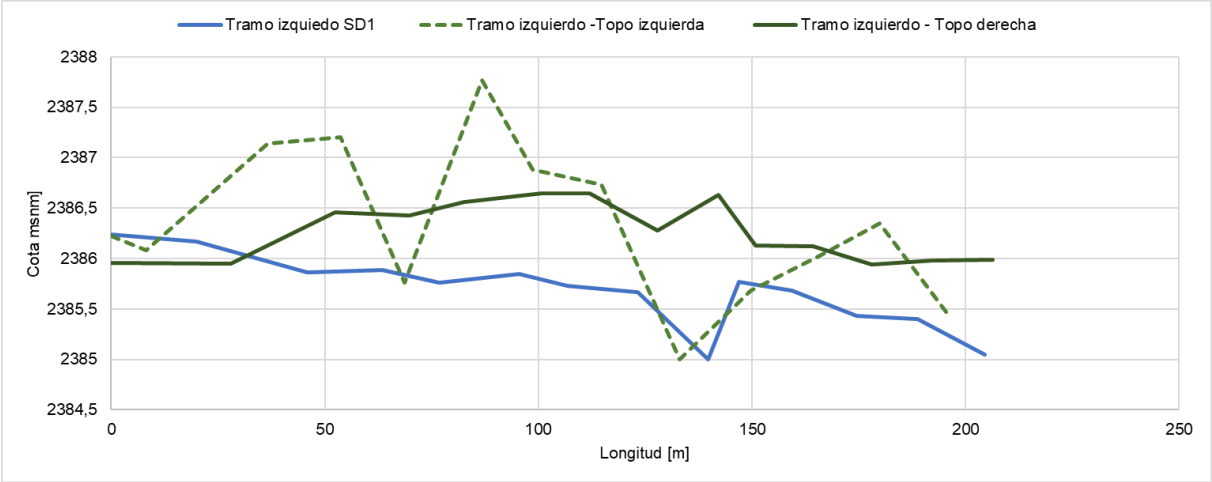
Figura Nº 4-16 Vista general del sector con problemas en Beter y su topografía

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Para efectos de nomenclatura en la bifurcación de canales en Beter, llámese Subderivado 1 (SD1) al tramo que deriba hacia la izquierda del canal, y Subderivado 2 (SD2), al tramo que deriva hacia la derecha de este. Para cada SD, se analizó la topografía Izquierda, y Topografía derecha.

Se observó que el tramo SD2 presenta una disminución brusca de cota en su derivado, el cual será aprovechado en los cálculos. A continuación se presenta la cota de fondo del canal en comparación a la topografía izquierda y derecha del mismo canal. Por otra parte, el SD1 deberá considerar una cota aguas arriba del sistema.

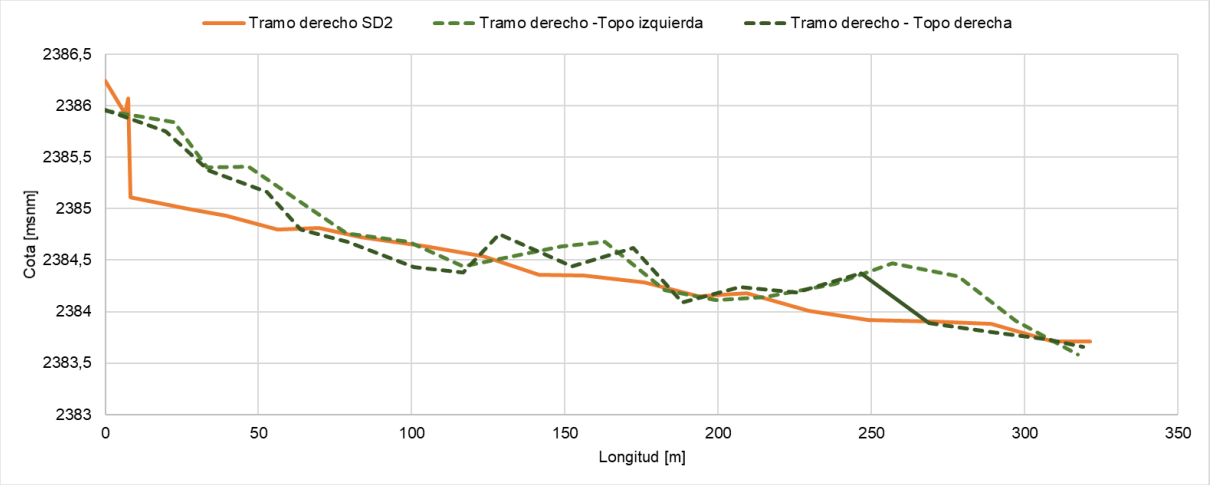
Figura Nº 4-17 Cotas de terreno en canal y topografía, para el SD1 en Beter



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Se observa que el SD1 presentaría una cota inferior a la topografía de terreno, lo cual dificulta las entregas a los predios. Para solucionar esto se deberá buscar una cota aguas arriba del canal.

Figura Nº 4-18 Cotas de terreno en canal y topografía, para el SD2 en Beter



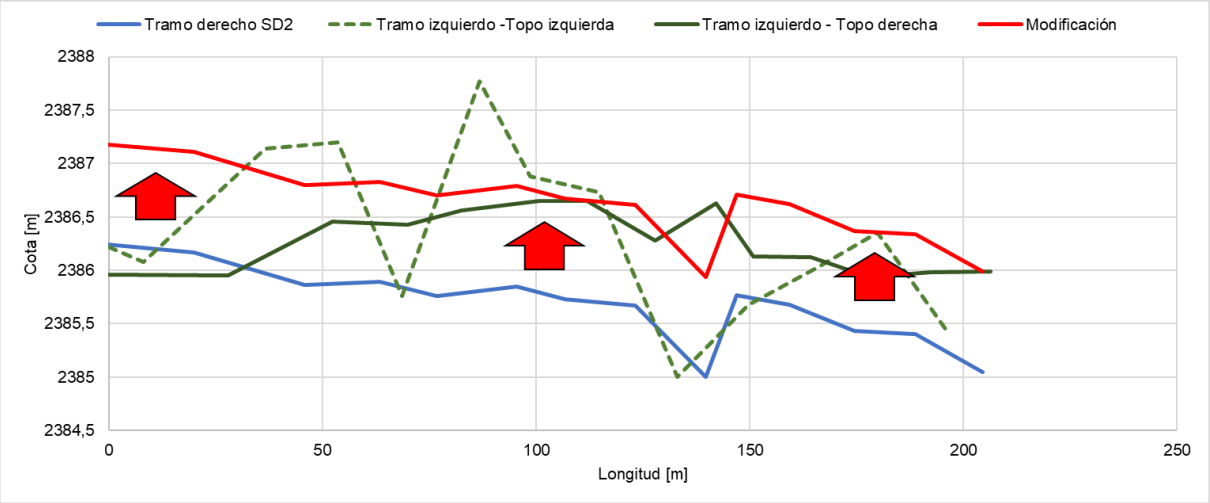
En esta última se puede apreciar claramente el problema de cota existente entre el canal y la topografía de terreno, donde además se observa al inicio la caida de cota que no es aprovechada en el canal.

Como criterios de diseño para la selección de la cota ideal, se tomó en consideración, sin comprometer en demasía las pendientes actuales del canal.

- El sistema es peraltado desde aguas arriba, por lo que disminuye la pendiente localmente en los sectores donde no existen predios, luego el sistema retoma la misma pendiente. Esto compromete las velocidades de escurrimiento aguas arriba, por lo tanto, se deberá analizar los embanques generados por esta solución.
- Ya en los subderivados, no se compromete la velocidad de escurrimiento, al mantener la misma pendiente.
- En SD1 y SD2 se verificará que las velocidades no sean inferiores a 0,6 m/s, como también la altura de escurrimiento normal no sea inferior a 0,15 m.

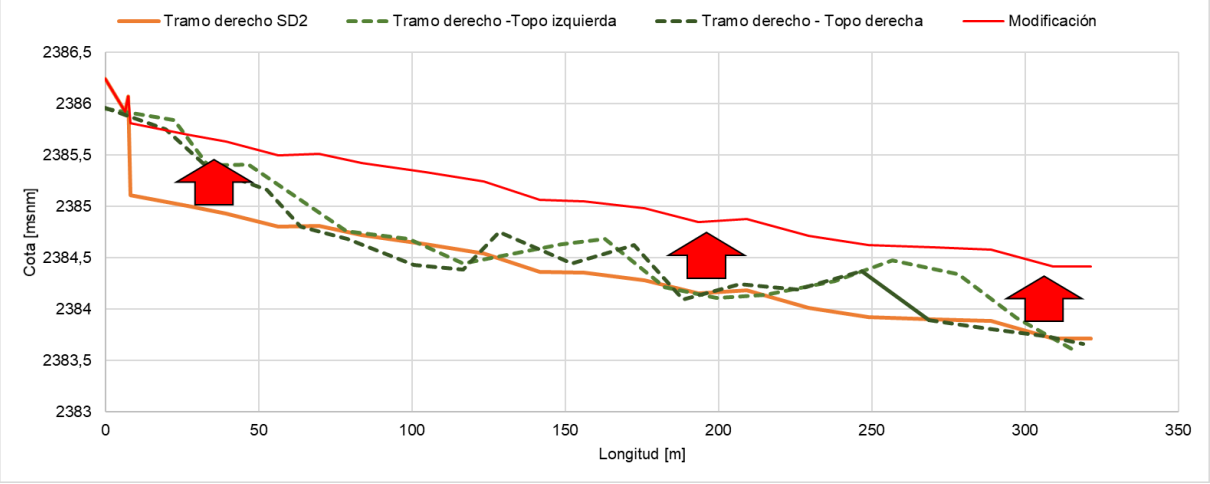
Con este análisis, los cambios de cota quedan como sigue a continuación:

Figura N° 4-19 Solución de aumento de cota del canal (en rojo), para el SD1 en Beter



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Figura N° 4-20 Solución de aumento de cota del canal (en rojo), para el SD2 en Beter



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

iii. Servidumbres y/o interferencias

El trazado a alterar presenta las siguientes servidumbres y/o interferencias.

Tabla N° 4-27 Servidumbres y/o interferencias detectadas en solución 3-2-BET-DC

Rol	Propietario
3555-2	CAMILO MAIZARES VILTE
3555-44	Sin información
S/I 7	Sin información
3555-24	SANDON PUCA EDUARDO DELFIN
3555-25	VALLES DEL SUR S.A.
3555-31	FISCO DE CHILE

Rol	Propietario
3555-8	MEDALLA AGUILAR MARTA
3555-15	MARTA MEDALLA
3555-55	VALLES DEL SUR S.A
3555-58	CRUZ LOPEZ DIEGO ARMANDO
3555-35	SANDON MAMANI NARCISA
3555-52	REYES SANDON WILLY ORLANDO
S/I 8	Sin información
S/I 9	Sin información

S/I: Sin información

iv. Costos

Se estimó el total de relleno que debe realizarse para peraltar todos los sectores comprometidos, además de ello, se incorpora el revestimiento con hormigón para efectos del cálculo.

Tabla N° 4-28 Costos asociados al aumento de cota en el sector de Beter

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO ($)	TOTAL ($)
Escarpe (e=15cm)	m^3	430	$ 1.455	$ 625.810
Relleno común	m^3	1,00	$ 5.708	$ 5.708
Hormigon (H-20 e=15cm)	m^3	430,11	$ 143.316	$ 61.641.628
Malla acma c-139	m^2	2.867,40	$ 3.842	$ 11.016.548

Costo directo	$ 73.289.694

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

v. Beneficiarios

Se estima que la superficie total a beneficiar en Beter suman un total de 58,2 ha. Luego, se estiman los costos por hectárea y por beneficiario de esta solución.

Tabla N° 4-29

Item	Con revestimiento	Sin revestir
Costo directo	$73.289.694	$ 631.518
Superficie benef. (ha)	58,2	58,2
N° Regantes	13	13
Costo por regante	$ 5.637.669	$ 48.578
Costo por ha	$ 1.259.273	$ 10.851

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

En el caso de que no se requiera revestir con hormigón, se consideraron los costos de solo el relleno.

c) 2-3-POC-DC: Tapado canal de riego, entubado y manejo dunas

- Descripción solución

Esta solución pretende disminuir los problemas asociados a la incorporación de sedimentos producto de las dunas y el viento aledañas al canal. Para ello se proponen las mismas soluciones de cierre del canal o entubamiento propuestas anteriormente (ECC). Cabe señalar que la opción de entubado no es preferida por los locatarios, por lo cual se decide por el cierre de canal a través de losetas o acero corrugado.

Para los efectos del mantenimiento, la limpieza del canal se hará de forma manual al menos una vez al año. Para ello las losetas de hormigón contarán con azas de levante para acceder a limpiar el canal. Del mismo modo, para la apertura de la alternativa de placas de acero corrugado, estas deberán abrirse por medio de los pernos de sujeción dispuestos en cada extremo, para luego poder remover la pieza completa y de esta forma acceder al canal.

Adicionalmente se evalúa la alternativa de realizar las labores de mantenimiento con una cargadora compacta (Bobcat o similar), lo cual requiere un ensanche del canal (y revestirlo) para que pueda ingresar esta máquina y realizar las labores de limpieza de sedimento de forma rápida y efectiva.

- Criterios de diseño

Para el caso de las losetas de hormigón y de la plancha de acero corrugado MP152 no se requiere un diseño hidráulico propiamente tal, por cuanto solo se necesita el ancho total del canal para la instalación elementos de apoyo, que sirven de base para la instalación de las obras. Para estos efectos, se consideró un ancho total de 1 m de la parte alta del canal.

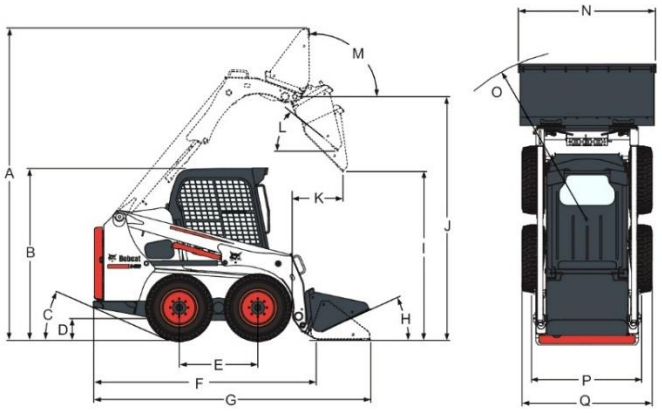
Para las labores de mantenimiento con una cargadora compacta, se utilizan las dimensiones de la máquina como criterio de diseño del ensanche. Se utilizan las siguientes dimensiones dadas a continuación:

Tabla N° 4-30 Dimensiones Bobcat modelo S530

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Largo	F	2,5	[m]
Largo con pala	G	3,2	[m]
Ãngulo para bajada	C	23	[°]
Ancho total	Q	1,49	[m]

Fuente: Elaboración propia con datos de dimensiones Bobcat modelo S530. SMI- 2019

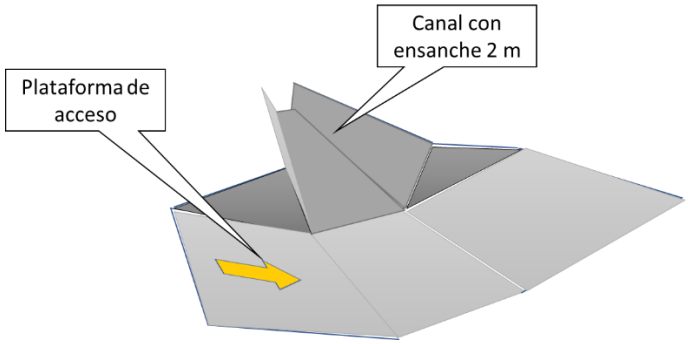
Figura Nº 4-21 Esquema de dimensiones minicargador marca Bobcat S530



Fuente: https://www.bobcat.com/eu/es/loaders/skid-steer-loaders/models/s530/specs-options. Consultado el 6 de septiembre de 2019.

Para efectos del ensanche, se adopta un ancho basal del canal de 2 m, manteniendo la pendiente de los taludes actuales (60°). Adicionalmente, se requiere de una rampa de acceso de menor pendiente para que pueda ingresar de forma efectiva el cargador, tal como muestra la siguiente figura.

Figura Nº 4-22 Esquema de plataforma de acceso al canal, para ingreso de cargador compacto



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Se adopta un largo de 5 m para la plataforma, que facilite el giro, entrada y salida de la maquinaria.

Tabla Nº 4-31 Dimensiones plataforma de acceso

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b_p	2	[m]
Largo de plataforma	L_p	5	[m]
Alto	H_p	0,7	[m]
Ancho taludes	a_p	2	[m]
Pendiente talud K	K_p	2,86	[H:V]
Perímetro	P_p	6,2	[m]

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Además, el canal se debe ensanchar a 2 m, quedando con la siguiente configuración de diseño:

Tabla N° 4-32 Nuevo dimensionamiento del canal para labores de limpieza

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b'	2,00	[m]
Taludes laterales	K	1,73	[H:V]
Altura canal	H	0,70	[m]
Ancho superficial	B'	2,81	[m]
Área canal	A	2,25	[m^2]
Perímetro	P	4,80	[m]

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Para efectos del mantenimiento con cargador compacto, se requiere de un revestimiento que permita resistir el peso de la máquina, por lo tanto, se propone un revestimiento de hormigón tanto en la plataforma de acceso como en el canal afecto a ensanche.

- Servidumbres y/o interferencias

El trazado a alterar presenta las siguientes servidumbres y/o interferencias.

Tabla N° 4-33 Servidumbres y/o interferencias detectadas en solución 2-3-POC-DC

Roles interceptados	Agricultores
3570-11	MENESES PACHECO ALBERTO
3570-9	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.
3570-10	WILSON GAVIA
3570-14	SUSANA ARANGUIZ
3570-19	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.
3570-18	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.
3570-38	RAMOS VARGAS FRANCISCO
3570-1	ARAMAYO CHINCHILLA JUAN
3570-17	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.
3570-28	HOTELERA Y TURISMO ATACAMA LIMIT

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Costos

A continuación, se presentan los costos directos de las alternativas propuestas.

Tabla Nº 4-34 Costos asociados a las soluciones propuestas del diseño en el canal matriz, 2-3-POC-DC

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Costo total	$55.992.000	$269.540.000	$399.491.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Beneficiarios

La siguiente tabla da cuenta del número de beneficiarios, y una estimación de los costos por regante y por superficie.

Tabla Nº 4-35 Costos por beneficiarios y hectáreas, de las soluciones propuestas

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Superficie Enc. (ha)	8,4	8,4	8,4
Nº Regantes	7	7	7
Costo por regante	$6.665.714	$32.088.095	$47.558.452
Costo por ha	$7.998.857	$38.505.714	$57.070.143

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

d) 1-4-TUL-DC: Diseño Canal y Control Dunas

- Descripción solución

Esta solución pretende disminuir los problemas asociados a la incorporación de sedimentos producto de las dunas y el viento aledañas al canal. Para ello se proponen las mismas soluciones de cierre del canal o entubamiento propuestas anteriormente (ECC). Cabe señalar que la opción de entubado no es preferida por los locatarios, por lo cual se decide por el cierre de canal a través de losetas o acero corrugado.

Para los efectos del mantenimiento, la limpieza del canal se hará de forma manual al menos una vez al año. Para ello las losetas de hormigón contarán con azas de levante para acceder a limpiar el canal. Del mismo modo, para la apertura de la alternativa de placas de acero corrugado, estas deberán abrirse por medio de los pernos de sujeción dispuestos en cada extremo, para luego poder remover la pieza completa y de esta forma acceder al canal.

Adicionalmente se evalúa la alternativa de realizar las labores de mantenimiento con una cargadora compacta (Bobcat o similar), lo cual requiere un ensanche del canal (y revestirlo) para que pueda ingresar esta máquina y realizar las labores de limpieza de sedimento de forma rápida y efectiva.

- Criterios de diseño

Para el caso de las losetas de hormigón y de la plancha de acero corrugado MP152 no se requiere un diseño hidráulico propiamente tal, por cuanto solo se necesita el ancho total del canal para la instalación elementos de apoyo, que sirven de base para la instalación de las obras. Para estos efectos, se consideró un ancho total de 1 m de la parte alta del canal.

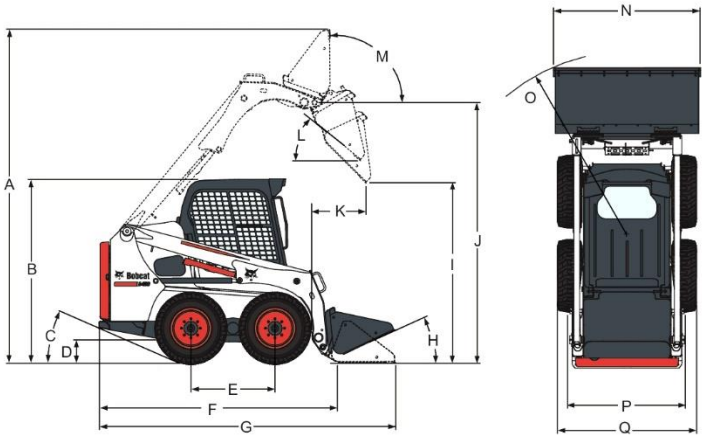
Para las labores de mantenimiento con una cargadora compacta, se utilizan las dimensiones de la máquina como criterio de diseño del ensanche. Se utilizan las siguientes dimensiones dadas a continuación:

Tabla N° 4-36 Dimensiones Bobcat modelo S530

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Largo	F	2,5	[m]
Largo con pala	G	3,2	[m]
Ángulo para bajada	C	23	[°]
Ancho total	Q	1,49	[m]

Fuente: Elaboración propia con datos de dimensiones Bobcat modelo S530. SMI- 2019

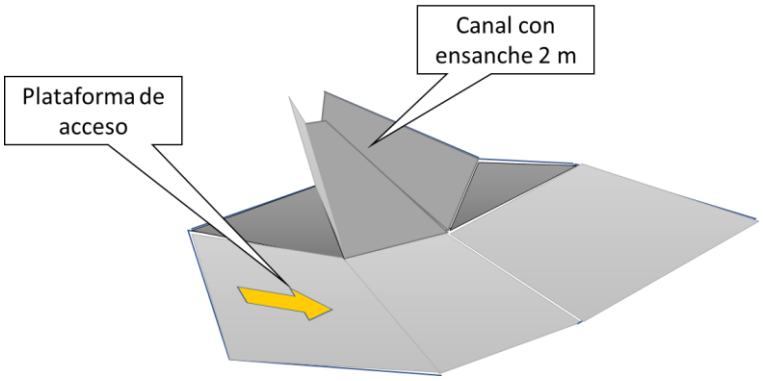
Figura N° 4-23 Esquema de dimensiones minicargador marca Bobcat S530



Fuente: https://www.bobcat.com/eu/es/loaders/skid-steer-loaders/models/s530/specs-options. Consultado el 6 de septiembre de 2019.

Para efectos del ensanche, se adopta un ancho basal del canal de 2 m, manteniendo la pendiente de los taludes actuales (60°). Adicionalmente, se requiere de una rampa de acceso de menor pendiente para que pueda ingresar de forma efectiva el cargador, tal como muestra la siguiente figura.

Figura Nº 4-24 Esquema de plataforma de acceso al canal, para ingreso de cargador compacto



Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Se adopta un largo de 5 m para la plataforma, que facilite el giro, entrada y salida de la maquinaria.

Tabla Nº 4-37 Dimensiones plataforma de acceso

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b_p	2	[m]
Largo de plataforma	L_p	5	[m]
Alto	H_p	0,7	[m]
Ancho taludes	a_p	2	[m]
Pendiente talud K	K_p	2,86	[H:V]
Perímetro	P_p	6,2	[m]

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Además, el canal se debe ensanchar a 2 m, quedando con la siguiente configuración de diseño:

Tabla Nº 4-38 Nuevo dimensionamiento del canal para labores de limpieza

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Ancho basal	b'	2,00	[m]
Taludes laterales	K	1,73	[H:V]
Altura canal	H	0,70	[m]
Ancho superficial	B'	2,81	[m]
Área canal	A	2,25	[m^2]
Perímetro	P	4,80	[m]

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Para efectos del mantenimiento con cargador compacto, se requiere de un revestimiento que permita resistir el peso de la máquina, por lo tanto, se propone un revestimiento de hormigón tanto en la plataforma de acceso como en el canal afecto a ensanche.

- Servidumbres y/o interferencias

El trazado a alterar presenta las siguientes servidumbres y/o interferencias.

Tabla N° 4-39 Servidumbres y/o interferencias detectadas en solución 1-4-TUL-DC

Roles interceptados	Agricultores
3565-68	ARAMAYO CHINCHILLA JUAN
3565-10	INV. E INMOBILIARIA ATACAMA LTDA.
3565-1	HOTELERA Y TURISMO ATACAMA LIMIT
3565-86	AGUIRRE ABAN SERGIO FERNANDO
3565-85	NARCISA ROSARIO VILCA
3565-84	CORANTE JARAMILLO JORGE PASCUAL
3565-47	REYES GALLARDO JOHAN CRISTIAN
3565-24	SANDON ABAN MARIA LUISA
3565-50	SANDON ABAN MARIA LUISA
3565-7	SANDON ABAN MARIA LUISA
3565-26	REYES MAMANI VICTOR
3565-20	LISBOA FLORES MARIA CECILIA
3565-82	AYAVIRE MORO ANTOLIN
3565-46	SUC. LEONARDO REYES
3565-70	SUC. LEONARDO REYES
3565-11	LUZMIRA MAMANI AGÜERO
3565-16	INVERSIONES TULOR SPA
3565-53	SOCIEDAD ROMERO Y DOMINGUEZ LIMI
3565-60	CORANTE MANUEL J SUC
3565-32	MALDONADO DE ZARATE CAROLINA
3565-14	ABALOS TORRES JORGE Y OTROS
3565-25	CORANTE GUISBER JOSE
3565-12	MARTINEZ AGUERO ANTONIO Y OTROS
3565-64	LOPEZ MAMANI CONCEPCION
3565-89	SELTI EDUARDO
3565-90	CORANTE VD MAMANI JOSEFA
3565-55	GAHONA BAUTISTA ISABEL LORENA Y OTR

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Costos

A continuación, se presentan los costos directos de las alternativas propuestas.

Tabla N° 4-40 Costos asociados a las soluciones propuestas del diseño en el canal matriz, 1-4-TUL-DC

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Costo total	$56.849.000	$273.667.000	$405.579.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Beneficiarios

La siguiente tabla da cuenta del número de beneficiarios, y una estimación de los costos por regante y por superficie.

Tabla N° 4-41 Costos por beneficiarios y hectáreas, de las soluciones propuestas

Item	Loseta	MP 152	Ensanche canal y revestimiento
Superficie Enc. (ha)	21,65	21,65	21,65
N° Regantes	68	68	68
Costo por regante	$2.625.820	$12.640.508	$18.733.441
Costo por ha	$836.015	$4.024.515	$5.964.397

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

vi. Desarenador y mantención (DM)

- Descripción solución

El diseño de los desarenadores contempla la remoción de una partícula característica del flujo, el cual permita reducir de forma importante la medida de sólidos suspendidos en el agua destinada para riego.

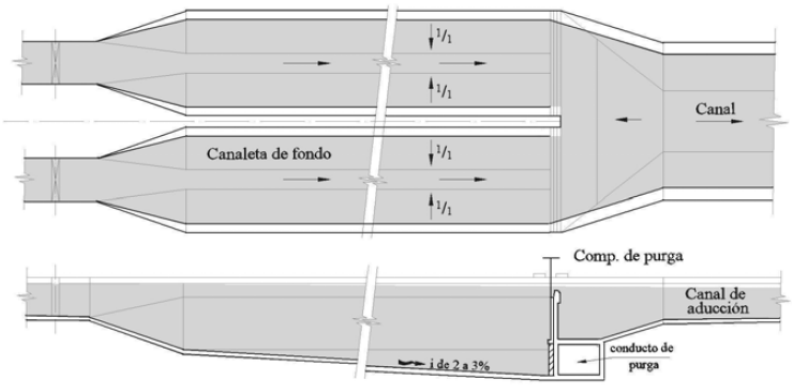
Se ha visto que en algunos sectores tales como singularidades y zonas de baja pendiente, el sedimento se acumula en el fondo del canal, provocando una disminución de la capacidad hidráulica del mismo como también embancamientos significativos en alcantarillas o sectores entubados, llegando incluso a provocar desbordes en algunas zonas. De las reuniones de participación ciudadana, gran parte de los problemas identificados corresponden a problemas de sedimentos en el canal y en los tranques, siendo estos últimos los más perjudicados por disminuir notoriamente su capacidad de almacenamiento.

Por otro lado, se ha observado que los sedimentadores existentes no estarían abatiendo correctamente las partículas, lo cual se debe a que no fueron diseñados con las consideraciones hidráulicas apropiadas, funcionando solamente como pozos aquietadores de aguas, sin contemplar gradas de salida o sistemas duales que permitan una limpieza efectiva incluso en momentos de operación del canal, desviando las aguas cuando corresponda.

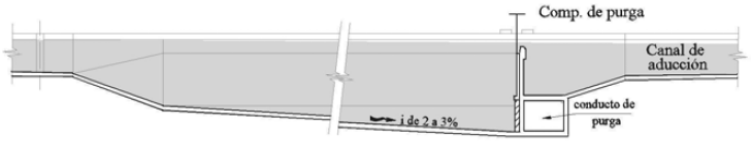
Bajo las consideraciones anteriores, el presente consultor propone un desarenador lento de purga discontinua (remoción manual de sedimentos) de 2 o más unidades, con un sistema de abatimiento basado en el tamaño y densidad de partículas, y considerando además una grada de salida efectiva que permita escurrir las aguas libres de sedimentos a la salida. La siguiente figura muestra un esquema de este diseño:

Figura Nº 4-25 Esquema básico de desarenador de purga discontinua propuesto para el sistema de San Pedro

a) Vista en planta



b) Vista lateral



Fuente: Horacio Mery, 2013. Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras.

Se ha observado que el sistema de canales de San Pedro es generalmente de alta pendiente, lo cual produce escurrimientos del tipo torrente. Es por ello que aguas arriba del sedimentador existir una obra que permita aquietar el movimiento del chorro de ingreso, de otra forma la alta velocidad de las aguas de ingreso provocará una re-suspensión de los sedimentos decantados del desarenador, disminuyendo la eficiencia de este.

El mantenimiento del desarenador será de dos tipos, manual o a través de un conducto de purga. Cada tipo se evaluará dependiendo de la cota del terreno, si es que permite el sistema de conducto de purga (evacuación de las arenas).

La evaluación de este diseño no genera problemas desde el punto de vista legal, de interferencias o ambientales, por cuanto la implementación del mismo está ligado al trazado mismo del canal, sin alterar áreas colindantes a las obras ya existentes.

Se recomienda la instalación de una cerca alrededor del desarenador, para resguardar que no ingresen animales, o menores (dependiendo de si es zona urbana), quienes podrían ingresar a la piscina decantadora.

A continuación, se presentan las variables y criterios generales de diseño. Se efectúa el diseño para 3 desarenadores tipo en función del tamaño, para luego parametrizarlas y seleccionar aquellas que sean de gran tamaño, mediano y menores, para cada uno de los problemas presentados. Se incorpora un acápite donde se detallan las reglas mínimas de operación, limpieza y mantenimiento de la obra.

Finalmente se presenta una cubicación y costos de los 3 desarenadores, considerando costos de inversión y mantenimiento.

- Criterios de diseño

A continuación, se indican las variables y criterios adoptados para diseñar el sedimentador de tipo simple.

- Variables Generales
  - Q : Caudal de diseño del sedimentador [m^3/s]
  - d : Diámetro de la partícula de diseño [mm]

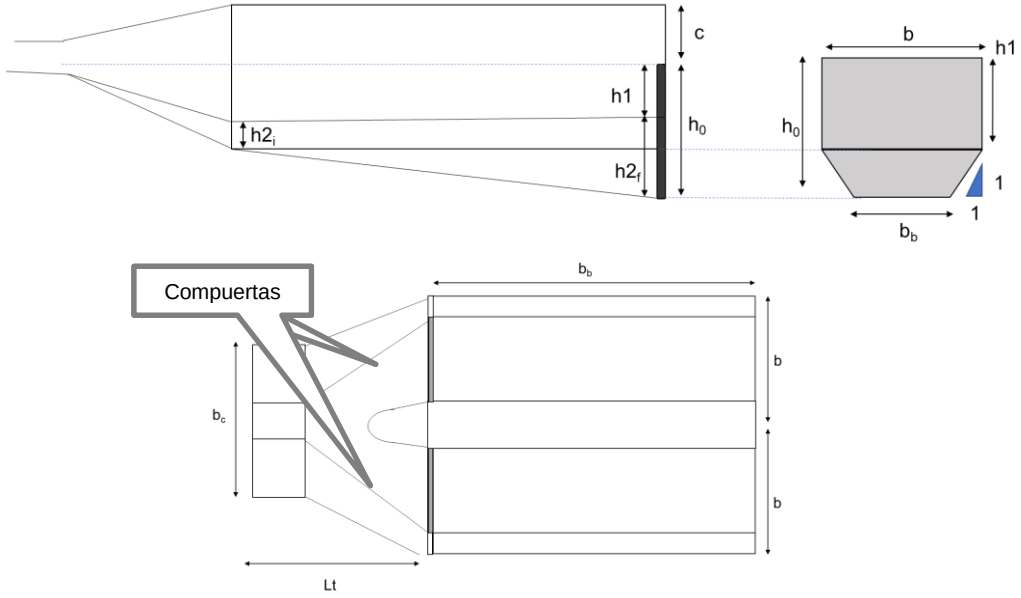
- Tamaño del sedimentador
  - L : Longitud [m]
  - B : Ancho [m]
  - H : Profundidad [m]
  - A_H : Área horizontal del sedimentador = B L [m^2]
  - A : Área transversal del Sedimentador = B H [m^2]
  - V : Volumen del sedimentador [m^3]

- Las variables relativas al flujo y a las distintas velocidades que participan del proceso son las siguientes:

  ω_0 : Velocidad de Sedimentación
  v_0 : Velocidad de Arrastre

La siguiente figura muestra las dimensiones del sedimentador, para el tipo de 2 unidades.

Figura N° 4-26 Dimensiones parametrizadas del sedimentador



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

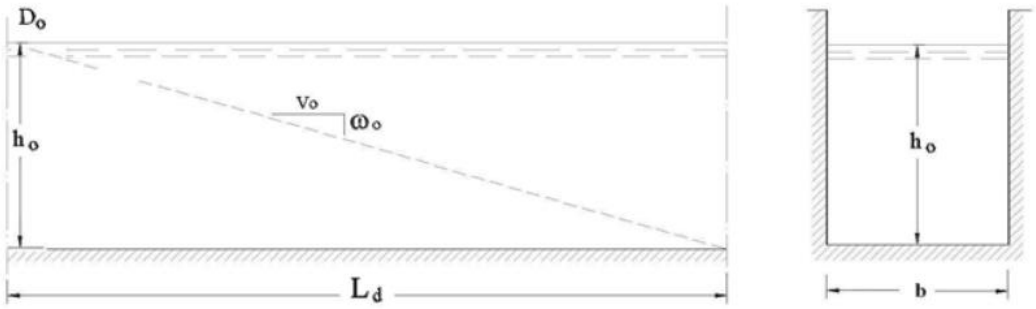
Para el diseño se utilizaron los siguientes parámetros. Se utilizaron 3 valores de caudal para generar 3 sedimentadores tipo.

Tabla N° 4-42 Parámetros generales de diseño

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q	0,1 - 0,5 y 0,9	[m^3/s]
Diámetro de la partícula	d	0,15	[mm]
Densidad del agua	ρ	1000	[kg/m^3]
Densidad de la partícula	ρ_p	2600	[kg/m^3]
Densidad relativa de la partícula	S	2,6	[-]

El cálculo del largo del sedimentador requiere de las velocidades de arrastre y de la velocidad de sedimentación de la partícula.

Figura N° 4-27 Parámetros mínimos para el cálculo del largo de un sedimentador



Fuente: Horacio Mery, 2013. Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras.

Donde:

ω_0: Velocidad de sedimentación (m/s).
v_0: Velocidad de arrastre (m/s).
h_0: Profundidad efectiva del sedimentador (m).
L_d: Largo del sedimentador (m).
b: Ancho efectivo del sedimentador (m).

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación, se utiliza la fórmula simplificada de Song Zhiyao (2008).

$$\omega_0 = \frac{\nu}{d} \cdot d_*^3 \left[38{,}1 + 0{,}93 \cdot d_*^{\frac{12}{7}}\right]^{-7/8}$$

$$d_* = \left(\frac{(S-1)g}{\nu^2}\right)^{1/3} d$$

Donde:
ω_0: Velocidad de sedimentación (m/s).
ν: Viscocidad cinemática (m^2/s). Se utilizó el valor para 15°C.
d_*: Diámetro adimensional de la partícula.
d: Diámetro característico del sedimento a abatir (m).
S: Peso específico relativo de las arenas, se usó un valor de 2,6.
g: Aceleración de gravedad (m/s^2)

Luego, para el dimensionamiento del sedimentador, se utilizó la siguiente relación:

$$\frac{L_d}{h_0} = \frac{v_0}{\omega_0}$$

Adicionalmente se estima un largo adicional para los efectos de la disminución de eficiencia por la turbulencia.

$$\frac{L_d}{h_0} = \frac{v_0}{\omega_0 - u}$$

Donde:

u: componente turbulenta de velocidad (m/s).

El cual para efectos estimativos se utiliza la fórmula propuesta por Sokolov (1986):

$$L'_d = 1{,}18 \frac{v_0}{\omega_0} h_0$$

Para efectos del arrastre de fondo o arrastre incipiente de los sedimentos decantados, se estima la velocidad friccional de fondo como:

$$v_* = \sqrt{g \cdot J \cdot R_h}$$

$$R_h = \frac{\Omega}{P}$$

Donde:
v_*: Velocidad friccional de fondo (m/s).
J: Pérdida de energía por fricción (m/m).
R_h: Radio hidráulico (m).
Ω: Área de escurrimiento (m^2).
P: Perímetro mojado (m).

Como criterios de verificación hidráulica y de geometría del sedimentador, se utilizan los siguientes puntos.

- Criterio de Bagnold (1966) para arrastre incipiente de sedimentos:

$$\frac{v_*}{\omega_0} > 1$$

- Criterio de Van Rijn (1994):

$$\frac{v_*}{\omega_0} > \frac{4}{d_*} \quad ; para\ 1 < d_* \leq 10$$
$$\frac{v_*}{\omega_0} > 0{,}4 \quad ; para\ d_* > 10$$

- Summer et al (1996):

$$\frac{v_*^2}{(s-1)gd} ; para\ 0{,}13 < d < 3\ [mm]$$

- Criterio de relación geométrica del sedimentador entre el ancho y su largo:

$$\frac{L_d}{b} > 5$$

Bajo las consideraciones anteriores, los resultados del cálculo permitieron adoptar la geometría de los siguientes sedimentadores, en función del caudal de diseño.

Tabla N° 4-43 Dimensiones geométricas de los sedimentadores, según caudal de diseño adoptado

Q diseño [l/s]	Longitud efectiva [m]	Profundidad efectiva [m]
100	7,5	1,2
500	18	1,8
900	30	3,5

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

A continuación, se presentan los sedimentadores para cada una de las soluciones abordadas:

Tabla N° 4-44 Resultados del dimensionamiento de los sedimentadores, para cada solución

Solución	Caudal de diseño (l/s)	Largo sedimentador	Profundidad sedimentador	N° unidades paralelas
2-1-VIL-DM	200	18	1,8	2
5-2-BET-DM	200	18	1,8	2
1-3-POC-DM	200	18	1,8	2
5-4-TUL-DM	200	18	1,8	2

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Servidumbres y/o interferencias

A continuación, se presentan los predios afectos a posibles interferencias a los sedimentadores proyectados en el sistema de San Pedro.

Tabla N° 4-45 Servidumbres y/o interferencias detectadas en las soluciones donde se proyectan sedimentadores

Código	Predio afecto	Agricultor
2-1-VIL-DM	S/I 1	Sin Información
5-2-BET-DM	3555-11	PALTA CORAJE ERIKA DEL CARMEN
1-3-POC-DM	Sin predios	Sin predios
5-4-TUL-DM	Sin predios	Sin predios

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Costos

A continuación, se muestran los costos directos para los 3 tipos de sedimentadores propuestos. Además del diseño de este, se consideraron las obras de aproximación de entrada y de salida.

Tabla Nº 4-46 Costos asociados a las obras destinadas a desarenación según caudal de diseño

Caudal de diseño [l/s]	Longitud sedimentadores [m]	Costo [$]
100	7,5	$9.122.000
500	18	$30.010.000
900	30	$60.816.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Beneficiarios

La siguiente tabla da cuenta del número de beneficiarios, y una estimación de los costos por regante y por superficie en función de la ubicación del sedimentador.

Tabla Nº 4-47 Costos por beneficiarios y hectáreas, de las soluciones del tipo desarenador y mantención

Código	Q diseño [l/s]	Costo [$]	Superficie Enc. (ha)	Nº Regantes	Costo por regante	Costo por ha
2-1-VIL-DM	200	$30.010.000	2,5	4	$12.004.000	$7.502.500
5-2-BET-DM	200	$30.010.000	31,66	37	$937.884	$811.081
1-3-POC-DM	200	$30.010.000	8,4	7	$3.572.619	$4.287.143
5-4-TUL-DM	200	$30.010.000	21,65	68	$1.386.143	$441.324

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Mantenimiento

Para la correcta operación del desarenador se requiere de una mantención periódica de sus unidades. El propósito de incorporar dos unidades en vez de una recae precisamente en que de esta forma no se pierde continuidad a la operación ante cualquier eventualidad sobre el sedimentador.

Para el mantenimiento se debe en primer lugar cerrar la compuerta de entrada a la unidad. Luego se debe despichar el sistema (de instalarse) para eliminar el agua en su interior, habilitando que personal pueda ingresar a la unidad para remover los sedimentos u otro material en su interior.

Resulta de suma importancia realizar una inspección visual del sedimentador, antes y durante los turnos de riego en operación, por cuanto estos sistemas acumulan cualquier elemento que pueda caer al canal, ya sea basuras o ramas, los que disminuyen enormemente la eficiencia de estos.

Una correcta operación del sedimentador implica que las aguas a la salida de éste deben escurrir sin sedimentos visibles (sólidos suspendidos), evitando de este modo que se produzcan eventos de embanques o acumulación de arenas en el canal mismo.

vii. Revestimiento (RE)

- Descripción solución

Esta solución radica en realizar mejoras en sectores donde el revestimiento es inexistente (canales en tierra), como también el reparar zonas donde la estructura de las obras se encuentra dañada, por lo que requiere de una reposición o mejora.

En el presente informe se estudiaron los siguientes revestimientos:

- Revestimiento de hormigón H-20 con espesor de 20 cm

Esta solución es la más común y es la que se observa en los tramos donde existe revestimiento de hormigón. Consiste básicamente en generar una estructura delgada con mallas para luego hormigonarlas, generando una obra rígida que permite disminuir las filtraciones en terreno natural, además de adoptar una geometría fija a la conducción.

Figura N° 4-28 Solución de revestimiento de hormigón en canales

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Mampostería de piedra

Dependiendo de la disponibilidad de materiales en terreno, está la posibilidad de generar una estructura con hormigón y roca, lo cual permite abaratar costos en la medida que la disponibilidad de este material sea fácil. Particularmente en el sector de San Pedro no es común encontrar este material, lo cual incrementa los costos de esta solución.

Figura Nº 4-29 Solución de revestimiento en canales con mampostería de piedra

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Mantas de hormigón (Concrete Canvas)

Esta solución corresponde a un rollo de hormigón reforzado con un geotextil, el cual se instala de forma rápida en una zanja y se agrega agua para su endurecimiento. En la actualidad es una de las opciones preferidas, esto debido a gran rapidez de instalación en comparación al revestimiento de hormigón. Reúne las mismas características de impermeabilización y resistencia del material de hormigón, por lo que finalmente es una alternativa atractiva frente a otras soluciones.

Figura Nº 4-30 Solución de revestimiento en canales con mantas de hormigón

Fuente: Concretecanvas.com

- Shotcrete

Shotcrete u hormigón proyectado, corresponde al proceso de inyección de hormigón a alta velocidad sobre una superficie, generando una costra en la superficie de un terreno, evitando que este pierda su forma. En canales es utilizado para disminuir la infiltración, pero tiene menor resistencia frente a las mantas de hormigón o revestimiento del mismo.

Figura Nº 4-31 Solución de revestimiento en canales con shotcrete

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Geomembrana

El revestimiento con geomembrana se basa en la instalación de una manta de material de PVC o HDPE, generando prácticamente una impermeabilización del canal, con un bajo costo. La desventaja principal de esta solución es que presenta una vida útil corta, más aún en el sector de San Pedro donde la radiación solar es elevada, lo cual quema este material en el corto plazo. No obstante, se toma en cuenta como alternativa por cuanto es la opción más económica.

Figura Nº 4-32 Solución de revestimiento en canales con geomembrana

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Criterios de diseño

Estas soluciones no requieren criterios de diseño por cuanto serán proyectadas con la geometría de los canales existentes. A continuación, se presentan las geometrías utilizadas incluido el largo total de los sectores que requieren de algún tipo de mejora con revestimiento.

Tabla N° 4-48 Dimensiones del revestimiento

Solución	Longitud [m]	Ancho [m]	Alto [m]	Pendiente talud [H:V]	Perímetro mojado [m]	Superficie estimada a cubrir [m^2]
3-1-VIL-RE	2306	0,4	0,5	1,1	1,89	4.358
8-1-VIL-RE	1630	0,4	0,5	1,1	1,89	3.081
4-2-BET-RE	1048	0,5	0,5	2	2,74	2.872

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Servidumbres y/o interferencias

Esta solución no presentaría servidumbres y/o interferencias, en el sentido de que las obras se efectúan sobre el mismo canal,

- Costos

En base a los precios unitarios mencionados al inicio de este acápite, los costos asociados a cada alternativa propuesta se presentan a continuación:

Tabla N° 4-49 Costos por obra

Solución	Hormigón H-20 e = 20cm	Mampostería de piedra	Manta de hormigón e = 5mm	Shotcrete	Geomembrana
3-1-VIL-RE	$108.674.000	$ 264.300.000	$ 155.542.000	$29.617.000	$25.167.000
8-1-VIL-RE	$76.816.000	$186.821.000	$109.945.000	$20.935.000	$17.790.000
4-2-BET-RE	$71.626.000	$120.116.000	$102.517.000	$19.521.000	$16.588.000

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

- Beneficiarios

Los beneficiarios de las soluciones de revestimiento corresponderían al sector de Larache y Aguilar. A continuación, se estiman los costos por hectárea y por regante beneficiado.

Tabla N° 4-50 Costo de revestimiento según superficie beneficiada

Solución	Canal	Superficie Enc. (ha)	Costos por hectárea				
			Hormigón H-20 e = 20cm	Mampostería de piedra	Manta de hormigón e = 5mm	Shotcrete	Geomembrana
3-1-VIL-RE	Vilama	2,5	$43.469.600	$105.720.000	$62.216.800	$11.846.800	$10.066.800
8-1-VIL-RE	Vilama	2,5	$30.726.400	$74.728.400	$43.978.000	$8.374.000	$7.116.000
4-2-BET-RE	Beter	31,66	$2.262.350	$3.793.936	$3.238.061	$616.582	$523.942

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

Tabla N° 4-51 Costo de revestimiento según regantes beneficiados

Solución	Canal	Regantes	Costos por regante				
			Hormigón H-20 e = 20cm	Mampostería de piedra	Manta de hormigón e = 5mm	Shotcrete	Geomembrana
3-1-VIL-RE	Vilama	4	$27.168.500	$66.075.000	$38.885.500	$7.404.250	$6.291.750
8-1-VIL-RE	Vilama	4	$19.204.000	$46.705.250	$27.486.250	$5.233.750	$4.447.500
4-2-BET-RE	Beter	37	$1.935.838	$3.246.378	$2.770.730	$527.595	$448.324

Fuente: Elaboración propia, SMI 2019.

4.1.2. Generales

4.1.2.1. Bocatomas Canal Vilama

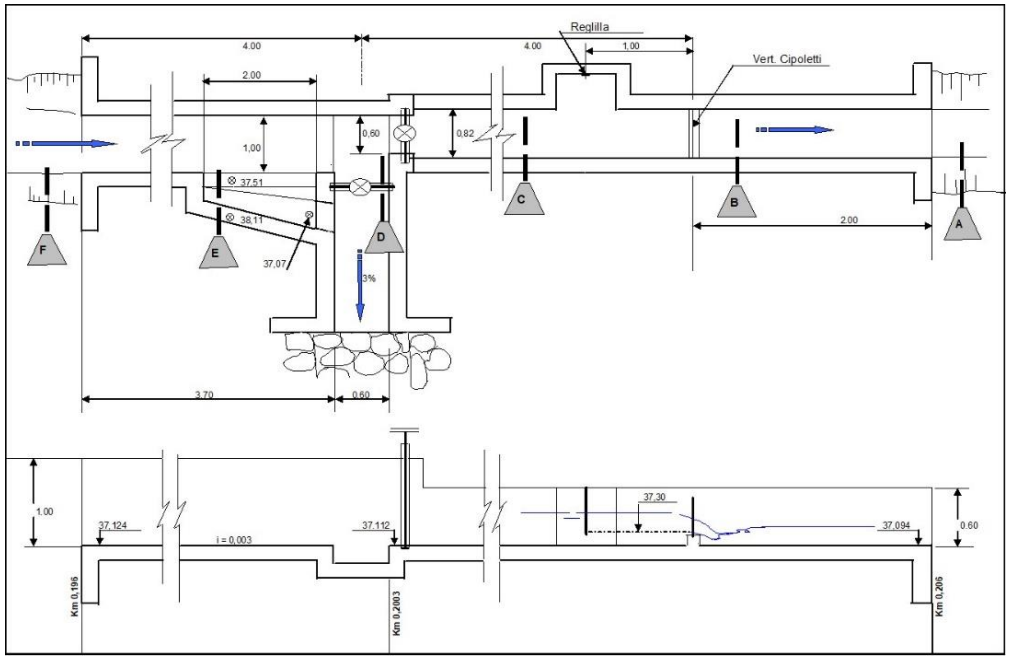
La bocatoma del río Vilama es del tipo transversal al río por medio de una barrera de hormigón, desde la que nace la obra de toma propiamente tal, donde se aforan los caudales, se botan los excesos y se conducen las aguas al canal matriz Vilama.

Debido a las características del rio Vilama, el cual tiene un bajo nivel de agua a lo largo del año y solo se ve incrementado en época de las crecidas producto del invierno altiplánico, la bocatoma no se opera de manera de producir una autolimpieza de los sedimentos que quedan depositados y la forma de limpieza es por medio de maquinaria o manual.

La barrera transversal de hormigón es de Hormigón armado y se encuentra en buen estado, las mejoras deben desarrollarse desde la compuerta de captación, elemento aforador, evacuador de excesos y conducción inicial del canal Vilama, de manera de evitar la sedimentación del mismo en épocas de crecidas.

La figura siguiente muestra la planta tipo de la obra descrita, a continuación de la barrera transversal del río.

Figura N° 4-33 Esquema Obra de Captación Considerada



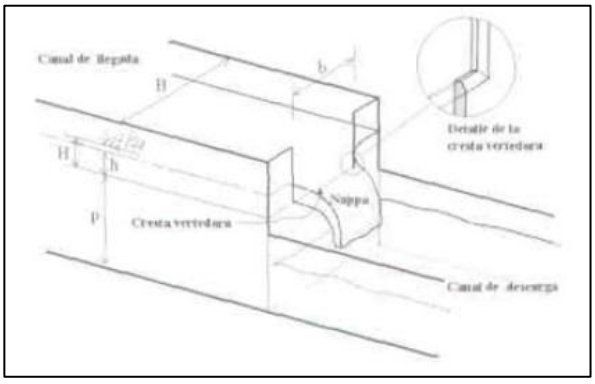
Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

La cota de coronamiento del pretil fusible debe ser tal que forme una poza de captación cuyo nivel de agua sea suficiente para captar el caudal de diseño, tomando en cuenta las pérdidas de carga de entrada a la obra propiamente tal.

Para defensa de las crecidas se requiere la incorporación de muros laterales de protección fluvial, para evitar el paso de la crecida hacia la obra de toma y el canal matriz en sus primeros metros, tanto desde aguas arriba como desde aguas abajo. La altura de los muros de la toma será el que permita captar el caudal máximo con una revancha de a lo menos 10 cm con la compuerta totalmente abierta. Esta obra se diseña sobre la base de que permita el paso de la crecida del río para un periodo de retorno del orden de los 150 años.

El caudal será controlado por una compuerta frontal, y se medirá en un aforador trapecial del tipo Cipoletti, mediante la simple lectura de una regla graduada o limnimetro. Aguas arriba de la compuerta frontal, se proyectará un vertedero de rebalse y una compuerta lateral de desagüe al río San Pedro.

Figura N° 4-34 Aforador del Tipo Cipoletti



Fuente: Medición de Caudales Mediante Vertedores. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Año 2001.

La obra se diseñará en hormigón armado y ambas compuertas con hojas de acero del ancho del canal: la frontal de una altura tal que estando totalmente abierta se capte el caudal de diseño del canal. La operación de las compuertas se realizará mediante un volante unido a un vástago con hilo.

Figura Nº 4-35 Compuerta de Acero con Volante

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

El canal de toma será de hormigón de sección rectangular de un ancho mayor al de la compuerta, para reducir la altura de la estructura hacia aguas arriba, determinada por el nivel del caudal máximo que se admita operar. Se considera un caudal de control superior en un 75% (equivale a 50% de incremento en la altura de escurrimiento normal).

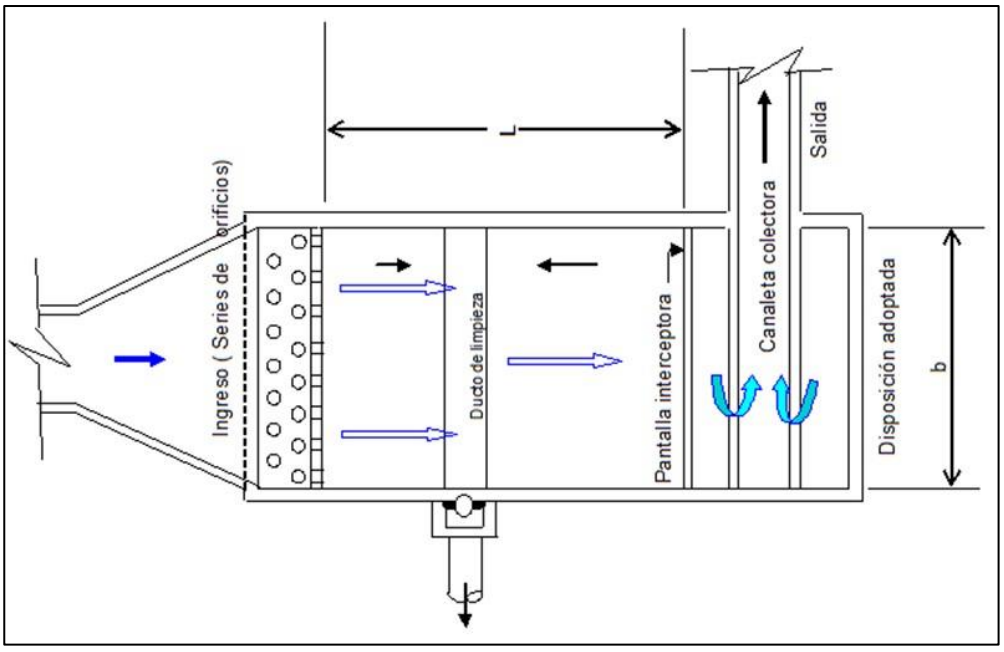
Es decir, con la entrega operando en su caudal máximo, el excedente se evacuará por el vertedero de rebalse sin necesidad de operar la compuerta de desagüe, se agregará además una revancha mínima de 15cm.

La longitud de las obras posteriores a la compuerta frontal se calculará tomando en cuenta el desarrollo del resalto que se origina al estar la compuerta semicerrada, entrando el caudal máximo al canal, adicionando una longitud apropiada para controlar el nivel de agua para medir con precisión el nivel en el limnímetro del aforador que sigue a continuación.

Aguas abajo del aforador se desarrollará un canal de sección rectangular del mismo ancho basal que el aforador con una transición terminal al canal revestido.

Posteriormente y una vez que se ha pasado la medición de caudal, se incorporará un desarenador el que permitirá efectuar la limpieza del canal previo a su ingreso al sistema. Para el diseño del desarenador se considerará el caudal de diseño y la retención de arenas gruesas (d > 0,15mm). Para lo anterior, se plantea que el canal se conectará al desarenador a través de una transición del orden de 3,80m de largo, para conectar finalmente a una sección rectangular de ancho 4,0m. Posteriormente el agua es conducida hacia el canal de salida, controlado a través de una pantalla interceptora.

Figura Nº 4-36 Desarenador Tipo Propuesta Obra de Toma



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De esta manera, una vez que el caudal ha sido aforado e ingresado en el sistema de riego, previo a su conducción y distribución se efectúa el desarenado del agua. El desarenador considerado es doble en paralelo, de manera de que mientras uno está en limpieza, el otro se encuentra operativo.

Para el diseño a nivel de perfil de estas obras, se va a considerar la obra de captación con su respectivo aforador, el diseño de estas obras se realizará parametrizando el rango de caudales a captar por la obra entre 0 y 0,25 m^3/s.

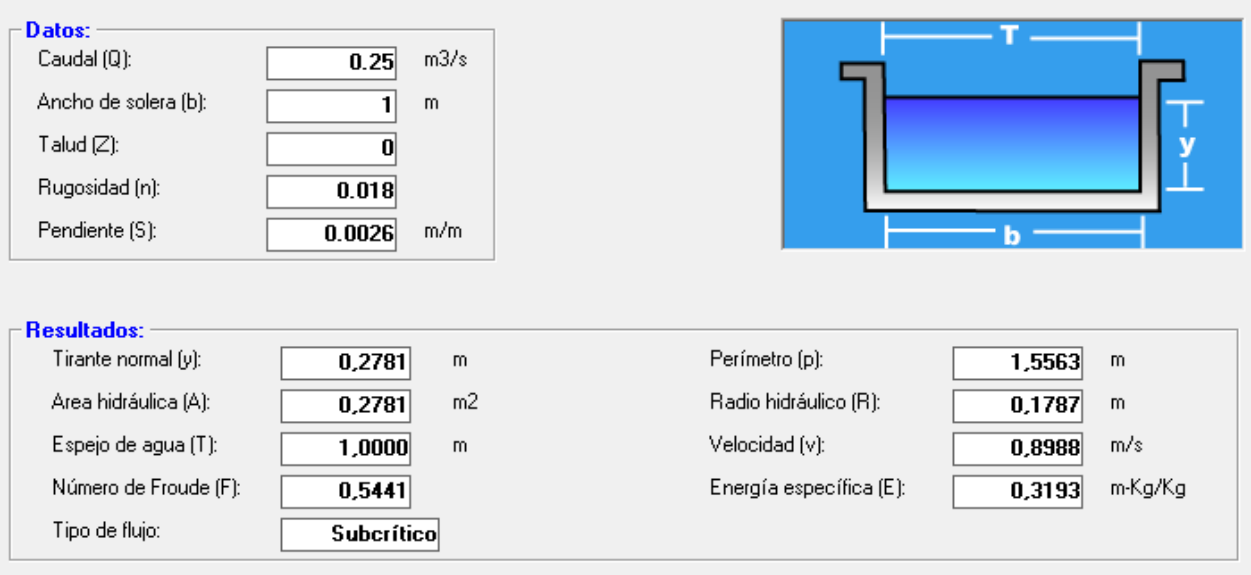
Rango entre 0 y 0,25m^3/s.

La sección tipo escogida para este tipo de bocatoma y canal de entrega es la siguiente:

- Base : 1 m.
- Altura : 0,5 m.
- Pendiente : 0,0026.
- Rugosidad : 0,018.

Las características del escurrimiento se pueden mostrar a continuación:

Figura Nº 4-37 Análisis Características Hidráulicas Obra de Toma

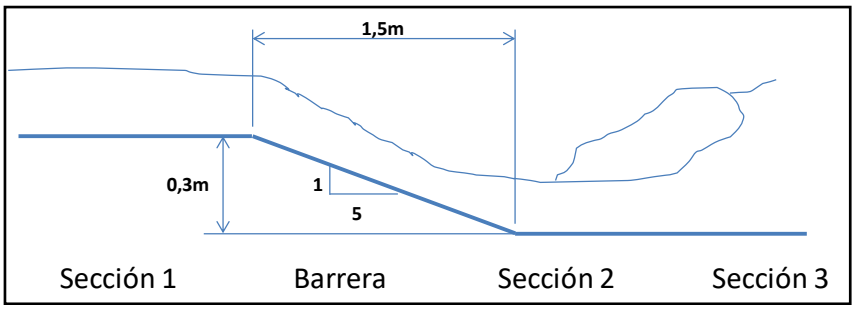


Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Esc. Normal	Esc. Crítico
hn= 0,28 m.	hc= 0,19 m.

Se define como "a3", la sección aguas abajo de la bajada del aforador. Esto permite determinar la altura de las paredes del canal hacia aguas abajo, evitando problemas de pérdidas de agua o erosión en el canal de riego producto del resalto.

Figura Nº 4-38 Secciones aforador para rango entre 0 y 0,25m^3/s



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019

Para el cálculo se "a3" se impone la siguiente condición:

$$a_3 + h_1 \geq 1.1h3 \qquad h_1 = altura\ en\ canal$$

Se admite que el resalto se desarrolla en lecho de pendiente mixta y, "h2" se calcula como sigue:

$$h_2 = 0.65hc = 0.65 \cdot 0.19 = 0.12m.$$

Entonces, si $h2 = 0.12m.$ y empleando la ecuación de resalto en sección rectangular, se tiene:

$$\frac{h3}{h2} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+8F_2{}^2} - 1\right)$$

$$F_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gh_2}} = \frac{2{,}1}{\sqrt{9.8 \cdot 0{,}12}} = 1.94$$

$$h_3 = \frac{0{,}12}{2}\left(\sqrt{1 + 8 \cdot 1.94^2} - 1\right)$$

$$h_3 = 0{,}28m.$$

En consecuencia:

$a_3 + h_1 \geq 1{,}1 \cdot 0{,}28$

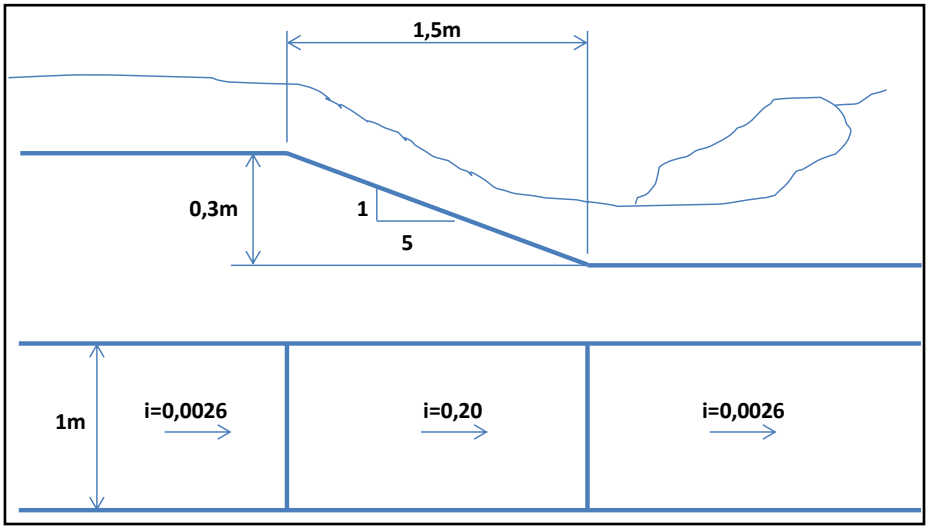
$$a_3 \geq 0{,}31 - 0.28 = 0{,}02m$$

Por seguridad, se adopta $a_3 = 0.025\,m.$

Se deduce que no es necesario realizar una cubeta para soportar el resalto.

Considerando lo bajo de los caudales y lo que se busca en el punto de aforo es independizar el escurrimiento de aguas abajo con respecto a aguas arriba y considerando que, por factibilidad constructiva, la altura mínima que deberá tener la caída de agua es de 30cm = 0,30m, las dimensiones del aforador aguas abajo de la compuerta, quedan de la siguiente manera:

Figura N° 4-39 Dimensiones aforador para rango entre 0 y 0,25 m^3/s



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019

Sobre la base de lo anterior, el presupuesto estimativo de este tipo de obra es de $22.371.774.-

Tabla N° 4-52 Costo Directo Obras Mejora Bocatoma

Ítem	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Hormigones (H30) Canal	m^3	25	150.000	3.750.000
Hormigones (H30) Protección Lateral	m^3	250	150.000	37.500.000
Enfierradura (85 kg/m^3)	kg	21.250	2.000	42.500.000
Compuertas	c/u	2	500.000	1.000.000
Desarenador	c/u	2	10.728.836	21.457.672
Total Costo Directo ($)				**106.207.672**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, es un costo elevado de mejoras en la bocatoma, lo anterior para captar un caudal del orden de 220 l/s. Lo anterior será analizado en el desarrollo de este estudio.

4.1.2.2. Sistemas de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua

Sobre la base de la información recopilada en el estudio, en lo referente a turnos de riego, la cual ha sido obtenida principalmente por medio de las respuestas dadas por los regantes en la encuesta agronómica y lo señalado en las actividades de participación ciudadana, junto con la revisión de los estatutos de la asociación de regantes, se ha desarrollado una modelación del sistema de repartición de caudales.

i. Análisis del Sistema de Turnos de Riego Actual

Para la modelación del sistema actual de turnos de riego, se ha procedido a desarrollar un modelo basado en la red unifiliar de riego del sistema y los turnos de riego antes descritos, de esta manera se ha efectuado una primera iteración considerando la información recopilada de las encuestas agronómicas y las actividades de participación ciudadana, de manera de definir una situación actual aproximada.

De esta manera, en la tabla siguiente se ilustra los turnos de riego considerados para el sistema de San Pedro, tomando en cuenta que la distribución de los tiempos de duración de los días de riego por turno es función de la superficie de cada grupo de riego.

Tabla N° 4-53 Resumen de Desglose de los Turnos de Riego Situación Actual

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Superficie (ha)	% DAA	Duración Turno (días)	Frecuencia (días)
Vilama	Vilama	1	8,70	0,025	1,00	29,00
Vilama	Alambrado	1	9,00	0,025		
Poconche	Poconche	2	67,35	0,190	6,00	24,00
Beter	Beter	3	151,17	0,427	13,00	17,00
Tulor	Tulor	4	117,42	0,332	10,00	20,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En la tabla anterior, puede apreciarse que los turnos de riego tienen una frecuencia bastante alejada, la que se encuentra entre los 17 y los 29 días, dependiendo de la superficie a beneficiar. Es necesario indicar que en el caso del Grupo de riego 1, específicamente en el Ayllu de Vilama, se cuenta con un tranque de regulación corta, que permite abastecer con un poco más de caudal dicho sector.

El riego en el sector de Vilama se produce las 24 horas del día, es decir no se cierra el sistema, de manera de que se pueda regar durante todo el día.

De esta manera se ha considerado que la totalidad de los grupos de riego riegan en el mes, obteniéndose una frecuencia de riego promedio de 23 días para cada grupo.

De igual manera, en la modelación considerada se han considerado las demandas de riego de los cultivos, de manera de ver desde el punto de vista de los volúmenes requeridos de agua para satisfacer los cultivos en estos turnos. Lo anterior se aprecia en la tabla siguiente.

Tabla Nº 4-54 Demandas de Riego por Grupo y Turno de Riego

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Duración Turno (Días)	Superficie (ha)	DMDA Max. (m^3/mes/ha)	Q DMDA (m^3/mes)	Vdiario DMDA (m^3)	Vhorario DMDA (m^3)	Q DMDA (m^3/s)
Vilama	Vilama	1	1,00	8,70	4.878	42.439	42.439	1.768	0,491
Vilama	Alambrado	1		9,00	4.878	43.902	43.902	1.829	0,508
Poconche	Poconche	2	6,00	67,35	4.878	328.533	54.756	2.281	0,634
Beter	Beter	3	13,00	151,17	4.878	737.407	56.724	2.363	0,657
Tulor	Tulor	4	10,00	117,42	4.878	572.775	57.277	2.387	0,663
Total			**30,00**	**353,64**	**4.878**	**1.725.056**	**255.097**	**10.629**	**2,953**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que el grupo de riego que presenta una mayor demanda de riego corresponde al grupo 4, con un Volumen máximo diario de 57.277 m^3, lo anterior se debe a la cantidad de superficie de riego que posee y sus demandas máximas de riego.

Al efectuar el cruce de la información de las demandas de riego, perdidas por filtración y caudales disponibles en el río durante los días de riego, es posible determinar las seguridades de riego existentes en el sistema. Lo anterior se muestra en la tabla siguiente.

Tabla Nº 4-55 Seguridades de Riego Estimadas por Grupo de Riego en la Situación Actual

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Q DMDA (m^3/s)	Q 85% Pexc. (m^3/s)	Pérdidas (%)	Qdisp. Riego (m^3/s)	Seguridad Riego (%)
Vilama	Vilama	1	0,491	0,087	8%	0,040	8%
Vilama	Alambrado	1	0,508	0,087	18%	0,036	7%
Poconche	Poconche	2	0,634	0,087	29%	0,062	10%
Beter	Beter	3	0,657	0,087	39%	0,053	8%
Tulor	Tulor	4	0,663	0,087	47%	0,046	7%
Total			**2,953**	**0,087**	**28%**	**0,047**	8%

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En la tabla anterior puede apreciarse que las seguridades de riego de la situación actual, para la totalidad del área cultivada y regada, se encuentran comprendidas entre el 7 y el 10% dependiendo del grupo de riego.

De esta manera se considera que para la totalidad del sistema la seguridad de riego está dada por el grupo que menor seguridad tiene, que corresponde al grupo 4 con un 7%. Lo anterior hace apreciar lo distante que se encuentra el sistema de la seguridad requerida por la CNR para sus proyectos de riego, la cual es del 85%.

De igual manera, con el fin de estimar las disponibilidades de caudal del río San Pedro con respecto a los turnos de riego, se ha efectuado un balance de los caudales pasantes por el río en el resto del horario que se encuentra fuera del rango comprendido entre las 8 y 18 horas que es el riego habitual. Lo anterior se presenta en la tabla siguiente:

Tabla N° 4-56 Caudal de Río Fuera de Turno de Riego Habitual (Regulación Nocturna)

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Q 85% Pexc. (m^3/s)	Horas Noche	Vol. Tranque Nocturno (m^3/noche)
Vilama	Vilama	1	0,087	10	3.132
Vilama	Alambrado	1	0,087	10	
Poconche	Poconche	2	0,087	10	3.132
Beter	Beter	3	0,087	10	3.132
Tulor	Tulor	4	0,087	10	3.132

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene una pequeña disponibilidad de caudal en los grupos de riego, considerando el caudal del río en horario nocturno. Es de hacer notal que en el caso del tranque Vilama del grupo 1, se estima que este tiene una capacidad del orden de los 1.500 m^3, lo anterior coincide con la disponibilidad de agua para almacenar en forma nocturna.

Sobre la base de lo anterior y considerando que en el caso del Valle de Vilama, el riego ocurre durante las 24 horas del día, se considera que la incorporación de nuevos tranques en el sistema conducirán solamente a mejorar los horarios de riego y no a aumentar las seguridades del sistema. Es decir, se podrá almacenar el agua en la noche para utilizarla en el día, pero para poder abastecer con el agua requerida para el llenado de los tranques para los Ayllus, sobretodo los localizados aguas abajo del sistema, se debe realizar las mejoras de las perdidas por filtración en los canales de riego, sino no será posible llegar con el agua requerida para hacer una regulación nocturna satisfactoria.

De igual manera es necesario recalcar el tema de las pérdidas por filtración en el sistema, lo anterior considerando que, aunque la red se encuentra revestida, la gran mayoría de sus tramos fueron construidos en la época de los años 60, por lo que el estado de dichos hormigones es paupérrimo en muchas partes del trazado, incluso en alguno ya encontrándose desaparecido o totalmente fisurado.

Con este tipo de mejoras se puede aumentar la seguridad de riego del sistema y mejorar la cantidad de agua a distribuir por turno de riego.

De esta manera, se tiene que podría proyectarse tranques del orden de 3.000 m^3 para los Ayllus de los grupos 2, 3 y 4 para mejorar el riego de este sector, o en su defecto disponer de este volumen de agua para riego en otro horario.

ii. Propuestas de Mejora en Sistema de Riego Existente

Es necesario señalar que la actualidad de la baja seguridad de riego del sector agrícola se explica, casi en su totalidad, por la muy mala calidad y baja seguridad de abastecimiento de agua, tanto para el riego como para otros usos básicos. Lo anterior se debe al comportamiento de los ríos del sector, los que, en los últimos años, han visto disminuidas sus disponibilidades de caudal.

Considerando lo anterior y el análisis desarrollado del sistema de turnos de riego implementado, se plantea que desde el punto de vista de la distribución de los turnos en el día no hay mayores modificaciones que efectuar, lo anterior debido a que la distribución de agua por turnos está pensada para beneficiar a la totalidad de los sectores en proporción a sus superficies, de acuerdo a lo señalado por los estatutos de la Asociación de Regantes.

Otra falencia detectada tiene relación con la operación del sistema, debido a lo extenso del mismo, no se tiene identificados posibles problemas que estén ocurriendo en la red (o extracciones), para lo anterior la recomendación es de implementar sistemas de monitoreo y control a distancia, de forma que cada grupo pueda analizar efectivamente el caudal que está ingresando y como está siendo conducido en el sistema, lo que permite detectar problemas de forma inmediata y optimizar el uso de agua, evitando pérdidas en el sistema por problemas de control y operación. Lo anterior permite acotar los tiempos de reacción frente a alguna eventualidad y de esta manera evitar las pérdidas de caudal.

iii. Sistema de Monitoreo y Control Propuesto

El último tiempo se está desarrollando una gran inversión en obras del tipo telemetría y operación a distancia de los canales de riego a lo largo de chile. Este tipo de implementaciones permite modernizar la red de riego en forma importante desde el punto de vista operacional, acelerando los tiempos de reacción frente al control de los caudales a incorporar en los distintos canales de riego que componen un sistema dado.

Otro punto de gran importancia que tiene la implementación de este tipo de sistemas tiene relación con el control y recopilación de información a lo largo de la red, comenzando con la información registrada en el embalse (datos como los niveles de la laguna y las aperturas y caudales entregados por la obra de entrega del mismo), junto con la información recibida en las bocatomas del sistema (midiéndose caudales y tirantes hidráulicos), pudiendo en una segunda etapa realizar la regulación de dichas tomas en función de la información recibida.

Este tipo de control y operación fino de las obras de riego permite mejorar y optimizar el uso de los caudales, de forma tal de poder establecer un sistema de entregas lo más acorde posible con los derechos de agua y/o acciones de los miembros del sistema de riego.

Producto del cambio climático y la cada vez mayor demanda de agua, sobretodo de parte de la agricultura, hacen que la implementación de este tipo de sistemas sea cada vez más necesaria y así cuidar de una mejor manera los recursos hídricos y su repartición.

En el caso del proyecto para el mejoramiento del sistema de riego del Río Vilama, el sistema posible de implementarse con respecto a la medición remota de caudales tiene relación con la automatización de las mediciones en ciertos puntos particulares de la red. Los principales sectores propuestos para realizar la medición remota de caudales son los tranques (por medio de la válvula de entrega de caudales de riego) y en las captaciones de los canales matrices y posterior división en los canales secundarios, en el caso de esta red de riego, la mejor opción es realizar dichas mediciones por medio de caudalímetros instalados en secciones uniformes de la red.

Dicha información que es medida y captada por medio de caudalímetros eléctricos, será registrada mediante un sistema digital y transmitido mediante señal WIFI o UHF hacia el sistema principal implementado en la sede de la Asociación de Regantes o un punto a determinar por ellos en el sistema.

Estos sistemas de teledetección constan de los siguientes elementos principales:

- Adquisición.

Corresponde a la disponibilidad de equipos y accesorios para la implementación del sistema, para lo cual se deben analizar los proveedores existentes en el mercado y cercanos a la zona en la cual se implementará el proyecto. Se debe considerar que este tipo de sistemas deben operar de la manera más simple posible.

- Transmisión.

Corresponde a la transmisión de la información que es registrada en los diferentes puntos de la red y sistemas a implementarse, este sistema de envío de señal se realiza mediante radio, señal UHF e incluso WIFI, dependiendo de los accesos de señal existentes en el sistema.

- Almacenamiento.

El sistema de almacenamiento de la información medida en los diferentes equipos es registrada mediante un disco duro o data logger el cual almacenará la información en equipos de pequeña dimensión y con gran capacidad de almacenamiento, de manera de poder acceder a la información cuando sea necesario, sin embargo, estos sistemas son restringidos en capacidad y si dicha información no es retirada a tiempo, pasa a ser reescrita con nueva información una vez que el sistema ha llenado su capacidad.

- Procesamiento.

Una vez que la información ha sido enviada a destino, esta es procesada por medio de un ordenador o equipo de proceso, los cuales son los encargados de traducir la información registrada, en este caso la información de los caudales liberados o que ingresan en los distintos puntos de la red.

- Distribución.

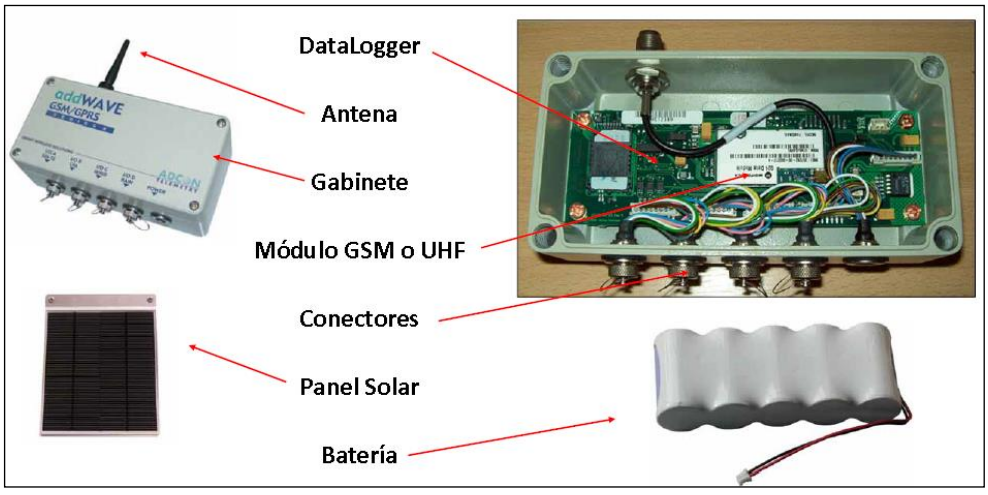
La distribución de la información hoy en día se realiza mediante forma digital vía internet o similares (también se desarrollan mediante señales de teléfono), otra forma es la de registrar dicha información en cuadernos y escritos mediante la edición de libros y textos de registro de la información y su distribución.

- Visualización.

La visualización del sistema corresponde a la proyección y procesamiento de la información ya procesada mediante un equipo o pantalla adecuada, generalmente se procesa mediante un software y hardware incorporado por medio de la empresa a cargo de la implementación del sistema. Esta visualización es simple y de fácil acceso a la información. Se realiza mediante un sistema SCADA el cual permite una fácil visualización y entendimiento del sistema.

En las imágenes siguientes se muestra las diferentes partes del sistema ya antes mencionadas con respecto al almacenamiento, registro y envío de la información de registro de caudales.

Figura Nº 4-40 Componentes Sistema de Almacenamiento de Señal y Energía



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En este caso, el interés está centrado en realizar el monitoreo de los caudales tanto en los tranques como en las redes de distribución de agua con fines de riego, esta red presenta tres problemas principales:

- ✓ La distancia a la que se encuentran los puntos de medición y su distribución espacial.
- ✓ Las dificultades topográficas y topológicas que presenta la red.
- ✓ El acceso de múltiples usuarios a la visualización de la información del estatus del sistema tranque-red de canales.

Para la estimación de caudales existen diversos métodos, tanto directos como indirectos.

Los métodos directos se basan en medir la velocidad del agua y ponderarla por la sección transversal de flujo, se incluyen también en este grupo los métodos que miden directamente volumen por unidad de tiempo.

Los métodos indirectos se basan en medir la altura de escurrimiento y a través de esta estimar un caudal. Este método es el utilizado hoy en día en las estaciones de aforo del lugar, es decir, estiman el caudal a partir del registro del nivel de agua para diferentes caudales. Estos registros se utilizan para trazar un gráfico del caudal v/s altura de escurrimiento, denominada curva de descarga.

En este acápite del proyecto se buscará una solución a la implementación de una red de monitoreo de caudales en una red de distribución de agua de riego utilizando tecnologías de transmisión de datos y estimación in situ de caudales mediante estaciones de aforo. El estudio debe considerar en forma complementaria el desarrollo de hardware y software ad hoc.

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se presenta una breve descripción a nivel de perfil de los principales elementos que han de conformar este sistema de medición y control.

a) Planteamiento General Sistema de Medición de Caudales

La red de riego está conformada en su totalidad por una red de canales matrices o principales que se deriva en una serie de canales secundarios y terciarios los cuales se trazan sobre la topografía de la zona.

En este caso los alcances del sistema de telemetría están relacionados con las válvulas de entrega de caudales en el embalse y las bocatomas de los canales matrices y los puntos donde se reparten las aguas a los canales secundarios.

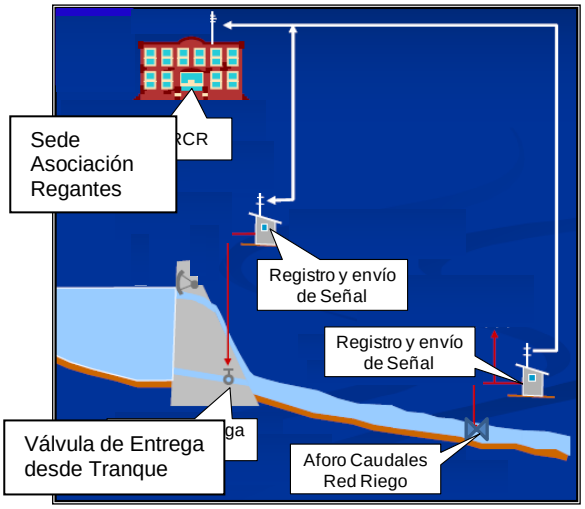
En forma adicional, el sistema consta de tres tranques de regulación corta y un estanque los que permiten efectuar una regulación de los volúmenes de agua disponibles en el sistema, por lo que también deben ser incorporados en el sistema.

De esta manera, el planteamiento general del sistema plantea que se registrarán los caudales tanto en la entrega de los tranques por medio de la abertura de sus válvulas de entrega, la cual por medio de la curva de descarga entregara el caudal en función de su apertura, valores que serán registrados y almacenados y enviados a la unidad central, la cual se ubicara en la sede a definir por la Asociación de Regantes.

Procedimiento similar al anterior se realizará en la red de canales de riego, en la cual se realizará el registro de los caudales por medio de un sensor ultrasónico o caudalímetro en el aforo del canal matriz principal (ubicado inmediatamente después de la bocatoma en el río) y el aforo también de los canales secundarios, inmediatamente después de la división con respecto al canal matriz principal (estos aforos también serán realizados mediante un sensor ultrasónico o caudalímetros), los cuales en cada punto de aforo permitirán el almacenamiento y envío de la señal hacia la sede a definir con la Asociación de Regantes.

En el esquema siguiente se muestran los componentes y el planteamiento general que tendrá el sistema de medición de caudales.

Figura Nº 4-41 Planteamiento General Sistema Medición de Caudales



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Para este estudio, se propone la implementación de una red de monitoreo de caudales en la red de distribución de agua de riego, utilizando tecnologías de transmisión de datos y estimación in situ de caudales mediante estaciones de aforo.

b) Sistema de Medición de Caudales Red de Riego

Del análisis de proyectos ejecutados en el país, se tiene que los instrumentos utilizados para medir las alturas de agua y caudales tienen una resolución inferior a los 3cm en las alturas de escurrimiento.

De entre los diversos sensores electrónicos para medir el nivel de agua (por ejemplo, flotadores, sensores ultrasónicos, sensores de presión hidrostática), se propone un sensor ultrásonico, ya que estos sensores no tienen contacto directo con el agua y no son afectados por la sedimentación ni por los sólidos arrastrados. Dentro de los sensores de este tipo utilizados en chile destacan el sensor Ultrasónico MAxSonar EZ1, fabricado por MaxBotic con un rango de medición de distancia de 0,15m a 6,45m con una resolución de 1,2cm, la salida de este sensor es de 0,5V; además posee otras cualidades como bajo costo, reducido tamaño, bajo consumo energético y facilidad de implementación.

En forma adicional se debe considerar que el uso de un sensor de altura de agua por si sólo no es suficiente ya que las mediciones se ven afectadas por las variaciones de temperatura del medio. Esto se debe a que un aumento de la temperatura se traduce en un aumento de la velocidad de propagación. La amplitud térmica de la zona central de chile es de alrededor de 20°C en temporada de riego, por lo que es recomendado adicionar a los módulos de medición, un sensor de temperatura LM335A de National Semiconductor, para corregir los errores inducidos por los cambios de temperatura.

c) Red Inalámbrica de Envío de Señal Red de Canales de Riego

El monitoreo de los caudales en la red de riego actual presenta tres problemas principales:

a) Distancia a la que se encuentran los puntos de medición y su distribución espacial.
b) Las dificultades topográficas y topológicas que presentan la red.
c) El acceso de múltiples usuarios a la visualización de la información del estatus de la red de canales (ya que los usuarios del sistema querrán tener control sobre la situación de su canal de riego).

Esta red de canales de distribución de agua con fines de riego consta de canales matrices principales y derivados. Por lo tanto, se debe medir el caudal en la captación del canal principal y luego en función de la topología de red de canales se mide el caudal en los puntos de distribución secundarios. En este caso debido a la relativa cercanía entre los puntos a medir, la recolección y transmisión de los datos es favorecida. El caso más desfavorable es aquel en el cual el canal principal no tiene derivaciones a lo largo de varios kilómetros, por cuanto aumenta la separación de los puntos de medición, por lo que se hace necesario medir y transmitir el caudal largas distancias.

Por este motivo se propone medir el caudal en la captación del canal principal y luego en función de la topología de la Red, medir los caudales en puntos de distribución primarios, los que típicamente dividen el agua en dos o más derivados. Dada la cercanía entre los puntos a medir, la recolección y transmisión de los datos es favorecida. El caso más desfavorable es aquel en el cual el canal principal no tiene derivaciones a lo largo de varios kilómetros, por cuanto aumenta la separación de los puntos de medición, por lo que se hace necesario medir y transmitir el caudal largas distancias.

En base a lo anteriormente mencionado, resulta útil utilizar dos tipos de transmisores de corto y largo alcance, ya que el costo de los primeros es inferior a los de largo alcance. Por lo tanto, se sugiere utilizar transmisores de corto alcance entre los canales secundarios y de largo alcance entre ellos.

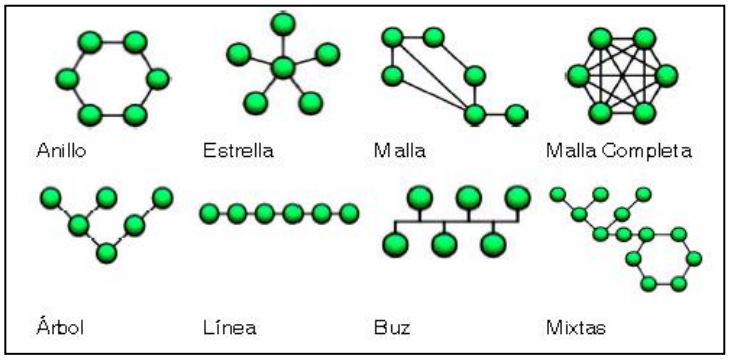
Los lugares de interés para la instalación de nodos de monitoreo son la bocatoma y los puntos donde se reparten las aguas.

Para la transmisión de los datos, se seleccionó una tipología de red mixta que combina tipología de malla con tipología de estrella para conectar tres tipos de transmisores/receptores, nodo base que tiene por función la recepción y almacenamiento de la información, nodo ruteador que actúa como puente entre los nodos remotos u otro nodo ruteador; nodo remoto cuya función es leer los sensores y enviar la información.

El nodo base se conecta en disposición de malla parcial con los nodos ruteadores, los que a su vez se conectan en tipología de malla con los nodos finales.

Las características de estos tipos de distribución se muestran a continuación:

Figura N° 4-42 Tipos de Distribución Envío de Señal



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Sobre la base de lo anterior, se recomienda que el diseño del envío de señal se realice considerando la forma del valle y del río, la idea de la distribución de señal tipo malla y estrella es la de permitir el funcionamiento del sistema en caso de que falle algún nodo, manteniendo la comunicación al interior del sistema.

El objetivo que se busca lograr con una distribución de señal del tipo malla es la que, en caso de falla de algún nodo, siempre exista otra ruta de envío, es decir que pase por otro nodo.

Esta tipología de red permite:

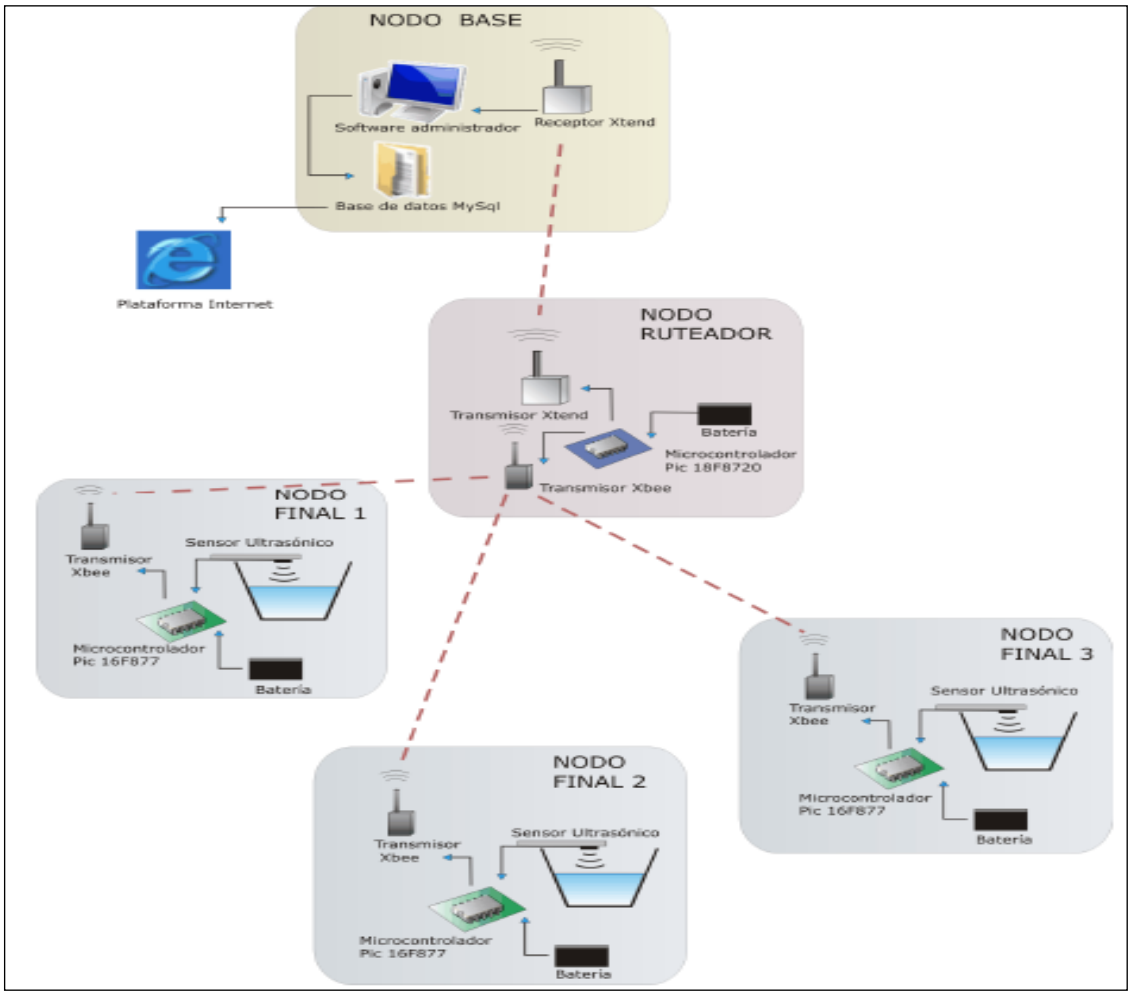
- Solucionar la interferencia de la señal producida por los cerros, la vegetación y los desniveles de terreno.
- Otorgar seguridad en la transmisión y recepción de los datos frente a la avería de algún nodo ruteador, ya que existe más de una ruta entre nodo base y nodos finales.
- Buena adaptación espacial de los puntos de interés sobre la red de canales.
- Factibilidad de incorporación de nuevos nodos.

Se propone como sistema de transmisión de las redes inalámbricas el protocolo ZigBee de transmisión para redes inalámbricas, el cual emplea nodos (módulos de radiofrecuencia) para colectar datos y transmitirlos a una central, la cual se caracteriza por tener mayor capacidad de procesamiento, memoria y recursos de radio (En este caso se propone como ubicación de la central la sede a definir por la Asociación de Regantes).

La central envía instrucciones a los nodos para controlar dispositivos conectados a ellos o rutear datos a otros nodos. Este protocolo se caracteriza por emplear hardware de bajo costo, bajo consumo de energía, alta confiabilidad en la transmisión de datos soporta diferentes tipologías de red y permite la interactividad con dispositivos ZigBee provenientes de diferentes fabricantes (Dato útil en caso de querer ampliar el sistema de recolección y manejo de información).

En la imagen siguiente se muestra un ejemplo de cómo ha quedado la red de distribución de señal considerada.

Figura Nº 4-43 Sistema Propuesto de Medición y Envío de Señal



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

d) Software

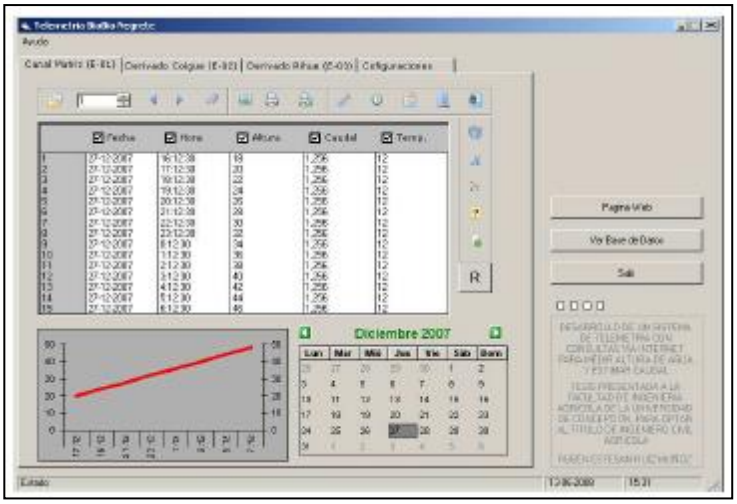
Para el manejo de la información es necesario el desarrollo de un software el cual sea el encargado de traducir la información recibida por el hardware para presentársela al usuario, con este fin se propone el desarrollo de un software el cual considere dos aplicaciones: una para los microcontroladores y otra para la interface de usuarios.

Respecto a los microcontroladores, se propone desarrollar un código que permita gestionar los ciclos de hibernación del microcontrolador, transmisor y sensores, con el propósito de reducir el consumo de energía y asegurar que los paquetes de datos a transmitir sean reducidos y que la transmisión ocurra en ciclos de operación reducidos (relación activación/hibernación). Lo anterior permite la alimentación del sistema mediante baterías.

Para la interfaz de usuario, se propone el desarrollo de un software en Visual Basic versión 6.0 o superior alojado en un computador local, destinado a controlar, almacenar y procesar el flujo de la información proveniente de la red de canales. Este software deberá permitir la comunicación a través de un puerto serial o entre un computador y los dispositivos electrónicos del sistema de monitoreo de caudal. Para el manejo desde internet de la información, se sugiere en forma adicional configurar el computador personal como servidor web usando un servidor HTTP que procese y almacene las lecturas recibidas por el transmisor en base de datos MySQL para gestionar el flujo de la información desde y hacia internet.

La presentación de la información puede realizarse mediante un tipo de pantalla como la que se muestra a continuación, con un informe de datos de altura para un canal especifico.

Figura N° 4-44 Pantalla Tipo para Informe de Datos de Altura de Agua



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

e) Presupuesto

Para estimar el costo de implementación del sistema de telemetría en base al sistema propuesto, se ha recurrido como base de datos, a los resultados de proyectos de telemetría desarrollados a nivel nacional por la CNR.

En este listado salen los proyectos que han sido beneficiados con bonificación para la implementación de un sistema de telemetría, en el cual sale descrito el N° de equipos a instalarse por sistema, un resumen de los resultados analizados se muestra a continuación:

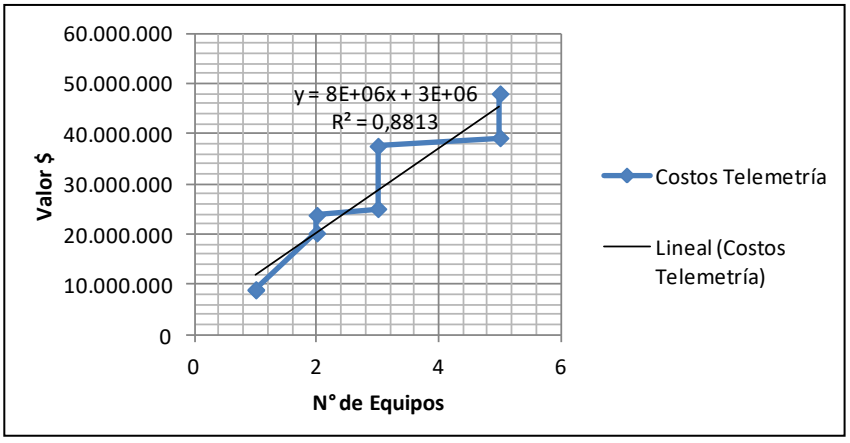
Tabla Nº 4-57 Proyectos Beneficiados con Bonificación para Implementación de Sistema de Telemetría

Proyecto Telemetría	Región	Nº Equipos	Costo UF	Costo $
Comunidad de Aguas Canal Quilvo	VII Región del Maule	1	406,95	8.952.900
Comunidad de Aguas Canal Socavón	VII Región del Maule	1	413,06	9.087.320
Asociación Canalistas Canal Galpón	VII Región del Maule	2	922,19	20.288.180
Asociación Canalistas Canal Peñaflor	VII Región del Maule	2	1084,82	23.866.040
Asociación Canalistas Canal Quillayes	VII Región del Maule	3	1142,13	25.126.860
Comunidad de Aguas Canal Abranquil B	VII Región del Maule	3	1709,54	37.609.880
Comunidad de Aguas Canal Maule Sur	VII Región del Maule	5	1783,31	39.232.820
Canal Distribuidor Maule Sur Etapa 1	VII Región del Maule	5	2183,43	48.035.460

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Analizando la información aquí obtenida, se tiene la siguiente distribución de valores para la implementación de este sistema según el número de equipos a instalarse:

Figura Nº 4-45 Costos de Telemetría



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como puede apreciarse la mayor diferencia presupuestaria en la implementación de estos equipos para igual cantidad, puede deberse a características del lugar de implementación, instalando equipos de mayor distancia, lo cual involucra costos más elevados. Para realizar una estimación de los costos de implementar este sistema en el proyecto en el Río Vilama, se ha considerado una tendencia lineal con respecto a los presupuestos aquí obtenidos.

El proyecto de telemetría de la red de canales considera la implementación de un total de 7 equipos de telemetría, 5 locales (uno por cada grupo de riego) más los 2 routers para enviar la información a larga distancia (Sector Alto Vilama y Alambrado + 3 Ayllus Aguas Abajo), considerando un equipo por canal a medir (Un canal por grupo de riego) más un equipo por cada tranque (4 tranques), se tiene un total de 9 equipos, los cuales tienen un costo aproximado que se desglosa en la siguiente tabla:

Tabla Nº 4-58 Costo Telemetría Sistema San Pedro

Ítem	Valor $
Implementación e Instalación Equipos	101.475.000
Puesta en Marcha (5%)	5.073.750
Repuestos (5%)	5.073.750
Sub Total	**111.622.500**
Gastos Generales y Utilidades (45%)	50.230.125
Total	**161.852.625**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

4.1.2.3. Tranques u Obras de Acumulación

El Tranque Vilama del Sistema tiene problemas de sedimentos y de elementos de su sistema, por lo que es requerida la incorporación de mejoras en el mismo.

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se listan los principales problemas identificados con sus alternativas de solución a nivel de perfil.

i. Obra de Alimentación Tranque

Como se ha mencionado con anterioridad, uno de los principales problemas que presentan los tranques en la zona tienen relación con la obra de alimentación a los mimos, ya que conduce una gran cantidad de sedimentos, los que no son tratados en forma adecuada en la actualidad. Para disminuir esta problemática se plantea la incorporación de desarenadores del tipo doble en el sistema. En la imagen siguiente se ilustra el tipo de desarenadores planteados.

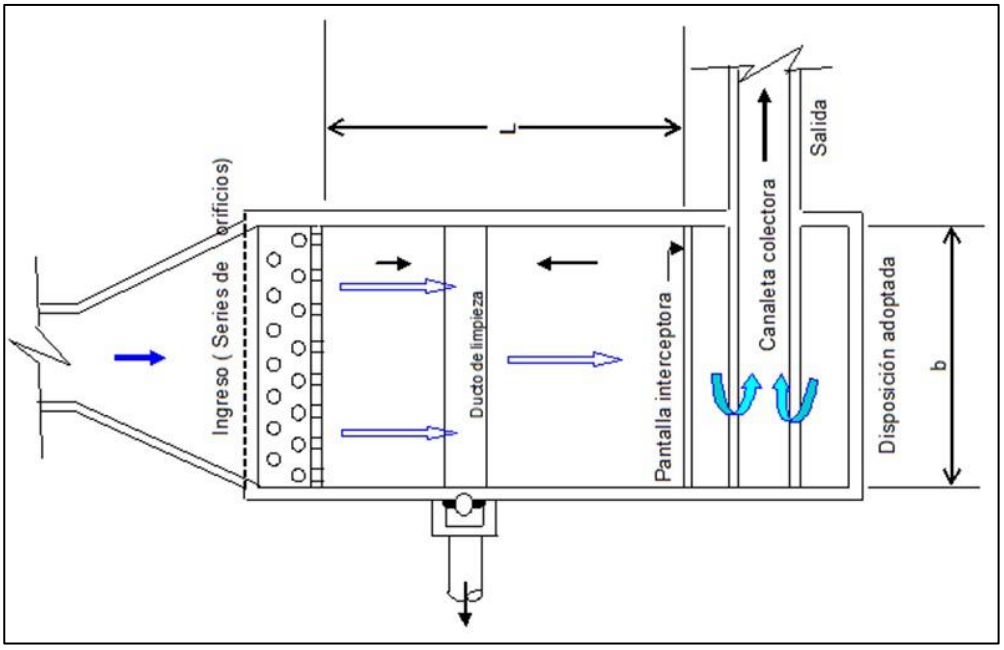
Figura Nº 4-46 Desarenadores en Paralelo

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En forma anterior al inicio del canal de alimentación del traque, se incorporará un desarenador el que permitirá efectuar la limpieza del canal previo a su ingreso al sistema. Para el diseño del desarenador se considerará el caudal de diseño y la retención de arenas gruesas (d > 0,15mm).

Para lo anterior, se plantea que el canal se conectará al desarenador a través de una transición del orden de 3,80m de largo, para conectar finalmente a una sección rectangular de ancho 4,0m. Posteriormente el agua es conducida hacia el canal de alimentación, controlado a través de una pantalla interceptora.

Figura Nº 4-47 Desarenador Tipo Propuesta Obra de Alimentación Tranque



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De esta manera, una vez que el caudal ha sido aforado e ingresado en el sistema de riego, previo a su conducción y distribución se efectúa el desarenado del agua. El desarenador considerado es doble en paralelo, de manera de que mientras uno está en limpieza, el otro se encuentra operativo.

Para el diseño de este tipo de desarenadores, se han considerado los mismos criterios y costos indicados en el diseño de desarenadores para la red de canales de riego del sistema, los que equivalen a un desarenador de una longitud de 30m con un ancho estimado de 4m y una altura de 3,5m. Lo anterior involucra un costo directo de la obra de $34.211.000 por desarenador, considerando que son dos desarenadores se tiene $68.422.000 por las dos unidades funcionando en paralelo.

En adición al costo anterior y considerando la profundidad que ha de tener dicho desarenador (3,5m), se tiene que para su limpieza se tendrán que utilizar elementos mecánicos o manuales, de ahí el ancho contemplado que permita el ingreso de una maquinaria a su interior.

ii. Impermeabilización del Tranque

Como se ha mencionado con anterioridad, el sistema de impermeabilización del tranque Vilama consiste en un radier de hormigón el cual ya se encuentra fisurado y dañado por el paso del tiempo, además de sufrir daños durante las operaciones de limpieza de sedimentos, por paso de maquinaría.

Sobre la base de lo anterior, al momento de efectuar el cambio del revestimiento impermeabilizante y considerando la extensión de la impermeabilización, se dará prioridad a los elementos del tipo gromembrana, por sobre a materiales de hormigón, lo anterior por facilidad constructiva, costos y tiempos de ejecución.

Una geomembrana se define como un recubrimiento, membrana o barrera de muy baja permeabilidad usada con cualquier tipo de material relacionado, aplicado a la ingeniería geotécnica para controlar la migración de fluidos en cualquier proyecto, estructura o sistema realizado por el hombre.

Para la selección del tipo de revestimiento a utilizar en los muros de presa de los embalses pequeños, se van a analizar las características e instalación de dos alternativas de material impermeabilizante, las geomembranas de polietileno de alta densidad (HDPE o PEAD) y las geomembranas bituminosas (Coletanche), con propósitos de impermeabilización en los embalses pequeños.

Para lo anterior, a continuación, se presenta un análisis comparativo de estas geomembranas, dando a conocer sus ventajas y desventajas, considerando las opciones a implementarse en estos sitios de embalse.

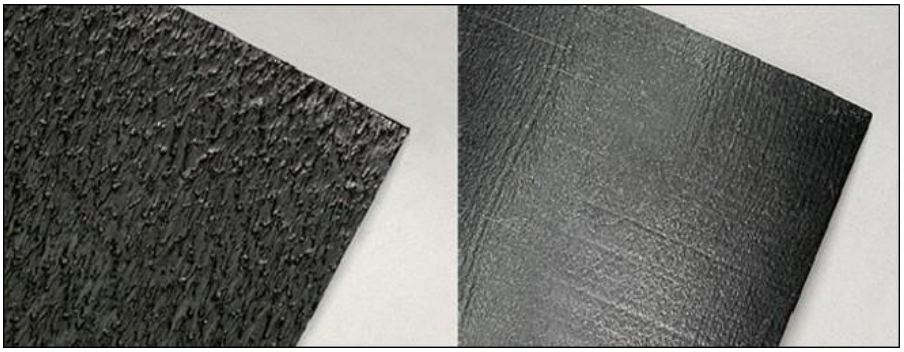
Es necesario recordar que las alturas de los muros de presa son de un máximo de 5m y el talud aproximado de colocación es de H.V = 2:1 para estos diversos muros de presa.

a) Descripción Geomembrana de Polietileno de Alta Densidad (HDPE)

Las geomembranas HDPE son las membranas poliméricas más frecuentemente utilizadas hoy en día, elegidas en el 95% de las aplicaciones de geomembranas. Estas membranas ganaron popularidad frente a las de PVC, debido a su amplio espectro de resistencia química, resistencia a los rayos UV y posibilidad de soldadura térmica en lugar de usar disolventes y pegamentos. El revestimiento normal se fabrica a base de film soplado o lamina plana de producto, con polímero virgen.

Las geomembranas de HDPE, son fabricadas con resinas vírgenes de polietileno de alta densidad y alto peso molecular (su densidad es del orden de 0,94 gr/cm^3) en aproximadamente un 97,5% y 2-3% de carbón (negro de humo), antioxidantes y estabilizadores de calor, otorgándoles una alta resistencia a la acción de los rayos ultravioleta de un coeficiente de expansión del 700%, haciéndolas excelentes para aplicaciones expuestas, garantizando una larga duración. No contienen aditivos que puedan evaporarse y causar deterioro a medida que pasa el tiempo.

Figura Nº 4-48 Geomembrana de HDPE Texturizada y Lisa



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

La impermeabilidad de las geomembranas es bastante alta comparada con los geotextiles o suelos, aún con suelos arcillosos; valores normales de permeabilidad para una geomembrana medida para transmisición de agua y vapor están en un rango de 110^{-2} a $1x10^{-15}$ cm/s, con esto las geomembranas son consideradas impermeables haciéndolas ideales para actuar como barrera al paso de fluidos y gases, además de poseer una alta fuerza tensible y excelente rigidez.

El sellado de estas geomembranas se realiza dentro y/o fuera de la obra, utilizando una máquina de cuña caliente y una máquina extrusora de resina de HDPE. Se utilizan con éxito para el aislamiento de terrenos con filtraciones, sobre muy diferentes estratos, los que pueden ser tierra, arena, concreto o acero.

En forma adicional a la geomembrana de HDPE, en el sistema de drenaje del muro, debe utilizarse una capa de geotextil, la cual tendrá la función de captación y conducción de fluidos en el plano del geotextil. De esta forma, la efectividad del drenaje de un suelo dependerá de la capacidad de drenaje del geotextil empleado y del gradiente de presiones a lo largo del camino de evacuación del fluido.

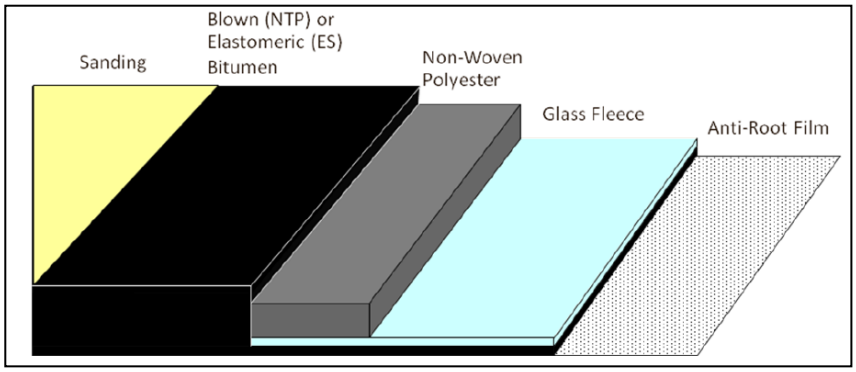
Adicionalmente el geotextil debe impedir el lavado o transporte de partículas finas, las cuales, al depositarse en él, reducen su permeabilidad horizontal. Además, debe garantizar el transporte de agua en su plano sin ocasionar grandes pérdidas de presión. De esta manera, se colocan como un dren de agua.

Esta función impide el paso a través del geotextil de determinadas partículas del terreno (según sea el tamaño de dichas partículas y el del poro del geotextil) sin impedir el paso de fluidos. En la práctica se utiliza el geotextil como filtro en muchos sistemas de drenaje. En estos embalses, se utilizará el geotextil junto con el sistema de drenaje en la base, utilizándolo como filtro en los tubos de drenaje a fin de evitar el taponamiento de los orificios de drenaje de dichos tubos.

b) Descripción Geomembrana Bituminosa (Coletanche)

Coletanche es una Geomembrana Bituminosa, la cual se basa en un geotextil no tejido de poliéster, completamente impregnado de betún y reforzado con un velo de vidrio para ayudar a la fabricación. En la parte superior de la estructura hay una capa de arena para facilitar la resistencia UV y facilitar el agarre a los instaladores. En la parte de abajo cuenta con un film anti-raíces para prevenir la perforación de las raíces de cualquier tipo de vegetación a través de la membrana.

Figura N° 4-49 Geomembrana Bituminosa (Coletanche)



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se muestra en la figura anterior, en su fabricación se emplean dos tipos de betún: un betún oxidado, la gama NTP y un betún modificado con elastómero, en la gama ES.

En la zona de drenaje del muro de presa, al igual que con la geomembrana de HDPE, se considera para este tipo de materiales, de la colocación de un geotextil, por las mismas razones antes descritas.

En forma adicional, para colocar un drenaje bajo la geomembrana bituminosa, en caso de ser requerido, existe también una malla de drenaje, la cual actúa en forma similar al geotextil.

A diferencia de la geomembrana de HDPE, la geomembrana del tipo Bituminosa es de un origen más reciente, por lo que no ha sido implementada en muchos proyectos en Chile, sin embargo, se ha utilizado en obras del tipo tranques de relave y de canales de aducción para centrales hidroeléctricas.

c) Comparación de Materiales entre HDPE y Coletanche

A pesar de que estas membranas presentan dos familias de geomembranas separadas, la siguiente comparación se ha realizado considerando el producto coletanche ES1 y láminas de 1,5mm de espesor de HDPE, los cuales corresponden a las alternativas recomendadas de impermeabilización a utilizarse en este tipo de embalses pequeños.

- ✓ Producción.

Hoy en día existen en el mercado muchos proveedores de membranas HDPE, ofreciendo una amplia selección de productos de fácil suministro a precios bajos, en forma adicional, esta tecnología ha sido ampliamente utilizada en Chile en proyectos de riego, sobretodo en la zona norte del país, dando excelentes resultados.
Lo anterior garantiza su disponibilidad de material en corto plazo (3 a 5 semanas).

La geomembrana Coletanche, en cambio, se produce en Europa, lo que involucra que su coste de producción es superior al HDPE. Lo anterior involucra un mayor plazo de disponibilidad del material, el cual es del orden de entre 8 a 10 semanas. En forma adicional, se ha utilizado en proyectos de tranques de relaves para Codelco y proyectos de canales de aducción para centrales hidroeléctricas, también dando excelentes resultados.

- ✓ Comparación entre Propiedades de las Geomembranas.

1. **Oxidación y Resistencia UV**

   Coletanche es extremadamente resistente a la oxidación y a los rayos UV gracias a que su geotextil poliéster se encuentra dentro de una capa de betún y de esta forma está protegido de las inclemencias del tiempo. Sin embargo, tiene las mismas falencias que una capa de asfalto, la cual sufre fracturas frente a bajas temperaturas, lo cual es solucionado con la incorporación de estabilizantes en los betunes.

   La fórmula de la membrana de HDPE incluye agentes antioxidantes y de protección UV, haciendo que la duración de esta membrana dependa de la calidad y cantidad de estos estabilizantes.

   En el caso de los tipos de membranas en análisis, se cumple exitosamente de la protección a la oxidación y resistencia UV, considerando las locaciones de instalación en la VI región, en la zona del secano costero.

2. Resistencia a la Perforación

La Geomembrana Bituminosa Coletanche es más resistente a la perforación que el HDPE (lo anterior se aprecia más abajo en cuadro comparativo entre materiales). Además, una ventaja que posee la geomembrana Coletanche es que se puede considerar auto-cicatrizante para pequeñas perforaciones gracias a la naturaleza viscoelástica del betún.

Sin embargo, para los materiales del terreno y cargas a las cuales estará sometida la membrana impermeabilizante, se considera que ambos materiales (HDPE y Bituminosa) cumplen bien con los requerimientos de resistencia a la perforación.

3. Fuerza de Tensión y Elongación

Los valores para ambas membranas, de fuerza de tracción y elongación en el punto de rotura se muestran en la tabla más abajo. Se puede observar en dicha tabla que la membrana de HDPE resiste más con respecto a la tensión al punto de rotura y elongación.

Lo anterior es importante al momento de instalación de la geomembrana, ya que esta puede quedar sometida a tensiones que la puedan deformar y al mismo tiempo durante la operación, debido a posibles asentamientos que pueda tener el terreno o deformación debida a cambios de temperatura, el HDPE se comporta mejor que la geomembrana bituminosa, lo anterior debido a que esta última tiene la componente bituminosa que no permite una gran elongación comparativa. Sin embargo, desde el punto de vista operacional, ambas cumplen con el requisito de resistencia a la tensión y elongación.

4. Resistencia al Desgarro

Con respecto a la resistencia al desgarro, la geomembrana bituminosa es aproximadamente cinco veces superior a la de la membrana de HDPE, lo cual garantiza que la geomembrana Coletanche es mucho más resistente durante los trabajos de construcción, pudiendo implementarse mayores maquinarias en su instalación.

Sin embargo, al ser embalses pequeños los que se están construyendo, no se considera la utilización de gran maquinaria en su construcción, por lo que la resistencia al desgarro presentada por el HDPE se encuentra más que suficiente para el tipo de obra a implementarse. En forma adicional, en proyectos de tranques pequeños en que se ha utilizado el HDPE, de similares características y dimensiones que los que se están proyectando, no se han presentado problemas durante la ejecución de las obras.

5. Duración

La duración de ambas membranas se considera similar en varias referencias (entre 25 a 30 años), por lo que ha de considerarse en su implementación que, para una vida útil del embalse de 50 años, se debe considerar un cambio de la membrana impermeabilizante al menos una vez en dicho periodo, independiente del tipo seleccionado.

6. Resistencia Química

En este caso, el fluido a ser almacenado en el embalse corresponde a agua de buena calidad, ya que será utilizada en riego, al mismo tiempo que los terrenos en que se emplazaran las obras corresponden a materiales del tipo gravo-arenosos o areno-arcillosos, los cuales no tienen compuestos químicos que puedan corroer el material.

Desde este punto de vista ambos materiales cumplen con los requisitos de resistencia al almacenamiento de agua.

A continuación, la siguiente tabla presenta una comparación entre las principales propiedades de las geomembranas de HDPE y Coletanche.

Tabla N° 4-59 Comparación entre Membrana HDPE y Coletanche

Cuadro Comparativo				
Item	**Característica**	**Norma**	**HDPE**	**Coletanche**
1	**Propiedades Físicas**			
1.1	Grosor (mm)		1,5	3,5
1.2	Anchura (m)		7	5,1
1.3	Densidad (gr/cm^3)	ASTM D 1505	0,94	1,244
2	**Propiedades Mecánicas**			
2.1	Resistencia a la Tensión - Desgarro (N)	ASTM D 4073 / D 1004	186	825
2.2	Resistencia a la Perforación (N)	ASTM D 4833	480	530
2.3	Fuerza de Tensión al Punto de Rotura (kN/m)	ASTM D 4595 / D 638	40	25
2.4	Fuerza de Elongación al Punto de Ruptura (%)	ASTM D 4595 / D 638	560	80
3	**Estabilidad Térmica (%)**	ASTM D 1204	< 0,1	2
4	**Angulo de Fricción (°)**	ASTM D 5321	32	8
5	**Anchura de Solape (m)**		0,2	0,07
6	**Costo (($/m2) + IVA)**		3.267	3.922
7	**Plazo Entrega (semanas)**		3 a 5	8 a 10

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Es importante hacer notar que, con respecto a las propiedades físicas de los materiales considerados, ambas cumplen con los requisitos físicos mínimos para ser empleados en este tipo de obras, lo cual se demuestra por su implementación en proyectos de este tipo, los cuales no han tenido problemas.

Sin embargo, las principales diferencias pueden apreciarse desde el punto de vista de la resistencia a la elongación y tensión de rotura, en los cuales presenta mejores características el HDPE.

Desde el punto de vista constructivo, el HDPE presenta menores anches de solape para efectuar las soldaduras, por lo que se tiene un ahorro de material en dichas uniones, en comparación con la geomembrana bituminosa.

Desde el punto de vista de las uniones, en el caso del HDPE se utiliza una maquinaria la cual permite efectuar las uniones mediante electrofusión, mientras que Coletanche se efectúa por métodos manuales de calentamiento y fusión, al igual que se trabaja con elementos asfálticos. Lo anterior permite tiempos de unión más rápidos, pero al mismo tiempo mayor cantidad de posibilidades de error ya que si no se efectúa una capacitación propicia en el método de efectuar las uniones, se pueden generar errores, mientras que en el caso del HDPE al ser con una maquinaría, este tiene los tiempos establecidos y temperaturas de unión correspondientes, por lo que se minimizan los riesgos de errores en dichas uniones.

Otro punto comparativo importante a considerar corresponde al plazo de entrega de los materiales, en este caso, el HDPE al ser de uso más masivo, presenta una disponibilidad de material mucho mayor, mientras que las geomembranas deben ser solicitadas a Europa con los plazos correspondientes de fabricación y envío, lo cual involucra del orden de 10 semanas, mientas que el HDPE puede encontrarse en obra en 5 semanas.

Por último, considerando los costos de ambas membranas, se tiene que el HDPE es más económico que Coletanche, en el orden de un 15%, lo cual reduciría los costos por implementación de esta membrana en el orden de un 15%. Esto considerando que ambos materiales presentan similares costos de montaje, gastos generales y utilidades.

d) Selección de Revestimiento

Sobre la base del análisis antes descrito, considerando el punto de vista de la permeabilidad, mecánica, resistencia y durabilidad, la geomembrana de HDPE y Bituminosa Coletanche, cumplen satisfactoriamente con los requisitos para ser implementadas en este tipo de obras.

Desde el punto de vista de la construcción y montaje de las geomembranas, se tiene que las del tipo HDPE tienen una leve ventaja con respecto a las bituminosas, debido a los plazos de construcción y minimización de posibles problemas de uniones. En forma adicional, se tienen menores plazos de entrega del material HDPE con respecto a la geomemebrana Coletanche (diferencia del orden de 5 semanas).

Desde el punto de vista económico, se tiene que la geomembrana de HDPE es más económica que la geomembrana Coletanche, presentando una diferencia del orden del 15%.

Sobre la base de lo anterior, se tiene que la mejor solución a implementarse en este tipo de obras pequeñas es la geomembrana de HDPE, material de revestimiento que será considerado en estos embalses pequeños.

iii. Taludes y Accesos al Tranque

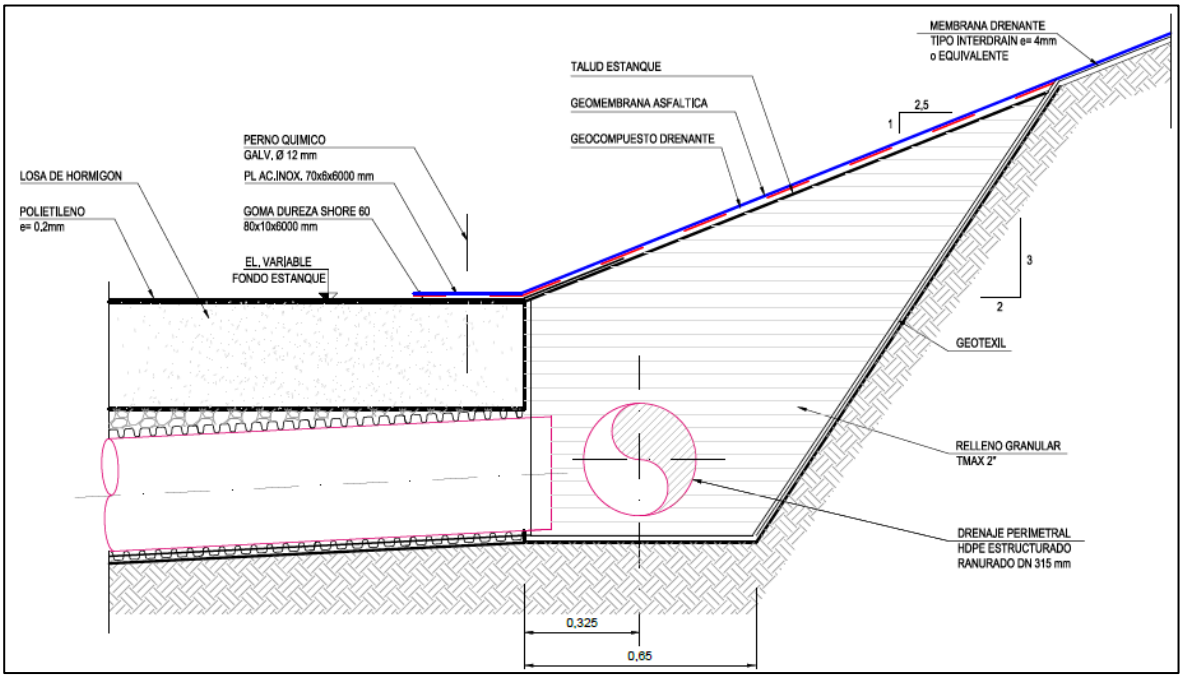
Desde el punto de vista de los taludes del embalse Vilama, se aprecian que no tienen filtraciones, pero si han de presentar daños en el revestimiento del embalse, lo anterior vinculado con las operaciones de limpieza de los sedimentos.

De esta manera, se propone la incorporación en ambos casos, tanto del tranque Huachar como Solor de una plataforma que permita el acceso de la maquinaria a su interior para elaborar labores de limpieza, de igual manera, se propone el incorporar una losa de hormigón armado en el fondo del tranque que permite el paso de esta maquinaria sin producir daños en el fondo.

La idea es anclar las geomembranas de los taludes a esta losa de hormigón, la que garantizara en caso de rompimiento de la geomembrana, que no habrá filtraciones por el fondo del tranque. De igual manera, al momento de instalar esta alternativa, se sugiere la incorporación de un sistema de drenaje perimetral, el cual permitirá recoger las filtraciones que pudieran ocurrir, de manera de garantizar la estanqueidad del sistema.

En la figura siguiente se ilustra la solución propuesta a incorporar de la losa de hormigón, drenaje y unión de la geomembrana.

Figura Nº 4-50 Detalle Losa de Fondo de Hormigón, Drenaje y Geomembrana Impermeabilizante



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De esta manera, se establece una plataforma de acceso con una pendiente del orden del 11%, lo que permitirá el acceso de maquinaria a su interior, la cual tendrá una losa de concreto impermeabilizada con geomembrana.

iv. Presupuestos Estimados Mejoras Tranque Vilama

Sobre la base de lo anterior, se tiene una estimación del presupuesto de las obras de mejoramiento considerando la incorporación de la rampa de acceso, la losa de hormigón en el fondo, impermeabilización del vaso del embalse, incorporación de compuertas para regulación del sistema y desarenador para evitar problemas de sedimentación.

En la tabla siguiente se estiman los presupuestos aproximados de estos mejoramientos de obras.

Tabla Nº 4-60 Presupuesto Mejoramiento de Obras Rampa Acceso Interior Tranque.

Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Relleno y Terraplén	m^3	265	12.000	3.180.000
Carpeta Rodadura	m	16	32.000	512.000
Radier H-30 e = 50cm	m^3	75	150.000	11.250.000
Enfierradura (Cuantía 85 kg/m^3)	kg	6.350	2.000	12.700.000
Geomembrana	m^2	150	10.000	1.500.000
Total Costo Directo				**29.142.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Tabla Nº 4-61 Presupuesto Mejoramiento de Obras Losa de Hormigón Fondo Tranque.

Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Excavación Fondo	m^3	200	5.000	1.000.000
Radier H-30 e = 50cm	m^3	200	150.000	30.000.000
Enfierradura (Cuantía 85 kg/m^3)	kg	17.000	2.000	34.000.000
Geomembrana	m^2	500	10.000	5.000.000
Total Costo Directo				**70.000.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

A los costos anteriores es necesario incorporar los desarenadores que tienen un costo aproximado de $10.728.836 cada uno (considerando que se deben implementar 2 para favorecer el funcionamiento del sistema), de igual manera se deben incluir los costos de las 2 compuertas para la operación del embalse, las que tienen un costo aproximado de $500.000 cada una.

De esta manera, el resumen de los costos de mejora del tranque Vilama quedan de la siguiente manera:

Tabla N° 4-62 Presupuesto Mejoramiento de Obras Tranque Vilama

Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Rampa Acceso Interior Embalse	Gl	1	29.142.000	29.142.000
Mejoramiento Losa de Fondo	Gl	1	70.000.000	70.000.000
Instalación Geomembrama	Gl	1	21.000.000	5.000.000
Compuertas de Operación	c/u	2	500.000	1.000.000
Desarenadores	c/u	2	10.728.836	21.457.672
Total Costo Directo				**142.599.672**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

v. Control de Evaporación en Tranques con Sistemas Tipo Barrier Ball

En la zona del norte de Chile, uno de los grandes problemas presentes, tiene relación con los altos índices de evaporación, lo que ocasiona que en el caso de obras de acumulación de agua se puedan tener grandes pérdidas de volumen de agua por esta causa.

En el caso de la zona de San Pedro de Atacama, para la estimación de la evaporación desde la superficie de agua libre (método de tasa de evaporación de bandeja), se ha utilizado la información registrada en las estaciones meteorológicas de Chaxas y Salar, ambas de SQM y en las estaciones Peine, Socaire, Toconce, Ayquina, Chonchi en Embalse y San Pedro de Chonchi de la DGA. Para las estaciones antes mencionadas, la tasa de evaporación presenta un comportamiento cíclico, registrándose tasas mayores en los meses de verano con respecto a los meses de invierno.

De esta manera, en la tabla siguiente se ilustran las tasas medias mensuales de evaporación así registradas.

Tabla N° 4-63 Estadísticas de Evaporaciones Medias Mensuales

Evaporación media (mm/mes)									
Estación	**Chaxas**	**Peine**	**Salar**	**Socaire**	**Toconce**	**Ayquina**	**Chonchi en Embalse**	**San Pedro en Chonchi**	**Promedio**
Enero	335	316	394	382	380	380	411	394	374
Febrero	271	274	329	320	319	319	344	330	313
Marzo	256	276	287	300	299	299	323	309	293
Abril	208	210	231	237	236	236	255	244	232
Mayo	142	159	151	166	165	165	178	170	162
Junio	111	132	110	129	129	129	139	133	126
Julio	127	144	121	143	142	142	154	147	140
Agosto	164	176	174	188	187	187	202	194	184
Septiembre	221	235	235	253	252	252	272	260	247
Octubre	282	291	315	325	324	324	350	335	318
Noviembre	327	308	341	357	355	355	384	368	349
Diciembre	360	326	380	390	388	388	419	402	382
Total	**2.804**	**2.844**	**3.067**	**3.191**	**3.176**	**3.176**	**3.431**	**3.285**	**3.122**
Promedio	**234**	**237**	**256**	**266**	**265**	**265**	**286**	**274**	**260**
Max.	**360**	**326**	**394**	**390**	**388**	**388**	**419**	**402**	**382**
Min.	**111**	**132**	**110**	**129**	**129**	**129**	**139**	**133**	**126**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, el promedio de evaporaciones mensuales es del orden de 260mm al año. En este caso, considerando que la operación de los tranques es del tipo diaria, se requiere del análisis a nivel diario para ver el ahorro de volumen de agua. De esta manera, las evaporaciones medias diarias en la zona son las siguientes.

Tabla N° 4-64 Estadísticas de Evaporaciones Medias Diarias

Evaporación media (mm/día)									
Estación	**Chaxas**	**Peine**	**Salar**	**Socaire**	**Toconce**	**Ayquina**	**Chonchi en Embalse**	**San Pedro en Chonchi**	**Promedio**
Enero	10,8	10,2	12,7	12,3	12,3	12,3	13,3	12,7	12,1
Febrero	9,7	9,8	11,8	11,4	11,4	11,4	12,3	11,8	11,2
Marzo	8,3	8,9	9,3	9,7	9,6	9,6	10,4	10,0	9,5
Abril	6,9	7,0	7,7	7,9	7,9	7,9	8,5	8,1	7,7
Mayo	4,6	5,1	4,9	5,3	5,3	5,3	5,7	5,5	5,2
Junio	3,7	4,4	3,7	4,3	4,3	4,3	4,6	4,4	4,2
Julio	4,1	4,6	3,9	4,6	4,6	4,6	5,0	4,8	4,5
Agosto	5,3	5,7	5,6	6,1	6,0	6,0	6,5	6,2	5,9
Septiembre	7,4	7,8	7,8	8,4	8,4	8,4	9,1	8,7	8,2
Octubre	9,1	9,4	10,2	10,5	10,4	10,4	11,3	10,8	10,3
Noviembre	10,9	10,3	11,4	11,9	11,8	11,8	12,8	12,3	11,6
Diciembre	11,6	10,5	12,3	12,6	12,5	12,5	13,5	13,0	12,3
Total	**92,3**	**94**	**101**	**105**	**105**	**105**	**113**	**108**	**102,8**
Promedio	**7,7**	**7,8**	**8,4**	**8,8**	**8,7**	**8,7**	**9,4**	**9,0**	**8,6**
Max.	**11,6**	**10,5**	**12,7**	**12,6**	**12,5**	**12,5**	**13,5**	**13,0**	**12,3**
Min.	**3,7**	**4,4**	**3,7**	**4,3**	**4,3**	**4,3**	**4,6**	**4,4**	**4,2**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Sobre la base de lo anterior y considerando las superficies de los embalses y sus capacidades, a continuación, se hace un análisis de los volúmenes de agua almacenados por los tranques y sus volúmenes de agua evaporados.

Tabla N° 4-65 Relaciones entre Volumen de Agua Almacenado y Evaporado en Tranques

Tranques Vilama	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Evap Diaria (m^3)	Rel. Evap / Vol
Vilama	1.000	1.500	9	0,57%

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que al tener el tranque una operación del tipo diaria, es decir se llenan en la noche y se utilizan en el día, se tiene que la influencia de la evaporación en la operación es mínima, influyendo en una disminución del volumen útil de un orden de 0,57%.

De igual manera, con el fin de tener una apreciación de la influencia del sistema Barrier Ball, se ha efectuado un análisis de los costos involucrados en su implementación y sus beneficios, lo anterior considerando que la implementación del sistema Barrier Ball (BB) involucra un ahorro del orden del 83,9% en las tasas de evaporación. Los resultados del análisis antes descrito los que se presentan en la tabla siguiente.

Tabla N° 4-66 Relaciones entre Volumen de Agua Evaporado en Tranques Sin y Con Sistema Barrier Ball (BB)

Tranques Vilama	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Evap Diaria (m^3)	Evap Diaria BB (m^3)
Vilama	1.000	1.500	9	1

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que el sistema Barrier Ball permite efectuar una reducción de los volúmenes evaporados del orden de $8m^3$ dependiendo de la superficie del tranque analizado. Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que el ahorro desde el punto de vista de los volúmenes de agua al implementar este tipo de sistemas (debido a la regla de operación de los mismos) es marginal. Este tipo de sistemas es recomendado en sistemas de almacenamiento del tipo mensual o anual, de manera de tener un ahorro importante en los volúmenes de agua evaporados.

De igual manera, se ha desarrollado el análisis de los costos de implementación de este tipo de sistemas, los que se presentan a continuación.

Tabla N° 4-67 Costos Implementación Sistema Barrier Ball

Tranque	Superficie (m2)	P. U. ($)	Costo Sistema ($)
Vilama	1.000	14.000	14.000.000

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, el costo de implementar este sistema BB es alto en comparación con los beneficios obtenidos, por lo que no se recomienda su implementación.

vi. Incorporación de Nuevos Tranques en el sistema

De acuerdo con lo señalado en las actividades de participación ciudadana, se considera la incorporación de 3 tranques adicionales de similares características a las del tranque Vilama, los que irán ubicados en cabecera de los Ayllus correspondientes de Poconche, Beter y Tulor.

Es necesario señalar que estos tranques serán fundados sobre el terreno de la zona a un costado del canal matriz, de manera de evitar interferencias con otros elementos y problemas territoriales. El material por excavar se considera que deberá ser del tipo areno arcilloso y deberá estar recubierto el embalse con una geomembrana de HDPE.

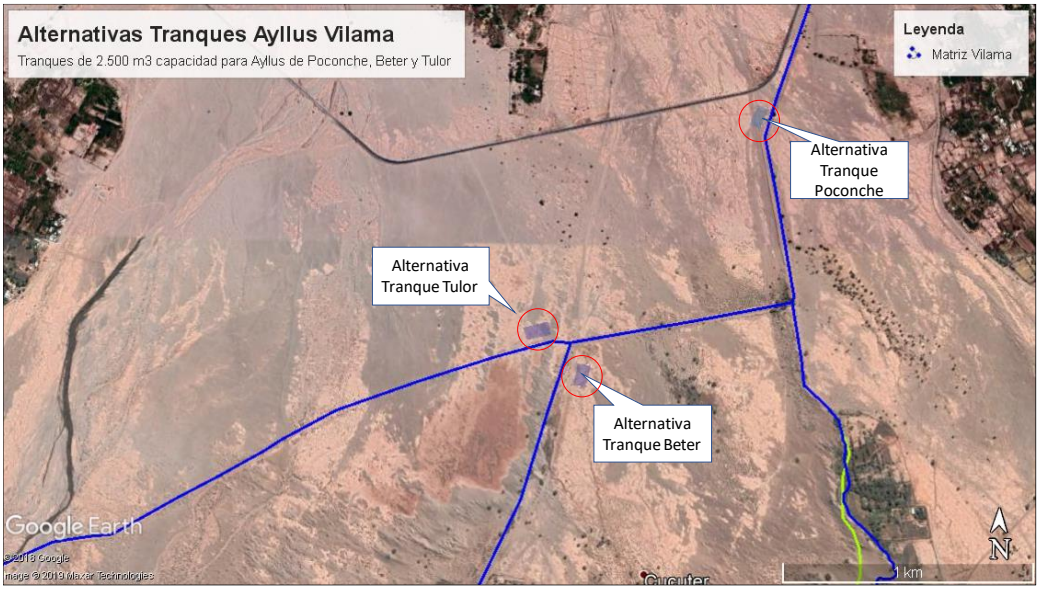
Desde el punto de vista de las dimensiones de los tranques, se estima que tendrán una profundidad del orden de 2m, con un muro de tierra semiexcavado con taludes H:V = 1,5:1 como mínimo, taludes que posteriormente serán verificados en función del material existente en la zona. De igual manera, dichos embalses deberán contar con una obra de aducción para su alimentación, un vertedero de crecidas y una obra de entrega, la que deberá estar compuesta por una compuerta plana de acero, se estima de un ancho igual al ancho del canal y una altura que dependerá de la altura del muro de presa.

En adición a lo anterior, se considera en el acceso a estos embalses un desarenador de manera de minimizar el ingreso de sedimentos y arenas al interior del embalse, de manera de garantizar su vida útil.

Las compuertas consideradas a implementarse en el sistema deberán tener un volante con hilo sinfín de manera de minimizar los esfuerzos en las aperturas y manipulación de estos elementos.

La ubicación preliminar propuesta de estos tranques se presenta la siguiente imagen.

Figura N° 4-51 Alternativas Ubicación Tranques Nuevos Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

El presupuesto estimado de estos tranques se presenta a continuación.

Tabla N° 4-68 Costo Directo Construcción Tranques Pequeños

Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Exacavaciones	m^3	750	5.000	3.750.000
Rellenos y Terraplen	m^3	3.200	12.000	38.400.000
Instalación Geomembrama	m^2	2.100	10.000	21.000.000
Compuertas de Operación	c/u	2	500.000	1.000.000
Desarenadores	c/u	2	10.728.836	21.457.672
Rampa Acceso Interior Embalse	Gl	1	29.142.000	29.142.000
Losa de Fondo Hormigón H30	Gl	1	70.000.000	70.000.000
Total Costo Directo				**184.749.672**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

vii. Mejoras en Operación del Embalse

Para efectuar una mejora en la operación de los tranques de regulación, es requerido un mejoramiento en los elementos que permiten el monitoreo del mismo, dentro de los elementos considerados para mejorar la operación del embalse se mencionan los siguientes:

a) Estaciones Meteorológicas

En cada recinto de tranque, se sugiere la colocación de una estación meteorológica, la que permitirá la medición de información valiosa para la operación del embalse y los canales de riego.

Se sugiere utilizar una estación modular profesional con sensores para medir velocidad del viento, temperatura, evaporación, pluviosidad y horas de insolación diaria, con data logger interno y conexión remota.

Esta estación meteorológica ira instalada en el coronamiento del embalse o en su defecto en el recinto de la obra. Es de importancia que dicha ubicación sea protegida mediante una cerca que impida el acceso para el desarrollo de actos vandálicos en dicha estación.

A continuación, se presentan las especificaciones técnicas de la Estación a considerarse.

Sensor Temperatura Ambiente

Para la medición de la temperatura se utilizará Termómetros del tipo resistor (RTD) cuyas características principales serán:

- Rango de Medición : -30 a 70°C
- Precisión :± 0.1°C.
- Unidad mínima de Medida : Un decimal.

Sensor Humedad Relativa

Para la medición de humedad relativa se utilizarán Sensores del tipo resistor polímero capacitivo, cuyas características principales serán:

- Rango de Medición : 0-100% HR
- Precisión : ± 3% (0-90%HR)
  ± 5% (0-100%HR)
- Unidad mínima de Medida : Numero entero.

Sensor Precipitación

Para la medición de precipitación se utilizarán dispositivo de medición tipo cazoleta Basculante, cuyas características principales serán:

- Rango de temperatura de funcionamiento : -20ºC a +50ºC
- Resolución : 0.1 mm
- Precisión : 2% más de 25 mm/hr
  3% más de 50 mm/ hr
- Unidad mínima de Medida : Un decimal.

Sensor Radiación solar global

Para la medición de Radiación solar global, se utilizarán dispositivo de medición, cuyas características principales serán:

- Ancho de banda espectral : 200 a 1100 nm
- Rango de temperatura de funcionamiento :-40 a 65ºC
- Estabilidad :<±2%
- Unidad de medición : kW/m2.
- Unidad mínima de Medida : Un decimal.

Sensor Dirección del viento

Para la medición de la Dirección del viento, se utilizarán dispositivos de medición tipo Veleta Equilibrada 16 cm de Radio, cuyas características principales serán:

- Rango : 360º
- Precisión : ± 5º
- Umbral de partida : 0.8 m/s a 10º 1,8 m/s a 5º desplazamiento.
- Unidad de medición : grados sexagesimales.
- Unidad mínima de medida : un grado sexagesimal.

Sensor Velocidad del viento

Para la medición de la Velocidad del viento, se utilizarán dispositivos de medición, cuyas características principales serán:

- Rango : 0-50 m/s
- Precisión : ± 0.5 m/s
- Resistencia máxima : 60 m/s.
- Unidad de Medición : m/s.
- Unidad mínima de medida : un decimal.

Rejilla Protectora

La radiación y la precipitación pueden falsear los datos de medición en rangos inaceptables si el sensor de temperatura y humedad esta inadecuadamente protegido o incluso no protegido. Además, el uso de sensores no protegidos reduce la vida útil e incrementa el riesgo de daños mecánicos. La rejilla estará construida en forma de anillos, en forma de conos truncados, los cuales están dispuestos a una cierta distancia de manera a que el aire circule a través del sensor y pueda ser medida el valor real de la temperatura del aire sin efecto de otras variables.

Tanque Evaporímetro.

Mide la evaporación potencial, es decir, la cantidad de agua por unidad de área y de tiempo que se evapora a través de una pequeña superficie puesta al aire libre.

Consta de termómetro flotante y limnímetro para la medición de la altura de la lámina de agua en el mismo.

El tanque debe estar protegido por una caseta de rejilla.

Pluviómetro.

Instrumento manual que se empleara para la recogida y medición de la precipitación.

El registro de la información deberá desarrollarse en forma manual o mediante visita al lugar del instrumento para registrar las mediciones. Lo anterior quedará estipulado en el manual de operación del embalse, de manera que sea considerado en la toma y almacenamiento de datos.

Medidas de Protección.

Para evitar posibles actos delictivos, se considera la protección del instrumental antes mencionado, confinándolo en una caseta en el interior de un recinto cerrado con valla perimetral.

b) Piezómetros Eléctricos

Se recomienda instalar piezómetros eléctricos (de cuerda vibrante) con sus elementos complementarios, protecciones, cables, tablero terminal, entre otros, requeridos para una operación satisfactoria de los instrumentos.

Las ubicaciones de los piezómetros se indican en los Planos del Proyecto y el tablero de medición se instalará en la caseta del celador del embalse o en la forma y lugar que determine la asociación de regantes.

Los cables de medición se llevarán hasta el coronamiento de la presa mediante tuberías instaladas con protección adecuada por la parte inferior del enrocado que protege el talud de aguas arriba de la presa, desde el coronamiento y también por el interior de tuberías de acero galvanizado enterradas, los cables serán llevados hasta la caseta del celador.

La instalación de cada piezómetro, con sus respectivas protecciones, deberá cumplir con las recomendaciones que indique el fabricante de ellas.

Estos piezómetros se instalarán en perforaciones que se ubicarán en el material de relleno del muro, las que se ejecutarán de acuerdo con las especificaciones entregadas por el fabricante de modo que se obtengan perforaciones del diámetro y característica que requiera el fabricante.

c) Monolitos de Control de Nivelación

Se contempla la construcción de monolitos de hormigón e instalar pernos para efectuar nivelaciones geométricas de control en la superficie de la presa.

Todos estos monolitos y puntos de control deben quedar identificados mediante una placa de bronce o acero inoxidable de 10 x 10 cm, que lleve la numeración indicada en los planos.

Los controles topográficos se harán en su momento en coordenadas planas y en cotas, para lo cual se deberán determinar los puntos de amarre topográfico, construyendo y fundando monolitos de concreto.

d) Reglas Limnimétricas

Se contempla la instalación de reglas limnimétricas verticales de dos metros de altura adosadas a pilares de hormigón armado empotrados a un costado de la presa.

La reglilla de medición será en relieve y deberá cumplir con las exigencias técnicas establecidas para la regla limnimétrica tipo de la D.G.A.

En adición a lo anterior, se contempla la construcción de una escala de hormigón armado de acceso a las reglas limnimétricas.

a) Puntos de Aforo

En adición a la instrumentación anterior, se contempla la implementación de puntos de aforo ubicados aguas arriba y aguas abajo del embalse, de manera de controlar el caudal a la entrada y a la salida del embalse. Para lo anterior se contempla la implementación de aforadores del tipo Cipoletti o triangulares. Para lo anterior, los embalses implementados tienen secciones uniformes apropiadas para la instalación de este tipo de aforadores.

En la tabla siguiente se ilustra el presupuesto estimado de la instrumentación en Tranques.

Tabla Nº 4-69 Presupuesto Mejoramiento Instrumentación en Tranques

Partida	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Directo ($)
Piezómetro Eléctrico	c/u	3	3.962.810	11.888.430
Limnimetros	c/u	1	326.323	326.323
Monolitos de Control Topográfico	c/u	9	298.173	2.683.557
Escalines	c/u	25	9.698	242.450
Aforador Metálico en V	c/u	2	500.000	1.000.000
Estación Meteorológica	c/u	1	2.500.000	2.500.000
Total Costo Directo				**18.640.760**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En complemento a las obras e instrumentos antes mencionados, para la correcta operación del embalse, se requiere efectuar un mantenimiento apropiado y manejo de las compuertas, con respecto al tema de los sedimentos, de manera de controlar el ingreso de los mismos y evitar la operación del sistema cuando los niveles de turbiedad del río se ven aumentados.

4.1.2.4. Propuestas de Solución Vinculadas con el Cambio de Captación a Río Puritama y Purifica

i. Descripción solución

Dentro de las alternativas a analizarse para la distribución del agua se ha considerado por parte de los regantes del río Viilama captar las aguas desde dos puntos ubicados sobre la localidad de Guatín, mediante una tubería desde el río Puritana en las cercanías de las termas de Puritama y desde el río Purifica, las que se acoplaran a una tubería matriz que conducirá el flujo hasta el inicio del sistema de riego actual. Debido al desnivel de 850 metros aproximadamente que existe entre el punto más alto y la bocatoma del canal matriz, a primera vista está solución involucra un diseño en presión de la red.

ii. Criterios hidráulicos de diseño

A. Sistema de conducción en presión

- Caudales de Diseño

Para determinar el caudal a trasladar por medio de la tubería, se debe considerar el caudal medio anual que fue determinado en el río Vilama en el sector de la bocatoma actual y realizar la transposición de este hacia el río Puritama y Purifica.

El método o técnica de transposición de caudales de una cuenca a otra, pudiendo ser ambas de una misma cuenca o cuencas vecinas, es ampliamente usado y recomendado en estudios hidrológicos. El método consiste en ponderar los caudales de la estación base por la razón entre las precipitaciones y áreas de la cuenca en estudio y la cuenca base como indica la siguiente expresión:

$$Q_x = Q_b \frac{P_x}{P_b} \cdot \frac{A_x}{A_b}$$

Donde:

Qx : caudal de la cuenca en estudio.
Qb : caudal de la cuenca base.
Px : precipitación en la cuenca en estudio.
Pb : precipitación en la cuenca base.
Ax : área de la cuenca en estudio.
Ab : área de la cuenca de base.

Debido a la orografía variable de ambas cuencas, se debe determinar la precipitación media en cada una. Por lo tanto, se utilizará el método de las isoyetas, el cual relaciona la precipitación y el área. Esto último permitirá obtener los datos faltantes para realizar la transposición de caudales.

Para el método de las isoyetas se definen las isoyetas como las curvas de igual precipitación. A partir de éstas se puede obtener una precipitación media ponderada de la siguiente manera:

a) A partir de las estaciones se dibujan las isoyetas
b) Se le asigna a cada superficie existente entre dos isoyetas un valor medio de precipitación de estas.
c) Se calcula el valor medio utilizando la siguiente expresión:

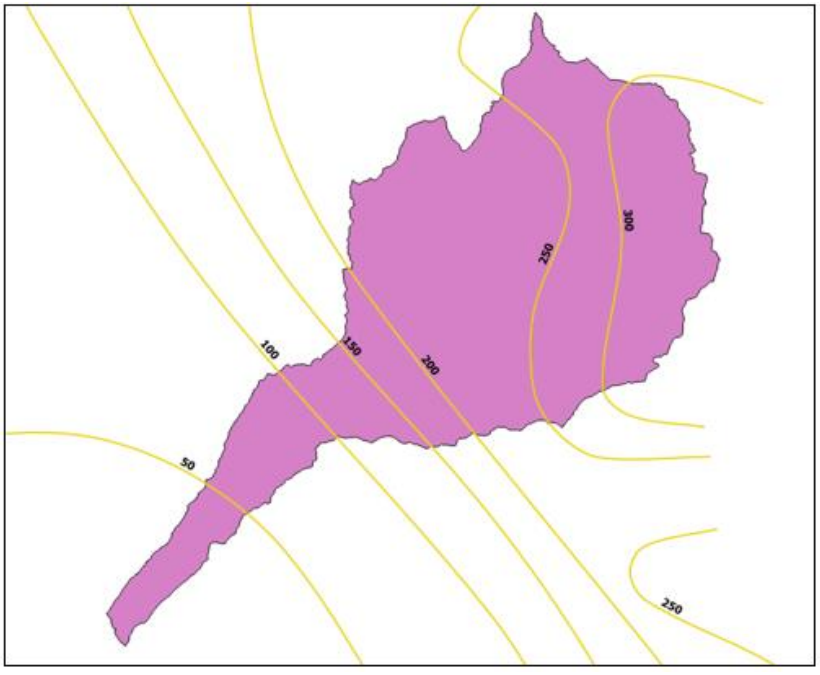
$$Pm = \frac{\sum_{i=1}^{n}(Pi * Ai)}{At}$$

Donde:

Pm : Precipitación media.
Pi : Precipitación promedio entre dos curvas isoyetas consecutivas.
Ai : Área delimitada por las dos curvas isoyetas.
At : Área total de la cuenca.

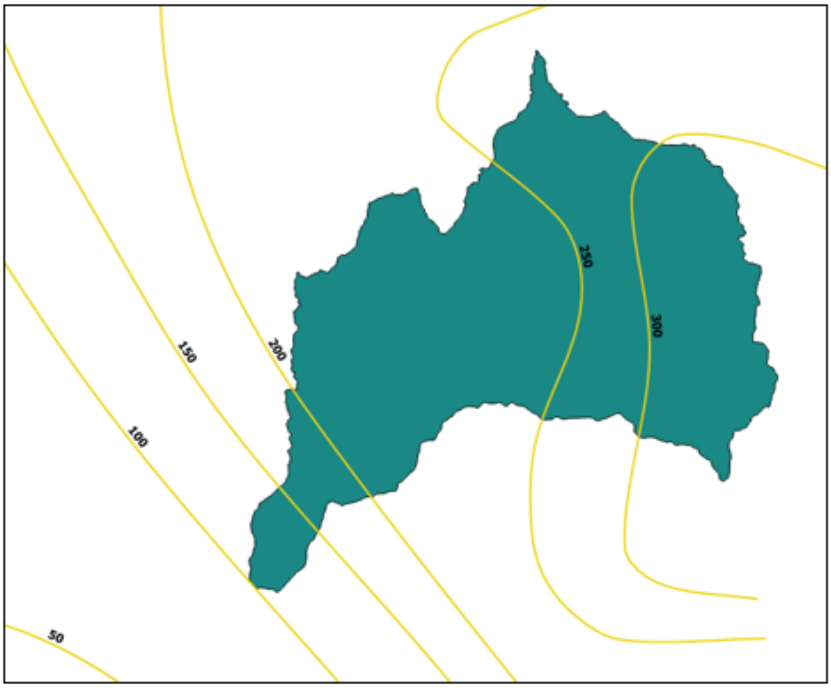
En las siguientes figuras se muestran la cuenca base (Río Vilama) y en estudio (Río Puritama y Purifica) con las isoyetas determinadas en la hidrología realizada en la Etapa 1 del estudio.

Figura 4-1 Isoyetas Cuenca Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Figura 4-2 Isoyetas Cuenca Puritama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Figura 4-3 Isoyetas Cuenca Purifica

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

En las tablas siguientes se muestran los datos obtenidos de precipitación media y área de cada superficie delimitada entre isoyetas.

Tabla N° 4-70 Precipitación media y áreas entre isoyetas Cuenca Vilama

Isoyetas (mm)		Pm Promedio (mm)	A Isoyeta (m^2)
25	50	37,5	21009305,00
50	100	75	27807196,00
100	150	125	20673347,00
150	200	175	23939646,00
200	250	225	143628881,00
250	300	275	75146008,00
300	350	325	67929134,00
		Total	380133517,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-71 Precipitación media y áreas entre isoyetas Cuenca Puritama

Isoyetas (mm)		Ppm Prom. (mm)	A Isoyeta (m^2)
50	100	75	1104,00
100	150	125	7894737,00
150	200	175	9606556,00
200	250	225	103783463,00
250	300	275	49249635,00
300	350	325	55442705,00
		Total	225978200,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-72 Precipitación media y áreas entre isoyetas Cuenca Purifica

Isoyetas (mm)		Ppm Prom. (mm)	A Isoyeta (m^2)
100	150	125	9092747
150	200	175	14342986
200	250	225	39581305
250	300	275	25994900
300	350	325	12526418
		Total	101538356

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

De los datos anteriores se tiene que la precipitación media de cada cuenca son las siguientes:

Precipitación media cuenca Río Vilama Pm = 222,83 mm
Precipitación media cuenca Río Puritama Pm = 254,81 mm
Precipitación media cuenca Río Purifica Pm = 234,12 mm

Una vez determinada las precipitaciones medias, se procede a obtener el caudal de diseño de la cuenca de Río Puritama y Purifica como sigue:

Río Puritama:

Qb = 0,17 m^3/s : caudal de la cuenca base (Río Vilama).
Px = 254,81 mm : precipitación en la cuenca en estudio (Río Puritama).
Pb = 222,83 mm : precipitaciones en la cuenca base (Río Vilama).
Ax = 225.978.200 m^2 : área de la cuenca en estudio (Río Puritama).
Ab = 380.133.594 m^2 : área de la cuenca de base (Río Vilama).

$$Q_x = Q_b \frac{P_x}{P_b} \cdot \frac{A_x}{A_b} = 0{,}116\ m^3/s$$

Río Purifica:

Qb = 0,17 m^3/s : caudal de la cuenca base (Río Vilama).
Px = 234,12 mm : precipitación en la cuenca en estudio (Río Purifica).
Pb = 222,83 mm : precipitaciones en la cuenca base (Río Vilama).
Ax = 101.540.000 m^2 : área de la cuenca en estudio (Río Purifica).
Ab = 380.133.594 m^2 : área de la cuenca de base (Río Vilama).

$$Q_x = Q_b \frac{P_x}{P_b} \cdot \frac{A_x}{A_b} = 0{,}048\ m^3/s$$

- Propiedades de los Materiales

En cuanto a la comparación de tuberías de PVC y HDPE, para un mismo diámetro y clase, el HDPE es levemente más caro, pero se escoge de todas formas ya que es un material de alta flexibilidad con mayor resistencia mecánica. En caso de sismos o vibraciones del terreno, las tuberías de HDPE resisten de mejor forma los movimientos, al igual que con el tránsito vehicular y la resistencia a golpes.

En el cuadro siguiente se ilustran los principales parámetros de diseño a considerarse en las tuberías de HDPE.

Tabla Nº 4-73 Parámetros de Diseño Tubería de HDPE

Parámetro	Valor	Unidad	Nombre
C :	150		Coeficiente de Hazen Williams
ε :	0,025	mm	Rugosidad
r:	1000	kg/m^3	Densidad del Fluido
μ:	0,001	kg/(m*s)	Viscosidad dinámica
n :	0,011		Nº de Manning para HDPE

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

- Velocidades de Escurrimiento

La velocidad mínima de las tuberías puede estar entre los 0,5 a 1 m/s, considerando que el sedimento en suspensión debería controlarse con una obra de desarenación ubicada en el inicio del sistema y en forma adicional, con filtros del tipo "y" a implementarse en los ramales secundarios de la red.

Por otro lado, se ha adoptado una velocidad máxima de 5 m/s (el diseño se ha optimizado de forma de conseguir una velocidad máxima del orden de los 3,5 m/s).

- Presiones Máximas del Sistema

El criterio de diseño de la tubería considera que la presión nominal sea mayor que la presión estática.

Con motivos de seguridad, para el diseño de la obra, se ha considerado que en la tubería se debe alcanzar como máximo una presión estática que corresponda al 90% de la presión nominal (PE_{max} < 90% PN).

De esta manera, al considerar tuberías de PN6, se considera que estas tienen una presión nominal de 60 mca, mientras que aquellas que son del tipo PN10 son de una presión nominal de 100 mca, con presiones máximas estáticas de 54 y 90 mca respectivamente.

B. Procedimiento de Cálculo Escurrimiento a Presión

- Estimación de las Presiones de Entrega

Para el diseño de la tubería se utilizará la ecuación de la energía, la que aplicada entre dos puntos de una tubería tiene la siguiente expresión:

$$\Delta E = E_A - E_B = \Delta h_{friccional_a-b} + \Delta h_{\sin gular_a-b} = \Lambda_{a-b}$$

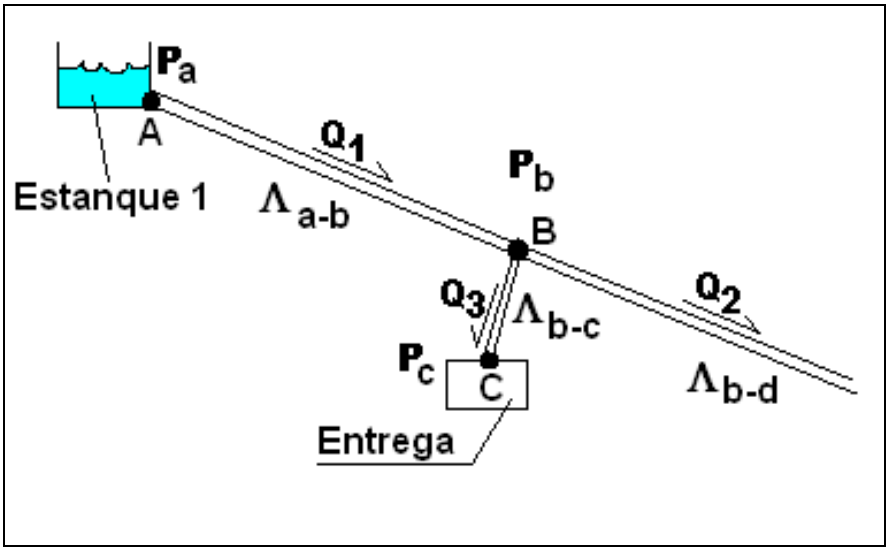
$$Z_A + \frac{U_A^2}{2g} + \frac{p_A}{\gamma} = Z_B + \frac{U_B^2}{2g} + \frac{p_B}{\gamma} + \Lambda_{a-b}$$

En estas ecuaciones se tiene:

Ei: Energía en la sección "i" de la tubería (m)
Zi: Cota del punto medio de la tubería en sección "i" (m)
Ui: Velocidad en la sección "i" de la tubería (m/s)
pi/γ: Altura de presión en la sección "i" de la tubería (m)
Δhf: Pérdida de carga friccional en el tramo analizado de la tubería (m)
Δhs: Pérdida de carga singular en el tramo analizado de la tubería (m)
Λ_{a-b} : Pérdida de carga total en el tramo analizado de la tubería (m)

Las pérdidas consideradas en la conducción en presión corresponden a pérdidas friccionales y singulares. En la siguiente figura se muestra un esquema de aplicación de la ecuación de energía.

Figura 4-4 Esquema de Aplicación de Ecuación de Energía entre Tramos



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

- Pérdidas Friccionales

Las pérdidas friccionales se deben al roce que presenta el flujo con el material de la tubería especificada. Por ser este un estudio a nivel de prefactibilidad, la estimación de las perdidas friccionales se efectuará mediante la fórmula de Hazen Williams, cuya ecuación es la siguiente.

$$h_f = \frac{6.78L}{D^{1.165}}\left(\frac{V}{C}\right)^{1.85}$$

Donde:

hf : Pérdida de carga (m)
L : Longitud de tubería (m)
V : Velocidad del flujo (m/s)
D : Diámetro tubería (m)
C : Coeficiente de Hazen Williams (150 para HDPE).

- Pérdidas Singulares

Corresponde a las pérdidas de carga producidas por singularidades existentes en las tuberías, tales como: codos, curvas, ensanches, angostamientos, válvulas, etc. la expresión general para calcular estas pérdidas de carga es:

$$\Lambda_s = \Delta h_s = K \cdot \frac{U^2}{2g}$$

En esta expresión, K es una constante que depende del tipo de singularidad. En la literatura técnica se presentan los valores más comunes de este factor de pérdida de carga singular, los que se resumen en la tabla siguiente.

Tabla Nº 4-74 Valores del Coeficiente K en Pérdidas Singulares

Singularidad	K
Válvula esférica (totalmente abierta)	10
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5
Válvula de retención (totalmente abierta)	2
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2
Válvula de compuerta (abierta ¾")	1,15
Válvula de compuerta (abierta ½")	5,6
Válvula de compuerta (abierta ¼")	24
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-
T por salida lateral	1,80
Codo a 90º de radio corto (con bridas)	0,90
Codo a 90º de radio normal (con bridas)	0,75
Codo a 90º de radio grande (con bridas)	0,60
Codo a 45º de radio corto (con bridas)	0,45
Codo a 45º de radio normal (con bridas)	0,40
Codo a 45º de radio grande (con bridas)	0,35

Fuente: www.miliarium.com, Año 2019.

Para efectos de cálculo, en este diseño conceptual, se consideran las pérdidas singulares a lo largo del trazado igual 10% de las pérdidas friccionales.

- Reducción de Presión

Debido al gran desnivel topográfico existente entre el punto de extracción y de salida, se estima que se tendrán grandes presiones estáticas actuantes, producto de lo anterior y la alta presión interna que puede llegar a alcanzar la tubería, se considera efectuar el control de dicha presión por medio del siguiente equipo.

- Válvula Reductora de Presión Bermad Serie 720: La válvula reduce la presión de aguas arriba a una presión prefijada menor aguas abajo, independientemente de los cambios de presión y/o caudal que se produzcan en el sistema.

Cuando la presión aguas abajo de la válvula aumenta por encima del ajuste del piloto reductor, el piloto cierra, por lo tanto, flujo será atrapado en la cámara de control, el pistón se desplazará hacia abajo, la válvula empezará a cerrar y, por ende, la presión aguas abajo disminuirá.

La presión aguas abajo disminuirá hasta que esta no sea suficiente para mantener el piloto cerrado. Va llegar el momento en que el piloto volverá a abrir, haciendo que la válvula abra nuevamente y que la presión de salida aumente. El proceso se vuelve a repetir

En realidad, los aumentos y disminuciones de presión son mínimos. La válvula "modulará" para mantener una presión constante.

La instalación de este tipo de válvula permite:

- Ahorrar timbraje a la tubería.
- Ahorrar en caudal, al ser menor la presión en la red, y tener menos pérdidas.
- Variar las condiciones de presión, al ser regulable ésta, por parte del usuario.

Para la ubicación de las válvulas reductoras de presión, se han adoptado los siguientes criterios:

✓ La presión interna de cada línea secundaria no debe superar los 54 o 90 m.c.a., dependiendo si la tubería considerada en el sistema es de PN6 o PN10 respectivamente.

✓ La presión máxima se obtendrá con un mínimo caudal, cercano a tener un caudal nulo, por lo que se asume como presión máxima a la presión estática (Q=0 L/s).

- Ventosas

La colocación de ventosas a lo largo de la conducción permite la eliminación automática del aire que puede introducirse en el sistema.

Existen ventosas de 2 tipos: Las ventosas cinéticas permiten el llenado o vaciado de grandes cantidades de aire. Por su parte, las ventosas automáticas permiten la eliminación de pequeñas cantidades de aire durante la operación misma del sistema. Ambos tipos de ventosas se reúnen en una ventosa trifuncional. Por la extensión de la tubería y el trazado longitudinal de la misma, donde no se tiene pendiente positiva, el mayor requerimiento que tendrá el sistema será el llenado y vaciado de aire, por lo que se hace necesario tener ventosas trifuncionales y no sólo ventosas automáticas, cuya localización se proyecta de acuerdo a los siguientes criterios de diseño:

- En cada punto alto principal que además permite un llenado más rápido de las conducciones.
- Regularmente cada 1.000 m de la conducción.
- Después de válvulas de cierre, para evitar que la tubería entre en depresión.
- En ambos puntos altos al costado de un punto bajo importante, con o sin válvula de desagüe, para permitir la entrada de gran cantidad de aire evitando el colapso de la tubería.

Estas ventosas permitirán descargar las pequeñas cantidades de aire acumuladas en condición de funcionamiento normal del sistema e ingresar o extraer aire al sistema en el proceso de llenado o vaciado de la tubería. Se consideran ventosas de 2″ a 4″ de diámetro según los requerimientos de purga de aire. Para el diseño conceptual se han considerado ventosas trifuncionales del tipo Dorot.

C. Golpe de Ariete

El golpe de ariete es un fenómeno transitorio que ocurre al cortar bruscamente el caudal que circula por una tubería en presión. Esta presión aditiva puede ser muy superior a la presión de trabajo del sistema y puede producir ruidos molestos y, lo más importante, incrementa las tensiones del sistema, en conjunto con un incremento en el riesgo de rotura y falla del sistema de entubamiento proyectado.

El mecanismo para evitar este fenómeno es la imposición obligatoria del cierre lento de las válvulas. Sin embargo, estimar la intensidad del golpe de ariete, permite dimensionar los elementos destinados para amortiguar el efecto del golpe de ariete en la conducción, entre los cuales se cuentan las válvulas de alivio rápido, las válvulas anticipadoras de onda ó estanques con membranas elastoméricas.

Para determinar la sobrepresión generada por el golpe de ariete, se necesita conocer la celeridad de la onda, velocidad a la cual la onda de presión viaja a lo largo de la tubería, al ser cerrada bruscamente la válvula.
La celeridad puede determinarse utilizando la expresión:

$$c = \sqrt{\frac{\frac{K}{\rho}}{1 + \Psi \frac{K}{E}}}$$

Donde:

c	:	Celeridad de la Onda (m/s)
K	:	Módulo de Compresibilidad del Agua (N/m2)
ρ	:	Densidad del Agua (kg/m3)
E:		Módulo de Elasticidad del material (N/m2)
Ψ	:	Parámetro adimensional que depende de la tubería

El parámetro Ψ se relaciona con el tipo de anclaje de la tubería.

Dado que la tubería de PRFV está compuesta por tramos unidos por juntas flexibles, se considera que es equivalente a una tubería con muchas juntas de expansión. Para este tipo de tubería el valor de Ψ está dado por:

$$\Psi = 2\left(\nu + \frac{R_E^2 + R_I^2}{R_E^2 - R_I^2}\right)$$

Donde:

ν	Módulo de Young del PRFV, el que varía entre 0,22 y 0,29. Para efectos de cálculo se considera 0,26.
RE:	Radio exterior tubería
RI:	Radio interior tubería

Además, es necesario conocer el tiempo que demora la onda en recorrer el tramo de tubería por completo, en ambos sentidos, lo cual se conoce como periodo de la tubería. Esto con el fin de poder determinar las sobrepresiones de acuerdo a diferentes tiempos de maniobra de cierre, las cuales deberán ser necesariamente más largas que el periodo de la tubería (cierre lento), a modo de evitar que se genere la máxima sobrepresión en la tubería (cierre rápido).

De lo anterior se resume en:

si T>tc → Cierre Rápido
si T<tc → Cierre Lento

Donde:

$$T = \frac{2L}{c}$$

T : Periodo de la tubería (s)
tc : Tiempo de cierre (s)
L : Longitud del tramo de tubería (m)
c : Celeridad de la onda (m/s)

La sobrepresión máxima para cierre rápido se determina con la Fórmula de Allievi. Para esta situación, la sobrepresión generada se estima utilizando la relación:

$$\Delta h_{\max} = \frac{cV}{g}$$

Donde:

c : Celeridad de la Onda (m/s)
V : Velocidad de Escurrimiento (m/s)
g : Aceleración de Gravedad (m/s2)

En el evento en que se tiene un cierre rápido de la válvula, la sobrepresión máxima no actúa en toda la tubería, sino que sólo sobre una parte de ella, dada por:

$$\mathrm{L_{max}} = \mathrm{L} - \frac{\mathrm{c\ t_c}}{2}$$

La sobrepresión máxima para cierre lento se determina con la Fórmula de Michaud. Para esta situación, la sobrepresión generada se estima utilizando la relación:

$$\mathrm{h_s} = \frac{2\ \mathrm{L\ V}}{\mathrm{g\ t_c}}$$

Donde :

L : Largo de la Tubería (m)

V : Velocidad de Escurrimiento (m/s)

g : Aceleración de Gravedad (m/s2)

tc : Tiempo de Cierre (s)

Por razones de seguridad, para el caso de un cierre lento se considera como presión de diseño un 10% adicional sobre la presión dada por la expresión de Michaud.

El criterio de diseño de las tuberías a presión es que resista la presión de golpe de ariete para un tiempo de cierre de la válvula de corta de la minicentral de 30 s. Este tiempo de cierre es el resultado de diseñar el cierre de la válvula de corta en 60 s y de considerar un factor de seguridad igual a 2.

De forma adicional, para otorgar mayor seguridad al sistema, se proyectan válvulas de alivio rápido antes del incremento de presión nominal de la tubería, de forma de disminuir de forma escalonada el golpe de ariete que se generaría para un cierre instantáneo.

D. Diseño tubería matriz

La tubería considerada a utilizarse contempla la función principal de conducir los caudales de riego pertenecientes a la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del Río Vilama.

Su ejecución contempla el desarrollo de aquellos elementos que permiten el funcionamiento de la red de riego y la disminución de las pérdidas por filtración del sistema. El principal problema de esta obra de conducción corresponde a la fuerte pendiente existente entre el sitio de captación y el sector de cabecera de la zona de riego.

Lo anterior significa un gran aumento de la carga hidráulica del sistema y fuertes presiones operacionales del sistema, llegando en el caso estático a presiones del orden de 850 m.c.a.

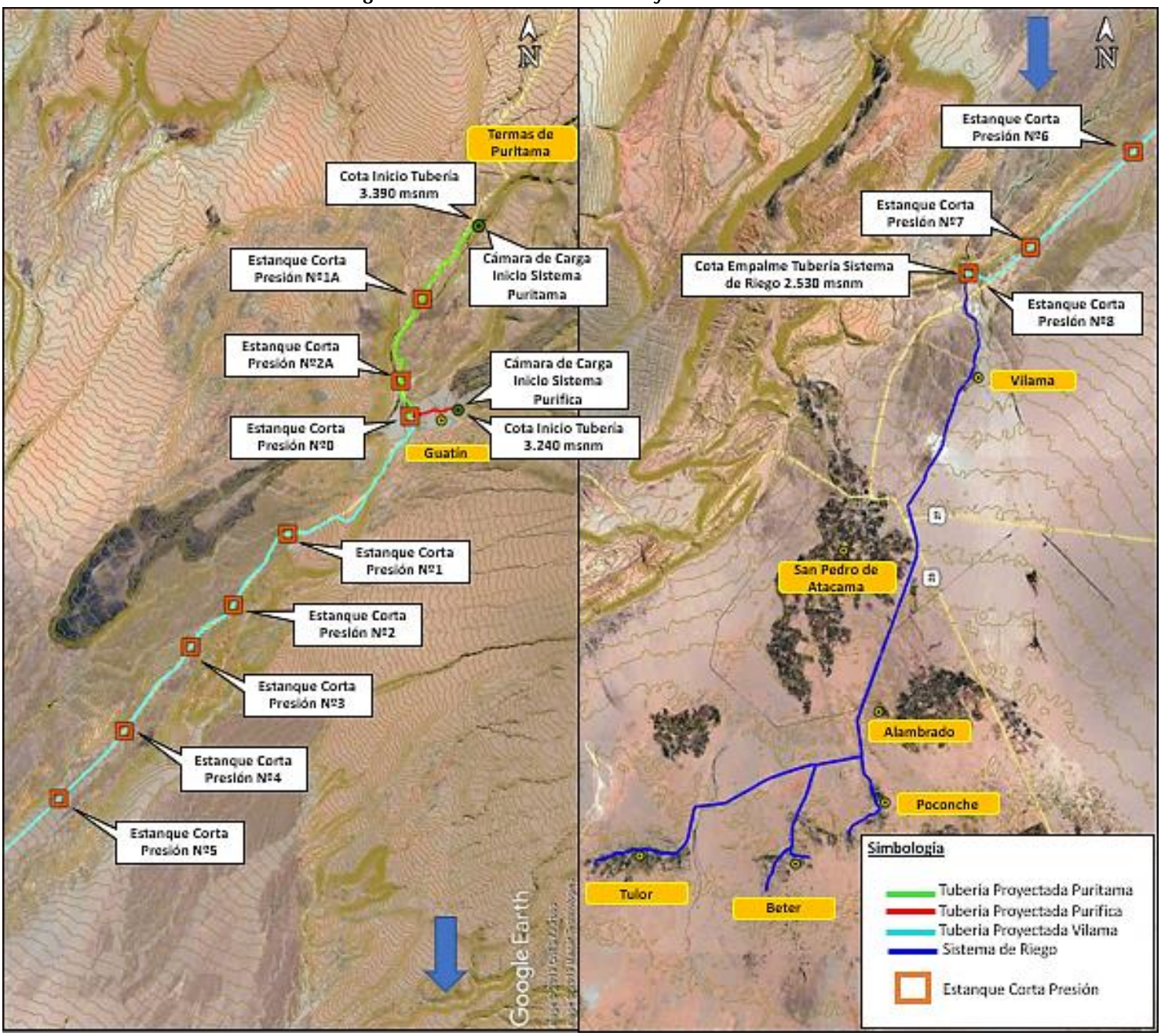
Con el fin de paliar esta situación, se contempla la utilización de cámaras corta presión, las que se ubicaran a un desnivel aproximado de 90m, de manera de que la presión estática sea inferior a 100 m.c.a.

Cada una de estas cámaras constará con dos sectores, un primero que permitirá la disipación de la energía y la presión, y un segundo sector, el cual tendrá una cámara de carga que permitirá la presurización del sistema.

Producto de lo anterior, se contempla la utilización para la conducción de los caudales en este sector de una tubería de HDPE PN10.

En las imágenes siguientes se ilustran las obras a ejecutarse en las diferentes etapas del proyecto.

Figura 4-5 Sistema de Tubería Proyectado



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019

Sobre la base de la configuración constructiva de las obras antes mencionadas, a continuación, se presenta el dimensionamiento de estas obras.

- Tubería Captación Río Puritama y Purifica

Desde el punto de vista del caudal de diseño se ha considerado el obtenido por la transposición de caudales en su totalidad debido a que el caudal base ocupado ya considera todas las pérdidas y entregas a lo largo del tramo comprendido entre la bocatoma del sistema Vilama y los puntos de captación tanto de Puritama como de Purifica. Por lo tanto, el caudal de diseño a conducir por la tubería de Puritama es de 0,116 m^3/s y por la tubería de Purifica es de 0,048 m^3/s.

La configuración del terreno lleva a tener en el sistema presiones de trabajo sobre los 100 m.c.a. Sobre esta base, se contempla el desarrollo de las obras de conducción del sistema en tuberías de HDPE PN10 en DN315 para Puritama y DN250 para Purifica, las que permiten resistir la presión máxima de funcionamiento configurada (90 m.c.a.).

El HDPE en comparación con el acero es más barato para los diámetros y resistencia requeridos. Otra ventaja que presenta el HDPE sobre los otros materiales está dada por las juntas, las que permiten desangulación, lo que facilita la construcción de curvas en terreno. En el caso del acero, la necesidad de curvas se materializa en la fabricación de piezas especiales, lo que incrementa el costo de las obras. Otra característica de las tuberías de HDPE es que no requieren mano de obra especializada para su instalación. En particular, el acero requiere soldaduras, las que posteriormente deben ser inspeccionadas con rayos x, incrementando el costo de las obras.

- Sistema de Control de Presiones

    - *Sistema Regulación de Presiones*

Dado el alto desnivel existente entre la captación y la entrega al sistema de riego, se determinó necesaria la construcción de obras que permitan disipar esa energía.

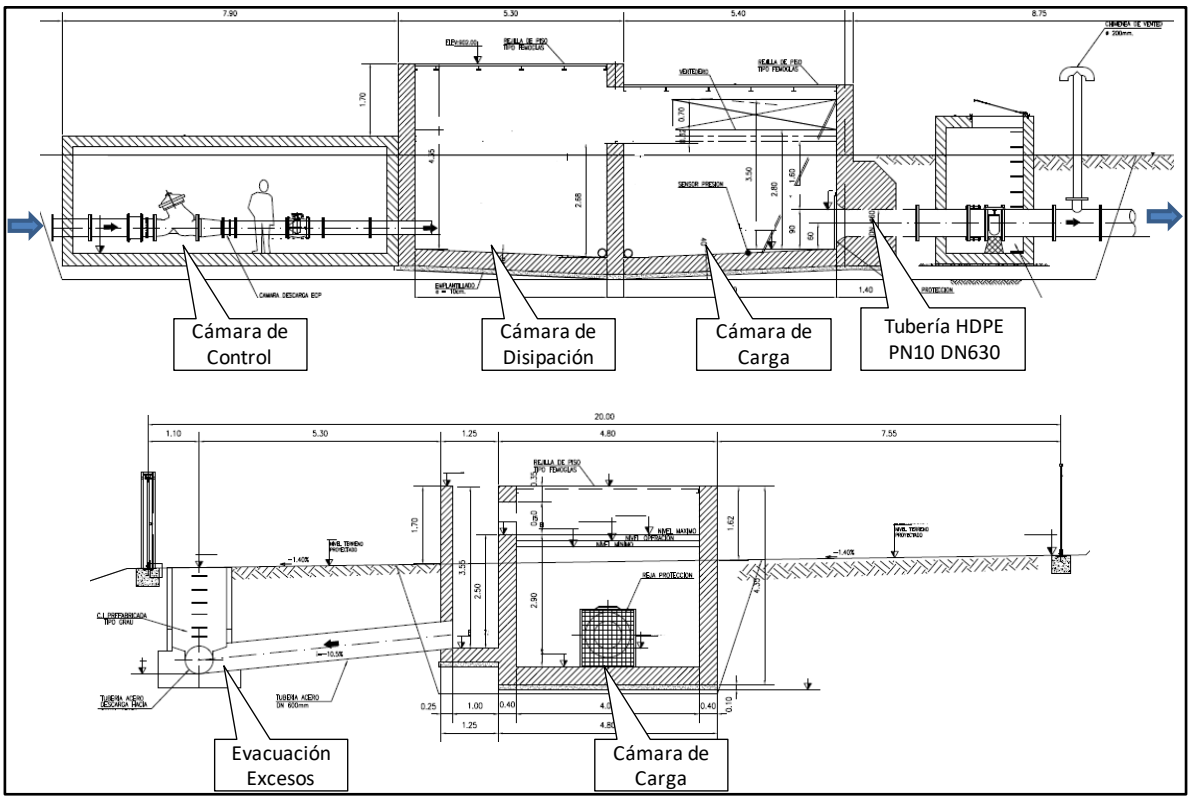
En el proyecto de tubería se considera la construcción de 11 estaciones disipadoras de energía (o estanques corta presión – ECP), unidades que a futuro podrán ser consideradas en el diseño definitivo de minicentrales hidroeléctricas o como cámaras de descarga de las turbinas en la sala de máquinas. Estos estanques estarán constituidos por 2 cámaras: (1) cámara disipadora de energía y (2) cámara de carga. La primera, recibirá la descarga desde la tubería, mientras que la segunda dará inicio al tramo de tubería siguiente.

La descarga de la tubería sobre la cámara disipadora de energía estará regulada por un sistema de 2 válvulas instaladas en serie hidráulica: una válvula de control seguida por una válvula anular. La válvula de control permitirá una regulación automática (en función de los niveles de agua de la cámara de carga) del caudal entrante a cada estanque, mientras que la válvula anular permitirá la disipación de la energía con que la tubería llega a la estación disipadora.

Es importante destacar que la disposición de las obras permite en una etapa posterior, realizar el diseño en detalle de una Minicentral Hidroeléctrica sin considerar mayores modificaciones en las unidades operativas. En este caso, la válvula de control deberá estar completamente abierta, mientras que la válvula anular será utilizada como válvula de alivio o evacuación de emergencia del caudal ante un cierre imprevisto y brusco de las turbinas.

A continuación, se presentan Imágenes descriptivas de estas obras.

Figura 4-6 Estanques Corta Presión



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

De esta manera, al momento de operar el sistema solo, sin generación hidroeléctrica, se logra controlar las presiones del sistema limitándolas a 90 m.c.a..

Para el dimensionamiento de estos estanques corta presión, se han considerado 10 tramos. De esta manera, la ecuación de la energía entre las cámaras de carga correspondientes para cada tramo se encuentra dada por la siguiente relación:

$$B_{CC} = B_{ECP1} + h_s + h_f$$

Donde:

BCC : Bernoulli Cámara de Carga.
BECP1 : Bernoulli Estanque Corta Presión 1 (o el que corresponda según el tramo en estudio).
hf : Pérdidas Friccionales.
hs : Pérdidas Singulares.

En forma adicional, en forma previa a cada cámara corta presión se tiene una válvula del tipo anular, la que es la encargada de regular los caudales entregados por el sistema. Para el dimensionamiento de la descarga desde esta válvula se requiere como parámetro de diseño las alturas netas del sistema y los diámetros de las válvulas a considerarse.

De esta manera, considerando las pérdidas de energía por cada tramo, se tienen los siguientes parámetros hidráulicos.

Tabla N° 4-75 Pérdidas por Fricción en Cada Tramo

Tubería	Tramo	Q (m^3/s)	DN (mm)	V (m/s)	J (m/m)	L (m)	Δf (m)
Purifica	CCarga - ECP0	0,048	250	1,81	0,009	937	7,59
Puritama	CCarga - ECP1A	0,116	315	2,23	0,009	1.829	24,62
	ECP1A - ECP2A	0,116	315	2,23	0,009	1.835	24,69
	ECP2A - ECP0	0,116	315	2,23	0,009	781	10,52
Vilama	ECP0 - ECP1	0,164	400	2,48	0,010	3.739	29,87
	ECP1 - ECP2	0,164	400	2,48	0,010	1.805	14,42
	ECP2 - ECP3	0,164	400	2,48	0,010	1.204	9,62
	ECP3 - ECP4	0,164	400	2,48	0,010	2.142	17,12
	ECP4 - ECP5	0,164	400	2,48	0,010	1.882	15,04
	ECP5 - ECP6	0,164	400	2,48	0,010	1.989	15,89
	ECP6 - ECP7	0,164	400	2,48	0,010	2.732	21,83
	ECP7 - ECP8	0,164	400	2,48	0,010	1.475	11,78

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla Nº 4-76 Pérdidas por Singularidades en Cada Tramo

Elemento	K
Salida Cámara de Carga	1,10
Cámara de Inicio	7,25
Cámara de Venteo	0,36
Cámara de Desagüe	0,56
Cámara de Alivio	0,40
Entrega CRP	8,81
Pérdida por Singularidades en cada Tramo Purifica= 3,33 m	
Pérdida por Singularidades en cada Tramo Puritama= 2,54 m	
Pérdida por Singularidades en cada Tramo Vilama = 2,47 m	

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Sobre la base de la información anterior y considerando las cotas de ingreso y salida de cada cámara se han obtenido las alturas netas de energía en cada tramo, obteniéndose los siguientes valores:

Tabla Nº 4-77 Cargas Netas por Tramo

Tubería	Tramo	Cota Inicio	Cota Término	Δf (m)	Δs (m)	Hneta (m)
Purifica	CCarga - ECP0	3.238,00	3.203,07	7,59	3,334	24,24
Puritama	Ccarga - ECP1A	3.393,00	3.303,26	24,62	2,540	62,84
	ECP1A - ECP2A	3.303,26	3.213,52	24,69	2,540	62,77
	ECP2A - ECP0	3.213,52	3.203,07	10,52	0,033	0,15
Vilama	ECP0 - ECP1	3.203,07	3.117,28	29,87	2,470	57,65
	ECP1 - ECP2	3.113,37	3.027,56	14,42	2,470	73,11
	ECP2 - ECP3	3.023,67	2.937,84	9,62	2,470	77,90
	ECP3 - ECP4	2.933,98	2.848,12	17,12	2,470	70,42
	ECP4 - ECP5	2.844,28	2.758,39	15,04	2,470	72,49
	ECP5 - ECP6	2.754,58	2.668,67	15,89	2,470	71,65
	ECP6 - ECP7	2.664,87	2.578,95	21,83	2,470	65,70
	ECP7 - ECP8	2.575,17	2.530,20	21,83	2,470	31,02

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

De esta manera se han obtenido diversos rangos para las válvulas del tipo anular, se ha considerado el catálogo de la válvula tipo Riko de VAG. Se ha considerado una válvula de DN300 PN16 para la tubería Vilama, de DN250 PN16 para la tubería Puritama y de DN150 PN16 para la tubería Purifica.

Sobre la base de esta información de las cargas netas del sistema, además de los caudales y diámetros del sistema, se ha procedido a dimensionar las cámaras corta presión del sistema.

Para lo anterior, se han considerado diversos elementos disipadores de energía, entre los que se destacan principalmente los indicados en el Chart 722-2 del US Bureau of Reclamation, el tipo IV del mismo UCBR y en forma adicional se hizo una comparación considerando el diseño de la obra de disipación por impacto del embalse Punilla.
Sobre la base de estos análisis, se han obtenido los siguientes resultados para el dimensionamiento de la cámara de disipación de energía (Rompe Presión):

Tabla N° 4-78 Dimensionamiento Cámara Rompe Presión

Método	B (m)	H (m)	L (m)
Chart 722-2	7,90	5,90	10,50
Disipación Impacto	3,60	3,60	4,00
Tipo IV USBR	1,60	1,20	2,10
Promedio	4,37	3,57	5,53
Adoptado	**4,00**	**4,20**	**4,50**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Las fórmulas y los métodos de cálculo considerados se encuentran en los Anexos del Tomo 3.

Para la definición de las dimensiones de la cámara de carga a continuación de la cámara rompe presión se ha considerado el criterio de sumergencia de Knauss, obteniéndose un valor de sumergencia mínima medida desde el eje de la tubería de salida de 1,50. Este valor nos entregará el valor mínimo de altura requerido por la cámara de carga para que el sistema funcione en presión y sin problema de formación de vórtices.

Los cálculos anteriores, junto con las fórmulas utilizadas se presentan en los Anexos del Tomo 3.

- *Sistema Control Golpe de Ariete*

El golpe de ariete es un fenómeno transitorio que ocurre al cortar bruscamente el caudal que circula por una tubería en presión. Esta presión aditiva puede ser muy superior a la presión de trabajo del sistema y puede producir ruidos molestos y, lo más importante, incrementa las tensiones del sistema, en conjunto con un incremento en el riesgo de rotura y falla del sistema de entubamiento proyectado.

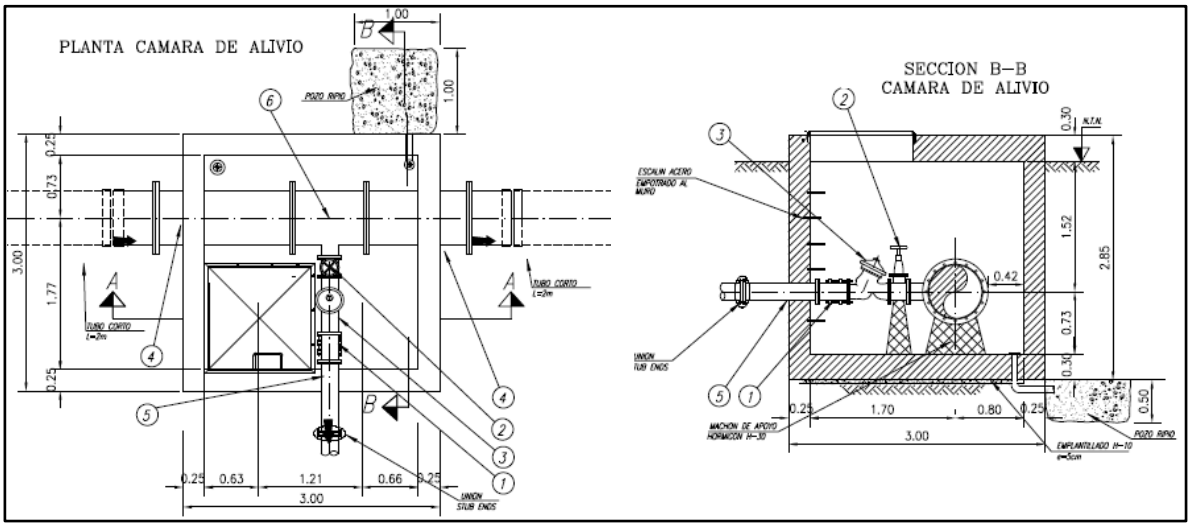
El mecanismo para evitar este fenómeno es la imposición obligatoria del cierre lento de las válvulas. Sin embargo, estimar la intensidad del golpe de ariete, permite dimensionar los elementos destinados para amortiguar el efecto del golpe de ariete en la conducción, entre los cuales se cuentan las válvulas de alivio rápido, las válvulas anticipadoras de onda ó estanques con membranas elastoméricas.

El criterio de diseño de las tuberías a presión es que resista la presión de golpe de ariete para un tiempo de cierre de la válvula de corta de la minicentral de 30 s. Este tiempo de cierre es el resultado de diseñar el cierre de la válvula de corta en 60 s y de considerar un factor de seguridad igual a 2.

De forma adicional, para otorgar mayor seguridad al sistema, se proyectan válvulas de alivio rápido antes del incremento de presión nominal de la tubería, de forma de disminuir de forma escalonada el golpe de ariete que se generaría para un cierre instantáneo.

En la imagen siguiente se ilustran las cámaras en las cuales se ubicarán las válvulas de alivio rápido del sistema. Estas válvulas de alivio rápido se ubican con anterioridad a la cámara de control de los estanques corta presión.

Figura 4-7 Cámaras de Alivio Golpe de Ariete



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Para el diseño de estas válvulas de alivio se ha considerado una condición extrema de un cierre de 5s, y además se considera que esta presión afecta a toda la tubería.

Sobre la base de lo anterior, se ha procedido a efectuar una verificación de los efectos del golpe de ariete, para lo anterior se han considerado las fórmulas listadas en un comienzo y se ha desarrollado el análisis en función de los diversos tramos de tubería del sistema.

En las tablas siguientes se presentan los principales parámetros obtenidos del dimensionamiento del efecto del golpe de ariete.

Tabla N° 4-79 Principales Parámetros para la Estimación Efecto Golpe de Ariete tubería Purifica

	N°	Tramo	L (m)	DN (m)	DI (m)	Rext (m)	Rint (m)	Q_{MAX} (m^3/s)	v (m/s)	SN (N/m2)	K (N/m^2)	ρ_{agua} (kg/m^3)	ν	ψ	E (N/m^2)
Purifica	1	Inicio - ECP0	937	0,225	0,184	0,113	0,092	0,048	1,81	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,60	790.000.000,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-80 Principales Parámetros para la Estimación Efecto Golpe de Ariete tubería Puritama

	N°	Tramo	L (m)	DN (m)	DI (m)	Rext (m)	Rint (m)	Q_{MAX} (m^3/s)	v (m/s)	SN (N/m2)	K (N/m^2)	ρ_{agua} (kg/m^3)	ν	ψ	E (N/m^2)
Puritama	1	Inicio - ECP1A	1.829	0,32	0,258	0,158	0,129	0,116	2,23	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,60	790.000.000,00
	2	ECP1A - ECP2A	1.835	0,32	0,258	0,158	0,129	0,116	2,23	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,60	790.000.000,00
	3	ECP2A - ECP0	781	0,32	0,258	0,158	0,129	0,116	2,23	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,60	790.000.000,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-81 Principales Parámetros para la Estimación Efecto Golpe de Ariete tubería Vilama

	N°	Tramo	L (m)	DN (m)	DI (m)	Rext (m)	Rint (m)	Q_{MAX} (m^3/s)	v (m/s)	SN (N/m2)	K (N/m^2)	ρ_{agua} (kg/m^3)	ν	ψ	E (N/m^2)
Vilama	1	ECP0 - ECP1	3.739	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	2	ECP1 - ECP2	1.805	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	3	ECP2 - ECP3	1.204	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	4	ECP3 - ECP4	2.142	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	5	ECP4 - ECP5	1.882	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	6	ECP5 - ECP6	1.989	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	7	ECP6 - ECP7	2.732	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	8	ECP7 - ECP8	1.475	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00
	9	ECP8 - Fin	103	0,36	0,290	0,178	0,145	0,164	2,48	5.000	2.200.000.000	1.000	0,26	10,61	790.000.000,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-82 Golpe de Ariete Estimado tubería Purifica

	N°	Tramo	C (m/s)	T (s)	tc (s)	Tipo de Cierre	hs (m) cierre lento	hs (m) cierre rápido	Lmax 30s (m)	Lmax 5s (m)
Purifica	1	Inicio - ECP0	268,54	6,98	30,00	Lento	54,36	54,36	0,00	265,65

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-83 Golpe de Ariete Estimado tubería Puritama

	Nº	Tramo	C (m/s)	T (s)	tc (s)	Tipo de Cierre	hs (m) cierre lento	hs (m) cierre rápido	Lmax 30s (m)	Lmax 5s (m)
Puritama	1	Inicio - ECP1A	268,54	13,62	30,00	Lento	67,02	67,02	0,00	1.157,89
	2	ECP1A - ECP2A	268,54	13,66	30,00	Lento	67,02	67,02	0,00	1.163,16
	3	ECP2A - ECP0	268,54	5,82	30,00	Lento	67,02	67,02	0,00	110,05

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Tabla N° 4-84 Golpe de Ariete Estimado tubería Vilama

	Nº	Tramo	C (m/s)	T (s)	tc (s)	Tipo de Cierre	hs (m) cierre lento	hs (m) cierre rápido	Lmax 30s (m)	Lmax 5s (m)
Vilama	1	ECP0 - ECP1	268,36	27,87	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	3.068,50
	2	ECP1 - ECP2	268,36	13,45	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	1.134,06
	3	ECP2 - ECP3	268,36	8,98	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	533,52
	4	ECP3 - ECP4	268,36	15,97	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	1.471,60
	5	ECP4 - ECP5	268,36	14,03	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	1.211,44
	6	ECP5 - ECP6	268,36	14,82	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	1.317,72
	7	ECP6 - ECP7	268,36	20,36	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	2.061,27
	8	ECP7 - ECP8	268,36	10,99	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	804,01
	9	ECP8 - Fin	268,36	0,77	30,00	Lento	74,51	74,51	0,00	0,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Como puede apreciarse en la tabla anterior, se tiene un tipo de cierre lento del sistema con respecto a la celeridad de la onda que pueda provocarse, lo anterior significa que el golpe de ariete tendrá un bajo impacto, lo que se ve reflejado en las sobrepresiones estimadas del sistema del orden de 70 m.c.a., las que pueden ser absorbidas por la tubería de HDPE PN10 considerada.

Por motivos de seguridad adicional, se ha considerado en el sistema válvulas de alivio para evitar posibles problemas que puedan provocarse con la mala operación de las válvulas en los diferentes tramos.

Los cálculos anteriores se encuentran respaldados en la planilla de cálculo presentada en los Anexos del Tomo 3.

- Sistema de Aireación

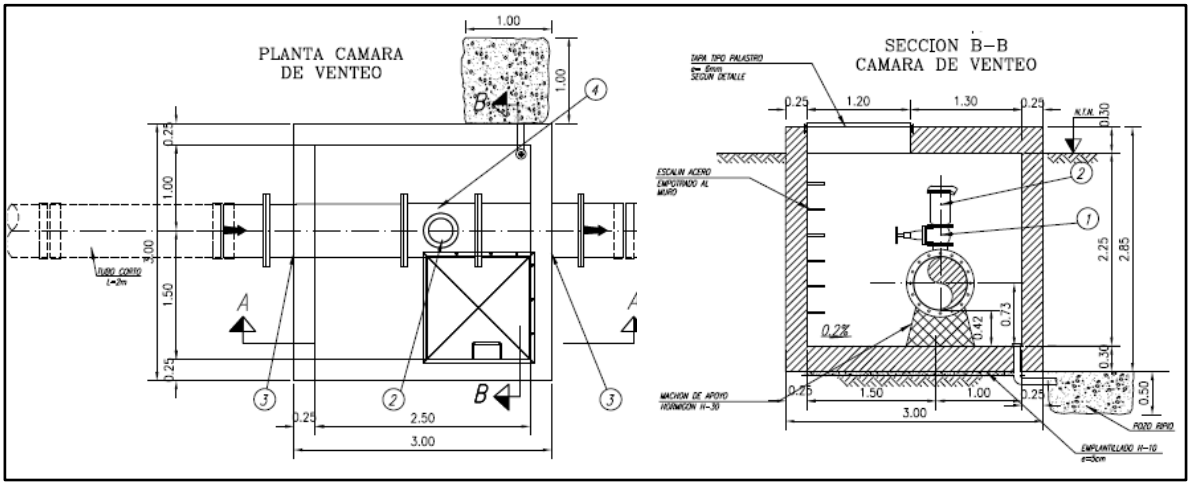
El diseño de los sistemas de aireación obedece al fenómeno de permitir, tanto el ingreso de aire a la tubería cuando esta se vacía, como a la salida del mismo cuando se llena, y dejar extraer las burbujas de aire en el funcionamiento normal de la tubería. De esta manera, la colocación de ventosas a lo largo de la conducción permite la eliminación automática del aire que puede introducirse en el sistema.

Existen ventosas de 2 tipos: Las ventosas cinéticas permiten el llenado o vaciado de grandes cantidades de aire. Por su parte, las ventosas automáticas permiten la eliminación de pequeñas cantidades de aire durante la operación misma del sistema. Ambos tipos de ventosas se reúnen en una ventosa trifuncional. Por la extensión de la tubería y el trazado longitudinal de la misma, donde no se tiene pendiente positiva, el mayor requerimiento que tendrá el sistema será el llenado y vaciado de aire, especialmente cuando se deje de regar la zona baja del sistema, por lo que se consideró necesario tener ventosas trifuncionales y no sólo ventosas automáticas, cuya localización se proyecta de acuerdo a los siguientes criterios de diseño:

- En cada punto alto principal que además permite un llenado más rápido de las conducciones.
- Regularmente cada 1.000 m de la conducción.
- Después de válvulas de cierre, para evitar que la tubería entre en depresión.
- En ambos puntos altos al costado de un punto bajo importante, con o sin válvula de desagüe, para permitir la entrada de gran cantidad de aire evitando el colapso de la tubería.

Estas ventosas permitirán descargar las pequeñas cantidades de aire acumuladas en condición de funcionamiento normal del sistema e ingresar o extraer aire al sistema en el proceso de llenado o vaciado de la tubería. Se consideran ventosas de 2″ a 4″ de diámetro según los requerimientos de purga de aire. En la imagen siguiente se ilustra la cámara de ubicación de estas ventosas.

Figura 4-8 Cámaras de Venteo



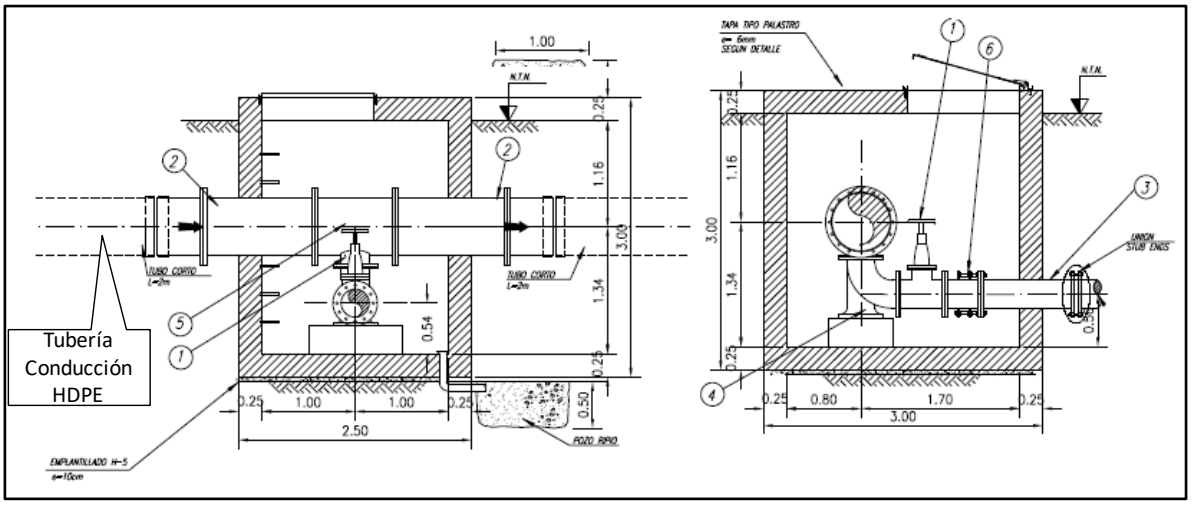
Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

- Sistema de Desagüe y Limpieza

Con el fin de permitir el desagüe y la limpieza de caudales desde el interior de la tubería, se considera la implementación de cámaras de desagüe, las cuales descargaran estas aguas hacia quebradas o cursos naturales del sector. En su defecto la totalidad de estas cámaras descargaran sus aguas hacia el río Puritama y Vilama.

En la imagen siguiente se ilustra una imagen tipo de estos elementos.

Figura 4-9 Cámaras de Desagüe



Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

- Resumen Elementos Sistema Tubería Sector Alto

Sobre la base de los elementos mencionados con anterioridad y que han sido considerados para el entubamiento del sistema de tubería del sector alto, se tienen las siguientes obras:

✓ Tubería, la cual cuenta con lo siguiente:

- 13 tramos de tubería de HDPE PN10:
  - 9 tramos DN 400 con una longitud total de 17.072 m, separados por 9 estanques corta presión.
  - 3 tramos DN 315 con una longitud total de 4.445 m, separados por 2 estanques corta presión.
  - 1 tramo DN 250 de longitud de 937 m.

✓ Cámaras de Venteo.

✓ Cámaras de Alivio.

✓ Cámaras de Desagüe.

El número de obras consideradas se encuentra en la planilla de presupuesto exhibida en los Anexos del Tomo 3.

iii. Costos

Se realiza un presupuesto estimativo de las obras contempladas en el diseño de la tubería, considerando los siguientes costos de precios unitarios de las partidas involucradas:

Tabla Nº 4-85 Presupuesto sistema de distribución en presión Río Puritama y Purifica

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PU ($)	PT ($)
1	**Instalación de faenas**				**86.852.450**
1.1	Instalaciones del Contratista	Gl	1	41.304.200	41.304.200
1.2	Instalaciones de la IF	Gl	1	8.040.000	8.040.000
1.3	Instalaciones	Gl	1	27.028.800	27.028.800
1.4	Desmovilización	Gl	1	10.479.450	10.479.450
2	**Despeje franja**				**70.189.759**
2.1	Roces y despejes	m2	88.392	295	26.113.568
2.2	Escarpe (e=25 cm)	m2	88.392	499	44.076.192
3	**Excavaciones franja tubería**				**707.377.845**
3.1	En terreno común (10% L total)	m3	12.630	1.478	18.667.019
3.2	En roca (90% L total)	m3	56.820	12.121	688.710.826
4	**Rellenos**				**13.939.184**
4.1	Relleno común compactado	m3	504	6.858	3.456.540
4.2	Cama arena	m3	504	20.799	10.482.643
5	**Ductos**				**2.715.347.727**
5.1-1	HDPE φ 250	m	937	60.283	56.485.171
5.1-2	HDPE φ 315	m	4.445	93.564	415.891.980
5.1-3	HDPE φ 400	m	17.072	131.383	2.242.970.576
6	**Mecanismos**				**190.984.022**
6.1-6	Válvula Mariposa 150 mm	c/u	11	1.572.122	17.293.341
6.1-12	Válvula Mariposa 450 mm	c/u	11	9.244.561	101.690.171
6.4	Ventosa	c/u	20	1.462.750	29.255.000
6.5	Válvula reguladora de presión	c/u	11	3.885.956	42.745.511
7	**Obras civiles**				**260.433.662**
7.3	Cámara Rompe Presión	c/u	11	22.474.460	247.219.064
7.4	Cámaras de inspección	c/u	25	528.584	13.214.598
	Costo directo de construcción				**4.045.124.649**
	GG y U (45%)				1.820.306.092
	Costo Construcción				5.865.430.741
	IVA				1.114.431.841
	COSTO TOTAL CONSTRUCCION				**6.979.862.582**
	Expropiaciones				19.647.250
	Total				**6.999.509.832**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

En lo anterior se incluye todo lo que comprende una obra de esta magnitud como, por ejemplo, los atraviesos de río y quebradas que se encuentran implícitamente considerados. Se estimaron Gastos Generales del orden del 45% acorde a obras de este tipo. En conclusión, el presupuesto se estima en siete mil millones de pesos.

Si se realiza el ejercicio de considerar solo el precio de las tuberías de HDPE, se tiene el siguiente presupuesto:

Tabla N° 4-86 Presupuesto solo tuberías sistema de distribución en presión Río Puritama y Purifica

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PU ($)	PT ($)
1	**Instalación de faenas**				**0**
1.1	Instalaciones del Contratista	Gl	0	41.304.200	0
1.2	Instalaciones de la IF	Gl	0	8.040.000	0
1.3	Instalaciones	Gl	0	27.028.800	0
1.4	Desmovilización	Gl	0	10.479.450	0
2	**Despeje franja**				**0**
2.1	Roces y despejes	m2	0	295	0
2.2	Escarpe (e=25 cm)	m2	0	499	0
3	**Excavaciones franja tubería**				**0**
3.1	En terreno común (10% L total)	m3	0	1.478	0
3.2	En roca (90% L total)	m3	0	12.121	0
4	**Rellenos**				**0**
4.1	Relleno común compactado	m3	0	6.858	0
4.2	Cama arena	m3	0	20.799	0
5	**Ductos**				**2.715.347.727**
5.1-1	HDPE φ 250	m	937	60.283	56.485.171
5.1-2	HDPE φ 315	m	4.445	93.564	415.891.980
5.1-3	HDPE φ 400	m	17.072	131.383	2.242.970.576
6	**Mecanismos**				**0**
6.1-6	Válvula Mariposa 150 mm	c/u	0	1.572.122	0
6.1-12	Válvula Mariposa 450 mm	c/u	0	9.244.561	0
6.4	Ventosa	c/u	0	1.462.750	0
6.5	Válvula reguladora de presión	c/u	0	3.885.956	0
7	**Obras civiles**				**0**
7.3	Camara Rompe Presión	c/u	0	22.474.460	0
7.4	Cámaras de inspección	c/u	0	528.584	0
	Costo directo de construcción				**2.715.347.727**
	GG y U (5%)				135.767.386
	Costo Construcción				2.851.115.113
	IVA				541.711.872
	COSTO TOTAL CONSTRUCCION				**3.392.826.985**
	Expropiaciones				19.647.250
	Total				**3.412.474.235**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Considerando Gastos Generales solo del 5% ya que solo se tiene las tuberías, el presupuesto estimado asciende a tres mil cuatrocientos diez millones de pesos

Al comparar estos dos presupuestos en función de los metros lineales de tubería (22.454 m) y las hectáreas que riega actualmente el sistema Vilama (230 Ha), se tienen los siguientes resultados:

Tabla Nº 4-87 Comparación de presupuestos completo y solo tubería

Presupuesto	Monto Total	Costo por m de tubería promedio	Costo por Ha
Obra completa	$7.000.000.000	$311.748	$30.434.783
Solo tubería	$3.410.000.000	$151.866	$14.826.087

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

De la tabla anterior podemos extraer que el mayor costo de la obra está dado solo por la tubería, alcanzando un 49% del presupuesto total. Ante esto, los costos difícilmente pueden ser menores a los presentados, que en promedio estarían del orden por hectárea de los 22,5 millones de pesos ($22.500.000/Ha).

iv. Ventajas y desventajas

Dentro de las ventajas de la solución se tiene la conducción entubada del agua desde los ríos Puritama y Purifica al sistema de riego matriz Vilama, las cuales contienen menores niveles de salinidad y de otros parámetros minerales, lo que repercute positivamente en mayores superficies regables y en mejores cultivos. Además, se dispone de una cantidad de agua similar para el sistema respecto a lo que se tiene en el sector de la actual bocatoma, pasando solo de 0,165 m^3/s disponibles a 0,164 m^3/s, una diferencia de 0,001 m^3/s. Sin embargo, el costo de la obra por cada hectárea en posesión de los regantes bordearía los 22,5 millones de pesos, un valor elevado que posiblemente muy pocos tendrán el interés en pagar, dificultando la ejecución del proyecto y la construcción del sistema presurizado.

4.1.2.5. Propuestas de Solución Vinculadas con Operación y Turnos de Riego

El análisis del sistema de operación y turnos de riego fue abordado en el punto 4.1.2.2 "Sistema de Control y Monitoreo de la distribución del agua" de este informe.

i. Análisis del Sistema de Turnos de Riego Actual

El análisis del sistema de operación y turnos de riego fue abordado en el punto 4.1.2.2 "Sistema de Control y Monitoreo de la distribución del agua" de este informe.

ii. Propuestas de Mejora en Sistema de Riego Existente

El análisis del sistema de operación y turnos de riego fue abordado en el punto 4.1.2.2 "Sistema de Control y Monitoreo de la distribución del agua" de este informe.

4.1.2.6. Propuestas de Solución Vinculadas con Calidad de Aguas de Riego

i. Descripción solución

Dentro del marco de la actividad de Participación Ciudadana N°1, regantes pertenecientes a la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores del Río Vilama proponen, luego de ser consultados sobre que problemáticas que deben ser abordadas por el estudio, que se estudie el mejoramiento de la calidad del agua que se utiliza actualmente en el riego.

En conjunto con la Comisión Nacional de Riego se analizaron los estudios anteriores relacionados con la calidad del agua del río Vilama y en función de aquello se realizaron diversas consultas a empresas dedicadas al tratamiento de aguas. Con la información facilitada de las muestras, la empresa GEMAT de Aquaminerals (Finlandia) entregó una solución para alcanzar al calidad y cumplimiento que la norma chilena exige para tratar y eliminar los metales presentes en estas aguas de alto contenido de Boro y Sodio.

Para la evaluación de esta alternativa, fue requerida la entrega de la información de calidad de agua obtenida en los muestreos desarrollados en este informe, de los muestreos efectuados, se tiene que las características del agua cruda en la zona del río Vilama tienen los siguientes valores para los parámetros establecidos en la NCh 1.333 de calidad de riego.

Tabla N° 4-88 Características del Agua Cruda y Objetivos de Tratamiento (NCh 1.333)

VILAMA			norm	sample 1	sample 2	sample 3	sample 4	sample 5
1	Cloruros	mg Cl/L	200	757	571	631	576	587
2	Sulfato disuelto	mg SO4/L	250	321	331	314	313	252
3	Aluminio	mg Al/L	5	7,02	1,87	0,043	0,011	8,76
4	Arsénico	mg As/L	0,1	0,76	0,735	0,73	0,81	0,64
5	Boro	mg B/L	0,75	9,61	9,12	9,87	9,98	6,36
6	Hierro	mg Fe/L	5	5,05	1,01	<0,002	<0,002	6,14
7	Litio (Cítricos)	mg Li/L	0,075	2,65	2,48	2,6	2,78	1,84
8	Manganeso	mg Mn/L	0,2	0,223	0,061	0,018	0,004	0,291
9	Sodio Porcentual	% Na	35	59,3	60	56,7	59,1	57,6

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

La solución de adsorción patentada de Aquamineral elimina los iones metálicos nocivos del agua contaminada. Los adsorbentes se suministran en forma de mezcla de polvos naturales. La eficiencia de los productos se basa en los efectos de la adsorción y neutralización.

Además de los eficientes adsorbentes naturales, Aquaminerals suministra los productos químicos y la tecnología de procesos necesarios para el tratamiento de aguas y residuos.

Los adsorbentes naturales son cada vez más utilizados en procesos de purificación de agua debido a su fácil acceso en la naturaleza, de bajo costo en comparación con materiales sintéticos, con propiedades notables de adsorción, intercambio iónico y filtración, y también debido al hecho de que los métodos son eficientes y se desarrollan para regular la estructura geométrica y la naturaleza química de su superficie (neutralización). De los pasos más importantes en la purificación de agua, son la eliminación de impurezas dispersas y la eliminación de sustancias disueltas en forma de moléculas e iones.
Los principales adsorbentes naturales que se distinguen según las características estructurales, su composición química, porosidad y propiedades fisicoquímicas, se encuentran: sílice, silicatos por capas, aluminosilicatos (zeolitas).

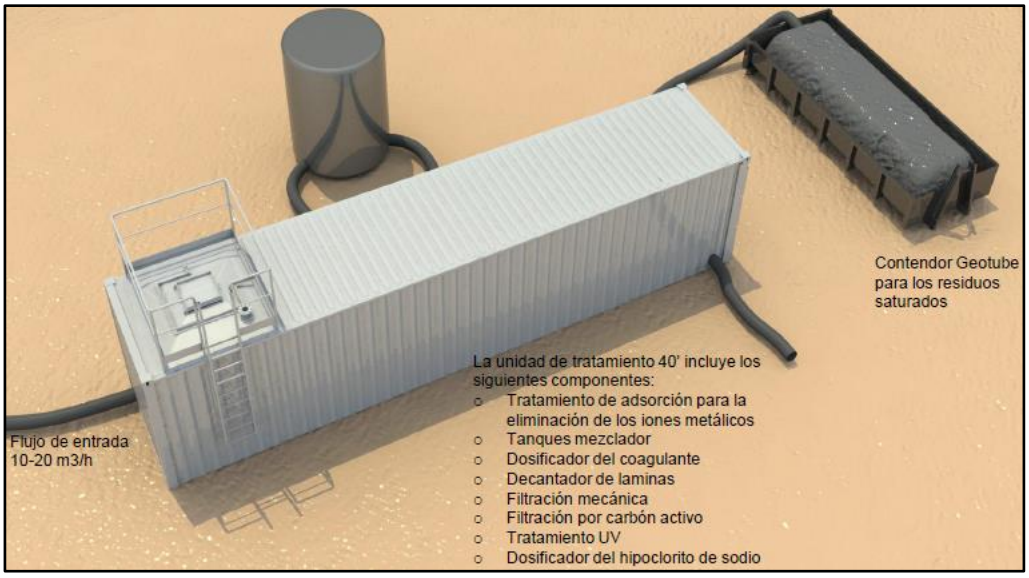
Además de los eficientes adsorbentes naturales, Aquaminerals suministra los químicos y los procesos tecnológicos necesarios para el tratamiento del agua y de los residuos.

Físicamente, esta tecnología se compone de un contenedor (unidad de tratamiento) que tiene la particularidad de ser móvil o portable, por lo que no necesita de grandes tiempos de instalación, haciéndolo eficiente, ecológico y rentable.

Las características del sistema son las siguientes:

- Sistema de dosificación efectivo y ajustable.
- Duradera, incluyendo únicamente equipos industriales de alta calidad (vida útil esperable superior a 10 años).
- Fácil y simple de operar.
- Suministro eléctrico necesario es de 380V o 230 V, consumo < 20 kW.
- El servicio y el mantenimiento puede llevarlo a cabo personal local formado para ello.
- Puede dosificar todos los tipos de adsorbentes de Aquaminerals.
- La dosificación y los consecuentes costes dependen de la matriz del agua y de sus características (como concentración total de metales, objetivo de reducción por cada elemento tóxico, alcalinidad y capacidad de amortiguamiento).
- Costes de inversión y de mantenimiento bajos.
- Tecnología avanzada.

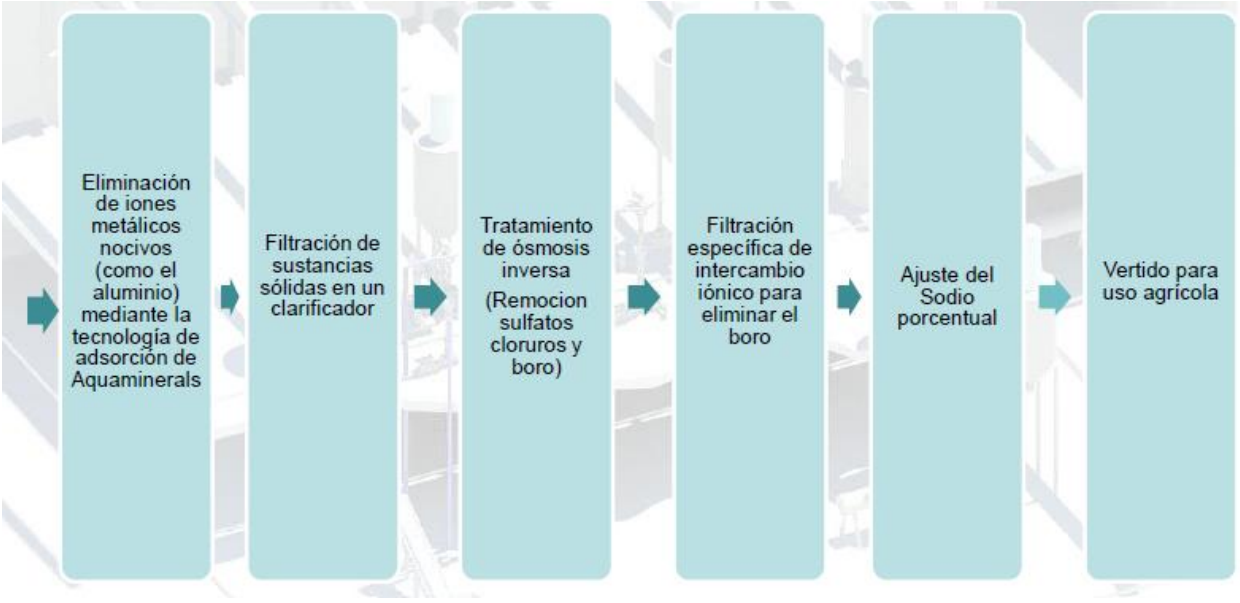
Figura 4-10 Sistema de tratamiento solución adsorbente de Aquaminerals



Fuente: Aquaminerals-GEMAT, Año 2019.

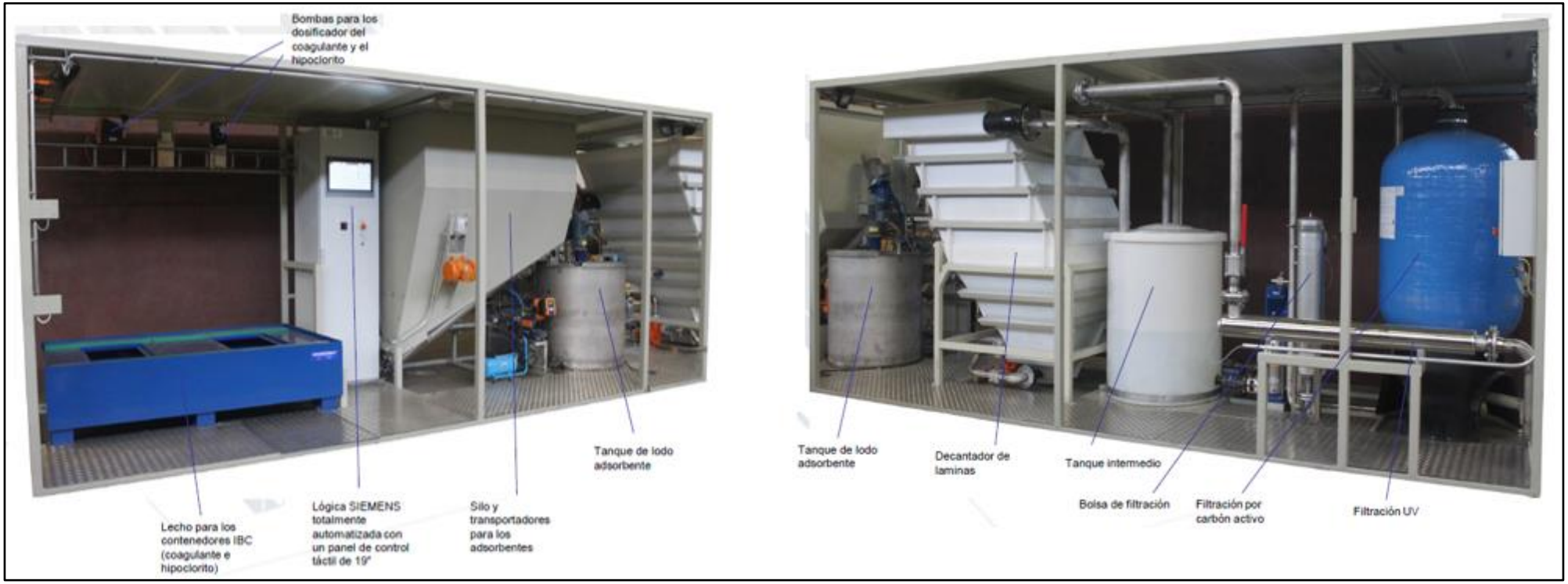
A continuación, se presenta un diagrama de flujo y una figura que detalla las componentes del sistema de tratamiento en su interior.

Figura 4-11 Diagrama de flujo solución adsorbente de Aquaminerals



Fuente: Aquaminerals-GEMAT, Año 2019.

Figura 4-12 Etapas de tratamiento en contenedor solución adsorbente de Aquaminerals



Fuente: Aquaminerals-GEMAT, Año 2019.

ii. Criterios de diseño

Los principios y criterios de diseño del proceso de tratamiento de agua propuesto se presentan a continuación.

- ✓ El reto del tratamiento de agua es complejo y requiere varias fases consecutivas.
- ✓ En la primera fase, se aplica un pretratamiento mediante tecnología de adsorción para eliminar los iones metálicos nocivos (aluminio, hierro y manganeso) que provocan el ensuciamiento de las membranas. Simultáneamente también se reduce la concentración de arsénico < 0,1 mg/L.
- ✓ Después de la fase I, todos los sólidos en suspensión y el adsorbente saturado se eliminan en un clarificador.
- ✓ La tecnología de ósmosis inversa se utiliza para eliminar los cloruros, sulfatos y litio del agua de alimentación. También se elimina parte del boro. La recuperación esperada de la OI es de aproximadamente el 65%.
- ✓ La eliminación final del boro (por debajo del valor límite de 0,75 mg/L) se realiza mediante una resina de intercambio iónico específica.
- ✓ Antes de la descarga, el porcentaje de sodio se ajusta (< 35%) añadiendo/mezclando iones de calcio con el agua tratada.
- ✓ Si es necesario, la electricidad para la planta puede ser producida por energía solar (opcional)
- ✓ Aquaminerals entregará la planta de tratamiento, equipos para la producción de energía solar (opcional) y los reactivos necesarios (adsorbente, floculante, antiincrustante).
- ✓ Todos los residuos (del clarificador, de la unidad de ósmosis inversa y del líquido de retrolavado del intercambiador de iones) se envían a un estanque de evaporación natural, que es instalado por el Comprador.
- ✓ Después de la calibración y entrenamiento en el sitio, la planta será entregada al Cliente.

Es necesario indicar que el sistema de tratamiento es prediseñado, portable y estándar. Sin embargo, requiere de un periodo estimado de instalación que varía entre 1 a 2 semanas y de entrega de los componentes del sistema que va de los 2 a 3 meses. según informa el representante en Chile de Aquaminerals (GEMAT).

iii. Listado de Equipos Planta Piloto de Tratamiento de Agua para Riego

En la tabla siguiente se ilustra el listado de equipos de la solución de tratamiento propuesta, para los rangos de caudal de hasta 3,6 m^3/hr y 9 m^3/hr.

Tabla Nº 4-89 Lista de Equipos Planta Piloto de Tratamiento de Agua para Riego

Item/funcion	Capacidad 3.6 m^3/h	Capacidad 9 m^3/h
Contenedor (incl. tecnología para la dosificación de adsorbentes y floculantes, baterías, sala de control)	40 feet	40 feet
Depósito de agitación (mezcla rápida con adsorbentes)	2 m^3	5 m^3
Tanque de mezcla lento (para floculación)	1 m^3	2,5 m^3
Clarificador (decantador de láminas con bomba de lodos)	x	x
Depósito pulmón con bomba	x	x
Unidad de OI con UF (prefiltración)	x	x
Unidad de intercambio iónico específico de boro	x	x
Tanque de mezcla Ca(OH)2 con bomba de alimentación (ajustable)	x	x
Depósito de mezcla adsorbente con bomba de manguera (ajustable)	x	x
Bomba de alimentación de floculante (ajustable)	x	x
Paneles solares *)	opcional	opcional
Sistema lógico y armario eléctrico	SIEMENS LOGO!	SIEMENS LOGO!
Consumo de electricidad (kW)	8-10 kW	15-18 kW

Fuente: Aquaminerals-GEMAT, Año 2019.

Es necesario indicar con respecto a la tabla anterior, que, en el caso de los paneles solares, se considera que la planta está conectada a la red eléctrica existente, y la energía solar se utiliza para reducir los costos de electricidad. El consumo de electricidad durante el día es proporcionado principalmente por energía renovable natural. Si funciona de noche, la electricidad se obtiene de la red eléctrica nacional.

iv. Costos

Para el tratamiento de los costos de implementación de este sistema, se tienen los siguientes, en función del rango de operación de las Plantas de Tratamiento.

Tabla N° 4-90 Costo Estimado Implementación Sistema Aquaminerals

Ítem	Capacidad (m^3/hr)	Capacidad (l/s)	Costo Obra (Euro)	Costo Obra ($)
Planta Piloto Producción	0 - 3,6	0 - 1	136.700	112.094.000
Planta Piloto + Paneles Solares	0 - 3,6	0 - 1	158.300	129.806.000
Planta Piloto Producción	0 - 9	0 - 2,5	232.600	190.732.000
Planta Piloto + Paneles Solares	0 - 9	0 - 2,5	277.000	227.140.000

Nota: Valor 1 Euro = $820, moneda a fecha 07-11-2019
Fuente: Aquaminerals-GEMAT, Año 2019.

En adición a los costos antes mencionados se deben incorporar los costos por las siguientes partidas:

- Aduanas locales, impuestos, IVA, etc.
- Flete marítimo desde Finlandia a Chile.
- Transporte desde el puerto de Chile hasta el lugar del proyecto.
- Obras civiles en el emplazamiento del proyecto (plataformas, cercas, instalación, tuberías, cableado eléctrico, estanque de evaporación, etc.).
- Seguridad y protección.
- Instalación in situ, calibración, formación: 5.600 euros = $4.592.000 (esto considera 1 semana para estos trabajos, el requerimiento de más días tiene un costo adicional de 500 euros/día = $410.000/día.

Para las plantas y tamaños antes presentados, se tiene un consumo esperado del adsorbente de entre 100 - 300 mg/lt, consumo de coagulante de entre 40 - 60 mg/lt, consumo de Ca(OH)2 alrededor de 1.000 mg/lt. Considerando lo anterior, los costos operacionales del sistema ascienden al orden de unos 0,80 - 1,00 euros/m^3 = 656 - 820 $/$m^3$.

Considerando que el sistema de tratamiento operará durante el tiempo que duran las labores de riego, se tienen del orden de 12 horas al día, lo anterior significa del orden de 43,2 m^3/día para una planta de tratamiento de 1 l/s, esto significa un costo operacional del orden de $35.424 / día y si se contempla que el riego dura todos los días de un mes, es decir 30 días, se tiene un costo operacional mensual de $1.062.720 / mes.

El riego de 1 l/s, corresponde aproximadamente al riego con seguridad del 85% de 1 ha de tomates sin invernadero (la cual produciría del orden de 90.000 Kg/ha/año, contemplando el riego durante 9 meses del año), con una ganancia esperada de $9.000.000/ha/año (considerando una ganancia estimada del tomate del orden de $100/Kg).

De esta manera, se tiene que el costo operacional de la planta durante 9 meses es de $9.654.480, mientras que el ingreso sería del orden de $9.000.000. Lo anterior entrega un resultado negativo de rentabilidad y sin considerar el costo de implementación del sistema.

Si se contempla la ejecución de un sistema avanzado de invernadero, se debe contemplar del orden de $100.000.000/ha para la implementación del invernadero, pero la producción de tomates sube a 400 Ton/año, lo que involucra ingresos del orden de $40.000.000 / año, de esta forma, si al costo del invernadero se agregan los costos operacionales del sistema se llega a un costo aproximado de $109.654.480 / año, mientras que los ingresos esperados son del orden de $40.000.000 / año, pero al monto anterior, es requerido incorporar el monto de implementación del sistema de tratamiento.

Es necesario indicar que el invernadero considerado tiene una vida útil del orden de 10 años.

De esta manera, sobre la base del último ejercicio, a continuación, se incorpora una breve evaluación a un periodo de 30 años para la planta de tratamiento de 1 lt/s, considerando la implementación del sistema de invernadero de última tecnología.

Tabla Nº 4-91 Evaluación Económica Estimada en Periodo de 30 años

Año	Ítem	Costo ($)	Beneficio ($)	Total ($)
0	Planta Tratamiento + Paneles Solares	129.806.000		- 284.169.780
	Transporte Marítimo a Puerto Chileno	10.296.000		
	Costos de Internación (Aduanas)	1.560.000		
	IVA (19%)	26.915.780		
	Transporte al lugar del proyecto	3.000.000		
	Obras Civiles de Emplazamiento	8.000.000		
	Instalación In Situ	4.592.000		
	Invernadero	100.000.000		
1	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
2	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
3	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
4	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
5	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
6	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
7	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520

Año	Ítem	Costo ($)	Beneficio ($)	Total ($)
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
8	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
9	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
10	Invernadero	100.000.000		-69.654.480
	Beneficios Tomates		40.000.000	
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
11	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
12	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
13	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
14	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
15	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
16	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
17	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
18	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
19	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
20	Invernadero	100.000.000		-69.654.480
	Beneficios Tomates		40.000.000	
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
21	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
22	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
23	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
24	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
25	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520

Año	Ítem	Costo ($)	Beneficio ($)	Total ($)
	Beneficios Tomates		40.000.000	
26	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
27	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
28	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
29	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		30.345.520
	Beneficios Tomates		40.000.000	
30	Beneficios Tomates		40.000.000	30.345.520
	Costo Operacional Planta + Paneles	9.654.480		
Total		**773.804.180**	**1.200.000.000**	**426.195.820**
			Tasa Retorno	6%
			VAN	46.511.229

Fuente: Elaboración Propia. SMI, Año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, al efectuar una evaluación del proyecto de Planta de Tratamiento de Aguas con la tecnología Aquaminerals integrado con un invernadero de última tecnología, de manera de poder regar 1 ha con plantaciones de tomates, se estima que, en un periodo de 30 años, se logra obtener un VAN positivo de $46.511.229, por lo que el proyecto tiene una rentabilidad positiva.

Sobre la base de lo anterior, es recomendado el análisis de esta alternativa en mayores detalles y en estudios posteriores que se desarrollen en la zona.

v. Ventajas y desventajas

Dentro de las principales ventajas que presenta este tipo de tratamiento se pueden mencionar las siguientes:

- ✓ Elimina una gran cantidad de contaminantes dañinos (como Al, As, Mn, Fe, etc.) simultáneamente.
- ✓ Eficaz en un amplio rango de pH.
- ✓ Ajustable, asegura también el cumplimiento de los requisitos de la legislación.
- ✓ Solución tecnológica rentable, duradera, sencilla y compacta.
- ✓ Aplicable y ajustable desde el tratamiento de pequeños caudales hasta el tratamiento de grandes efluentes industriales.

- ✓ Eficiencia energética.
- ✓ Costos de funcionamiento bajos en comparación con otras soluciones de alta tecnología; no es necesario el pretratamiento antes del uso del adsorbente.
- ✓ Polvo mineral (adsorbente) intensificación de la sedimentación de flóculos y eliminación de partículas sólidas.
- ✓ El adsorbente saturado no lixivia metales en pH 5-11.
- ✓ Tecnología Plug and Play, instalación rápida.

Desde el punto de vista de las desventajas, se pueden mencionar las siguientes:

- ➢ Disponibilidad de los materiales requeridos para efectuar los tratamientos, ya que se deben solicitar y tener almacenados de reserva y tenerlos in situ en contenedores especialmente creados para esta función.
- ➢ La mano de obra requerida para la operación del sistema requiere de ser capacitada, lo que involucra mayores costos de operación, estos sistemas deben ser operados por personal capacitado, sino su vida útil o rendimiento puede verse afectado en forma importante.
- ➢ Los costos operacionales del sistema son elevados, por lo que para su financiamiento se requiere de establecer un sistema de financiamiento subensionado o con altos beneficios de las utilidades de utilizar el agua tratada, de esta manera, generalmente este tipo de proyectos son utilizados en obras del tipo multipropósito, es decir, que tengan usos en riego y en consumo potable (este sistema puede ser incorporado en San Pedro de Atacama, considerando que los ayllus no poseen agua potable y son abastecidos por camiones aljibes).
- ➢ La evaluación económica del ejemplo para 1 ha plantada con tomates, si no incorpora una tecnología que permita la elevación de la producción no da rentable, debido a los altos costos operacionales.
- ➢ El alto costo de este tipo de proyectos requiere para su implementación del subsidio por parte del estado, sobre todo en actividades del tipo para riego.

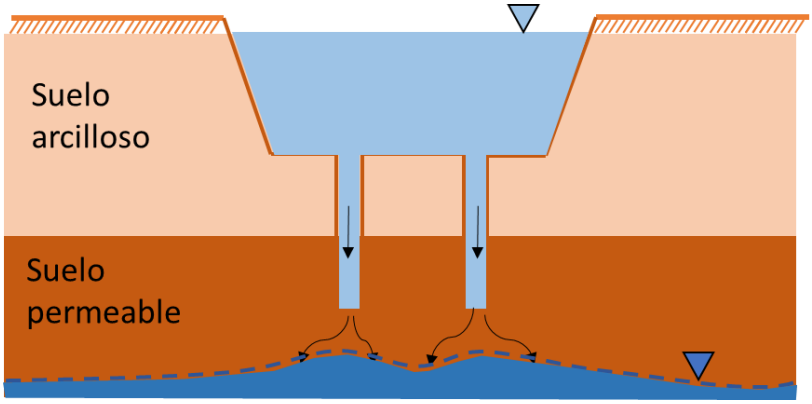
4.1.2.7. Recarga artificial de acuíferos

i. Descripción solución

Como alternativa a la acumulación de aguas en periodos en que no se esté utilizando el recurso, nace la idea de aprovechar la capacidad que tiene el suelo como un sistema de almacenamiento. Para ello se propone evaluar la factibilidad de construir piscinas de infiltración en ciertos sectores, como un plan piloto de almacenamiento de aguas. En la localidad de San Pedro de Atacama, se aprecia que los suelos presentan contenido de arcillas y limos, por lo cual a nivel de superficie la permeabilidad es baja. Como solución se proponen piscinas de infiltración con pozos de absorción, que consiste en la creación de tranques sin revestimiento, con una serie de pozos rellenados de granulometría gruesa, y con una profundidad tal que permita atravesar la zona vadosa de baja permeabilidad hasta llegar a suelo con mejores condiciones de infiltración, de tal forma que facilite el ingreso del agua hacia el acuífero.

La siguiente figura muestra un esquema de estas piscinas y su operación:

Figura N° 4-52 Recarga artificial con piscinas de infiltración con pozos de absorción



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

Es importante señalar que antes de implementar una recarga artificial de acuífero, se requiere de una serie de estudios que permitan conocer a cabalidad los límites del acuífero a intervenir, en relación a sus conexiones con otros cuerpos de agua y su capacidad de almacenamiento, ya que en muchos casos estas soluciones no prosperan debido a que el agua que se incorpora al acuífero termina escurriendo a otros sistemas sin posibilidad de recuperarla, o el mantenimiento es pobre o inexistente, provocando la colmatación de los pozos, disminuyendo la eficiencia del sistema.

Considerando como supuesto que se cumplen todos los requerimientos de las propiedades del suelo y acuíferos, se propone como plan piloto una piscina de 50 x 20 m superficiales y 3 m de profundidad, más 5 pozos de absorción que lleguen hasta el nivel freático del sector.

Tabla Nº 4-92 Dimensiones piscina para recarga artificial de acuífero, con pozos de absorción

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Largo superficial	Ls	50	[m]
Ancho superficial	As	20	[m]
Profundidad	H	3	[m]
Pendiente interior terraplén	ki	2,5	[H:V]
Pendiente exterior terraplén	ke	2	[H:V]
Largo basal	Lb	35	[m]
Ancho basal	Ab	5	[m]
Superficie de agua	S	1000	[m^2]
Perímetro piscina	Lt	194,00	[m]
Volumen piscina	V	1762,5	[m^3]

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

ii. Antecedentes

La recarga artificial de acuíferos es una técnica de manejo de recursos hídricos que consiste en infiltrar aguas superficiales hacia un cuerpo de agua subterráneo. El objetivo de esta técnica es alcanzar una gestión más racional del recurso de una cuenca.

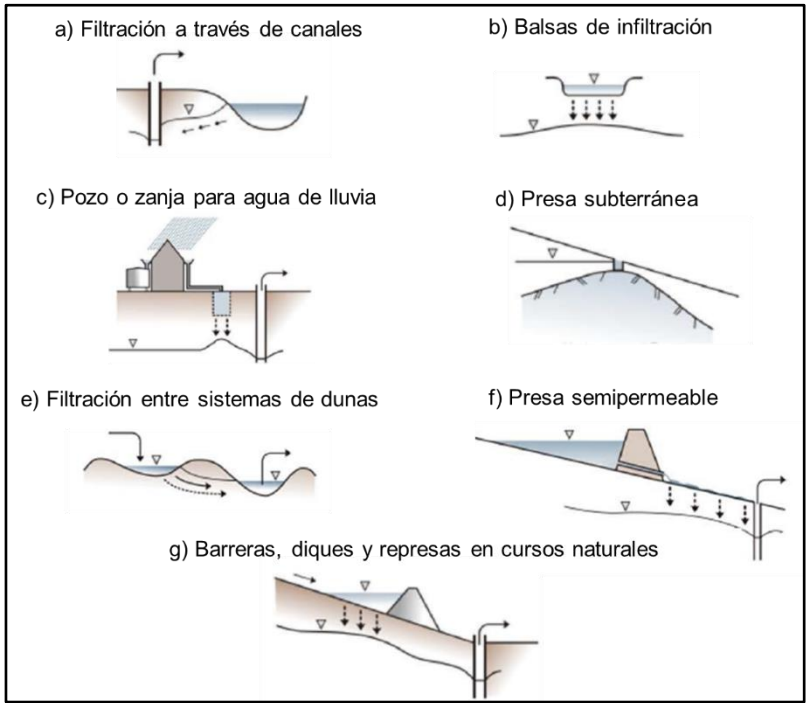
Existen dos grandes grupos para clasificar las metodologías de recarga de acuíferos: sistemas en superficie y sistemas en profundidad.

Sistemas en superficie:

Consiste en métodos de recarga en que el sistema no se encuentra en contacto con la zona saturada del suelo (o nivel freático). Se basan en la implementación de una zanja, surco, lagunas, piscinas o acondicionamientos de cauces, para luego incorporar agua dentro de ellos y por carga comience la infiltración natural, desde la zona vadosa hasta el acuífero. Estos métodos se utilizan generalmente para tratamiento de aguas, en la cual se aprovecha esta zona insaturada para la remoción de sólidos suspendidos, y en algunos casos dependiendo de la composición rocosa, de sólidos disueltos, cambiando la calidad del agua que llega finalmente al acuífero.

A continuación, se presentan esquemas de las diferentes metodologías que se han empleado en la recarga de acuíferos:

Figura N° 4-53 Sistemas de recarga superficial



Fuente: Modificado de Dillon (2005).

Se ha descartado el estudio con sistemas de infiltración subterráneo, por cuanto estos requieren de un conocimiento en la operación (bomba hidráulica) y de un mantenimiento mayor, en contraste a los sistemas superficiales, donde solo se requiere la inversión inicial y un mantenimiento adecuados.

El presente estudio ha optado por una solución de menor costo de mantenimiento y operación, que consiste en **piscinas con pozos de absorción**, como plan piloto de almacenamiento de aguas en un acuífero.

iii. Criterios de diseño

La recarga artificial de acuíferos puede resultar como una alternativa de almacenamiento atractiva, no obstante, estas soluciones requieren ser analizadas en detalle y caso a caso, por cuanto requiere de una serie de consideraciones técnicas para evaluar su prefactibilidad. Estos requisitos están íntimamente ligados con la hidrogeología del sector y a la disponibilidad de la recarga. Como ejemplo, condiciones favorables del lugar para decidir por una de estas soluciones pueden ser:

- Nivel freático con un nivel estático profundo, con una baja conexión con cauces superficiales del entorno.
- El suelo por permear debe tener adecuadas tasas de infiltración, lo cual favorezca la recarga al mismo acuífero.

- Pendiente del basamento del acuífero debe ser baja, por cuanto a mayor pendiente la efectividad de la recarga será menor, debido a que las aguas a almacenar se perderían rápidamente de la zona donde se proyecta recuperarlas.
- Poca o nula conectividad del acuífero con otros cuerpos de agua, esto a modo de evitar que las aguas infiltradas sean conducidas a otros sistemas, por cuanto se requiere recuperar estas aguas en el mismo sitio en que se han inyectado.

Producto de lo anterior, es que se requieren de los siguientes estudios:

- Trabajos geofísicos a nivel de subsuelo a través de TEM y Nano TEM para determinar la geometría y alcance del acuífero.
- Perforación de sondajes para determinar ubicación del nivel freático, caracterización del nivel freático, calidad del agua y análisis granulométrico, curvas de succión y pruebas de pozos para estimación de conductividad hidráulica.
- Ensayos de infiltración, a nivel superficial y a la máxima profundidad de la piscina.

De la información disponible en San Pedro, se tienen los siguientes antecedentes:

Pruebas de pozos asociados a los derechos de aprovechamiento en la localidad indican que la profundidad del nivel freático ronda entre los 30 y 40 m de profundidad (Fojas de Derechos de Aprovechamiento de Aguas existentes, DGA).

La composición geológica de los suelos se compone de depósitos aluviales de gravas, arenas, arcillas y limos, con una mayor tendencia a estos últimos. En el sector de dunas, particularmente en Tulor, se observa la presencia de depósitos eólicos, con arenas de grano medio y fino (Fuente: Mapa Geológico de Chile, escala 1:250.000 - Sernageomin).

En zonas áridas donde la radiación solar es importante, se debe considerar contrastar la tasa de evaporación respecto a la de infiltración, por cuanto debe ser provechoso en que el agua se infiltre más rápido de lo que evapore, para que cumpla de forma efectiva su función. Rescatando los resultados del informe agroeconómico del mismo estudio, se tienen las siguientes tasas de evaporación en San Pedro de Atacama.

Tabla Nº 4-93 Características Climáticas San Pedro de Atacama

Parámetro	Unidad	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
T. Máxima	ºC	28,3	27,7	26,2	24,1	22,1	20,6	20,0	20,1	21,4	23,5	25,8	27,6	24,0
T. Mínima	ºC	4,3	4,2	4,0	3,8	3,5	3,4	3,3	3,4	3,2	3,4	3,8	4,2	3,7
T. Media	ºC	15,6	15,3	14,5	13,3	12,2	11,4	11,1	11,2	11,7	12,8	14,1	15,2	13,2
Suma Térmica	D.G.	181	173	153	128	104	89	83	85	96	118	146	171	1.528
Horas Frío	Horas	124	131	153	185	221	249	260	255	248	212	171	136	2.346
Radiación Solar	Cal/cm^{2}día	631	615	573	516	458	416	401	416	458	516	573	615	516
Humedad Relativa	%	41	39	35	30	24	20	18	19	23	29	35	39	30
Precipitaciones	mm	1,3	0,0	0,0	0,7	1,3	5,3	5,3	5,3	3,3	0,0	0,0	0,2	22,7
Evap. Potencial	mm	221,0	217,0	206,0	191,0	177,0	166,0	162,0	166,0	177,0	191,0	206,0	217,0	2.296,0
Def. Hídrico	mm	219,0	217,0	206,0	191,0	175,0	161,0	157,0	161,0	173,0	191,0	206,0	216,0	2.273,0
Exd. Hídrico	mm	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Ind. Humedad	pp/etp	0,01	0,00	0,00	0,00	0,01	0,03	0,03	0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	0,01
Heladas (T<0°C)	días	4,0	3,8	4,7	5,2	6,2	6,6	7,1	6,8	7,3	6,7	5,3	4,3	67,9

Fuente: Atlas Agroclimático de Chile, Tomo 1, 2017, Agrimed y Universidad de Chile.

De la tabla anterior, se desprende que la evaporación potencial del sector es como máximo 221 mm en el mes, lo cual corresponde a 7,13 mm/día. Así, la tasa de infiltración en los periodos de máxima evaporación no debe ser inferior a esta cifra, en caso contrario la eficiencia de la infiltración se verá afectada. Así, los estudios a realizar deben considerar que los pozos de absorción deben alcanzar un suelo con características de permeabilidad que permitan tasas de infiltración superiores a 7,13 mm/día. En caso contrario, esta solución no es factible.

Se consideraron las siguientes conductividades hidráulicas en el cálculo, en función de la composición del suelo:

Tabla Nº 4-94 Conductividades hidráulicas según el material que compone el suelo

Material	Conductividad hidráulica [m/s]	
	Mínimo	Máximo
Arcilla	1,00E-12	1,00E-09
Limo, limos arenosos, arenas arcillosas	1,00E-09	1,00E-07
Arenas limosas, arenas finas	1,00E-08	1,00E-06

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019

Como se puede apreciar, las conductividades son muy bajas, por lo que es importante llegar hasta el nivel freático del acuífero para lograr como mínimo una recarga. Se ha supuesto una profundidad de 40 m del acuífero para efectos del cálculo. Se propone la fabricación de los pozos de absorción a través de sondajes de 15 cm de diámetro, aprovechando los mismos ensayos necesarios para el análisis previo de las condiciones del suelo. Con ello se estima el caudal a infiltrar y con ello cuánto demoraría infiltrar la totalidad del agua acumulada en la piscina, bajo distintas conductividades hidráulicas, a través de la Ley de Darcy considerando un flujo vertical en un espacio horizontal reducido:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

$$i = \frac{dh}{dL} \; ; dL \to 1 \; ; i \to dh$$

$$T = \frac{Vol_{piscina}}{Q}$$

Donde:

Q: Caudal que ingresa al acuífero, en m^3/s.

K: Conductividad hidráulica, en m/s.

i: Gradiente hidráulico.

A: Sección de escurrimiento del fluido, en m^2.

T: Tiempo de vaciado de la piscina, en s.

$Vol_{piscina}$: Volumen de almacenamiento de la piscina, en m^3.

A continuación, se presentan los resultados del cálculo, el tiempo de vaciado y caudal fueron pasados a unidades de días, para facilidad de interpretación.

Tabla N° 4-95 Estimación del caudal total de recarga y el tiempo de vaciado de la piscina

Parámetro	Notación	Valor	Unidad
Número de pozos de abs.	N	5	[-]
Diámetro pozo de abs.	D	0,15	[m]
Carga hidráulica	h	40	[m]
Alto superficie perforada	p	2	[m]
% de superficie efectiva	%p	40	[%]
Superficie efectiva		1,88	[m^2]
Conductividad hidráulica	K_1	5,01E-10	[m/s]
	K_2	5,05E-08	[m/s]
	K_3	5,05E-07	[m/s]
Caudal como recarga	Q_1	0,003	[m^3/d]
	Q_2	0,329	[m^3/d]
	Q_3	3,290	[m^3/d]
Tiempo vaciado (a tope)	T_1	6257	[d]
	T_2	62	[d]
	T_3	6	[d]

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

Como puede apreciarse, es fundamental conocer el valor real de la conductividad hidráulica, pues de esta cifra dependerá si es técnicamente factible la instalación de sistemas de recarga artificial de acuíferos mediante sistemas superficiales (carga gravitacional), como en el caso de la primera conductividad hidráulica K_1, la cual es tan baja que el tiempo que demora en infiltrar el agua supera los 17 años, tiempo en que ya se hubiera evaporado el agua disponible en la piscina.

iv. Operación y mantenimiento

Para evitar la colmatación de los pozos de absorción, es importante considerar un desarenador a la entrada de estos sistemas con el objetivo de reducir la cantidad de sólidos suspendidos totales que puedan ingresar a la obra. Se ha observado que las aguas de crecidas contienen gran cantidad de sólidos del tipo arcillas y limos, lo que colmataría los pozos de absorción en el corto plazo (menos de 1 año). Es por lo anterior que es de suma importancia realizar una limpieza periódica a los sedimentadores, con tal de aumentar la vida útil de la obra, en caso contrario la recarga artificial de acuíferos a través de pozos de absorción no funcionará por cuanto los pozos se llenarían de sedimentos.

v. Costos

A continuación, se presentan los costos de la piscina, incluyendo sus obras anexas como obra de entrega, desarenador y sondajes de pozos de absorción:

Tabla N° 4-96 Costo Estimado Piscina

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO ($)	COSTO ($)
Relleno y Terraplén	[m^3]	840	$ 5.708	$ 4.794.720
Excavación	[m^3]	850	$ 2.782	$ 2.364.700
Obra de desvío 500L/s	[un]	1	$ 582.000	$ 582.000
Desarenador 500L/s	[un]	1	$ 30.010.000	$ 30.010.000
Sondajes φ15cm	[m]	200	$ 250.000	$ 50.000.000
			TOTAL	$ 87.751.420

Nota: No se consideraron los costos para la recuperación de los recursos (bomba hidráulica).

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

vi. Ventajas y desventajas

Dentro de este tipo de sistemas, se pueden listar las siguientes ventajas:

- Almacenamiento natural de las aguas sin gran intervención superficial (a diferencia de un embalse).
- En ocasiones la calidad de las aguas mejora, en el sentido de que la infiltración misma de ésta puede remover material orgánico o suspendido.

- Las pérdidas por evaporación son marginales, en contraste a sistemas de almacenamiento de aguas superficiales.
- Dependiendo de las dimensiones del acuífero, es posible almacenar grandes cantidades de agua, con una intervención en la superficie reducida.

Con relación a las desventajas de este tipo de técnicas, pueden mencionarse:

- Se requiere de un acabado estudio del acuífero que se va a intervenir y de los estratos del suelo en que se conducirán las aguas, por lo que los estudios de prefactibilidad presentan un costo no menor en contraste a la misma obra.
- Se debe evitar el ingreso de sólidos suspendidos o de otros objetos al sistema, por cuanto la colmatación de los pozos de absorción dejaría inoperativas la totalidad de las obras. Es por lo anterior que el mantenimiento del desarenador es primordial para el éxito de la infiltración.
- Los costos directos de la obra son superiores que un sistema de almacenamiento superficial convencional.

4.1.3. Resumen Principales Propuestas de Solución a Problemáticas Identificadas

A continuación, se presenta un cuadro que lista todas las soluciones evaluadas en el presente acápite:

Tabla N° 4-97 Resumen de las soluciones propuestas para el sistema Vilama

Código	Canal	Grupo	Problema / Comentario	Abreviado Solución	Soluciones evaluadas
1-1-VIL-DB	Vilama	1	Pretil de tierra y canal de aproximación frágil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma	Diseño Bocatoma	-
2-1-VIL-DM	Vilama	1	Tranque Vilama se llena de sedimentos	Desarenador y Mantención	1: Desarenador
3-1-VIL-RE	Vilama	1	Filtraciones	Revestimiento	1: Hormigón H-20 2: Mampostería 3: Manta de hormigón e=5mm 4: Shotcrete 5: Geomembrana
4-1-VIL-MS	Vilama	1	Crecidas río Vilama golpean contra Ayllú dañando agricultura	Multisectorial	-
5-1-VIL-MT	Vilama	1	Rehabilitación y mejora general del tranque Vilama	Mejora Tranque	-
6-1-VIL-ECC	Vilama	1	Robo de agua e intervención de terceros	Entubado y Cierre Canal	1: Loseta 2: MP152 3: Tubo HDPE 4: Tubo hormigón 5: Cierre perimetral reja
7-1-VIL-ECC	Vilama	1	Robo de agua, intervención de terceros y basura	Entubado y Cierre Canal	1: Loseta 2: MP152 3: Tubo HDPE 4: Tubo hormigón 5: Cierre perimetral reja
8-1-VIL-RE	Vilama	1	Pastelones quebrados en mal estado	Revestimiento	1: Hormigón H-20 2: Mampostería 3: Manta de hormigón e=5mm 4: Shotcrete 5: Geomembrana

Código	Canal	Grupo	Problema / Comentario	Abreviado Solución	Soluciones evaluadas
9-1-VIL-ECC	Vilama	1	Robo de agua por camioneros	Entubado y Cierre Canal	1: Loseta 2: MP152 3: Tubo HDPE 4: Tubo hormigón 5: Cierre perimetral reja
1-2-BET-DC	Beter	2	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento	Diseño Canal y Control Dunas	1: Loseta 2: MP152 3: Ensanche canal y revestimiento
2-2-BET-DC	Beter	2	Problema con dunas en tramo inicial	Diseño Canal y Control Dunas	1: Loseta 2: MP152 3: Ensanche canal y revestimiento
3-2-BET-DC	Beter	2	Revisar pendiente del canal en sector con tapas	Diseño Canal	1: Cambio de cota+revestimiento hormigón
4-2-BET-RE	Beter	2	Filtraciones en canal de tierra	Revestimiento	1: Hormigón 2: Mantas de hormigón
5-2-BET-DM	Beter	2	Rediseñar Desarenadores	Desarenador y Mantención	1: Desarenador
6-2-BET-DM	Beter	2	Desarenador y mantención según PAC	Desarenador y Mantención	1: Desarenador
1-3-POC-DM	Poconche	3	Desarenador y mantención	Desarenador y Mantención	1: Desarenador
2-3-POC-DC	Poconche	3	Embancamiento canal por arena dunas	Cierre canal	1: Loseta 2: MP152 3: Ensanche canal y revestimiento
1-4-TUL-DC	Tulor	4	Caida de dunas y arena hacia el canal (Prioridad N°1). Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.	Diseño Canal y Control Dunas	1: Loseta 2: MP152 3: Ensanche canal y revestimiento

Código	Canal	Grupo	Problema / Comentario	Abreviado Solución	Soluciones evaluadas
2-4-TUL-MS	Tulor	4	Embancamiento río San Pedro sector cajones de vialidad provoca desborde del río y destrucción canal y sistema Vilama	Multisectorial	-
3-4-TUL-ECC	Tulor	4	Protección por cruce de quebrada río seco San Pedro	Diseño canal	1: Loseta 2: MP152 3: Tubo HDPE 4: Tubo hormigón 5: Cierre perimetral reja
4-4-TUL-DM	Tulor	4	Problema de arenas en ingreso a Tulor	Desarenador y Mantención	1: Desarenador

5. ANÁLISIS DE LOS SISTEMAS DE RIEGO CON PROPUESTAS DE MEJORAS

Sobre la base de las alternativas de mejora antes planteadas, a continuación, se presenta un análisis de los sistemas de riego con la incorporación de dichas mejoras, a través de un análisis multicriterio para generar una matriz de priorización de tales propuestas, con el objetivo de orientar la toma de decisiones.

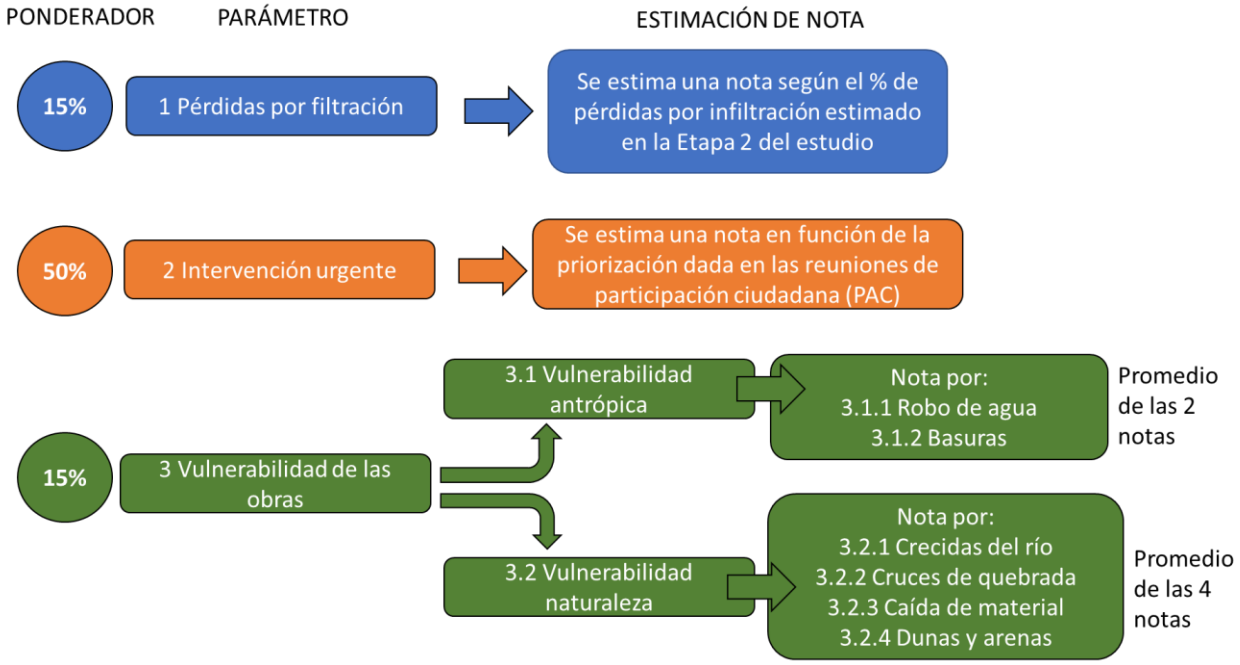
5.1. CONSTRUCCIÓN Y/O MEJORAMIENTO DE CANALES

5.1.1. Elaboración Matriz de Selección

El análisis multicriterio consiste en la toma de diferentes parámetros y asignarles un "peso" para luego realizar una suma de cada parámetro ya ponderado.

Para la matriz de priorización, se tomó en consideración los siguientes parámetros: sectores con mayores pérdidas por conducción, problemas que requieren intervención urgente (zonas dañadas o con gran deterioro) y vulnerabilidad, ya sea antrópica (provocada por el ser humano) o por los efectos de las fuerzas de la naturaleza. A cada uno de estos tres parámetros se les asignó una nota de 1,0 a 7,0, donde un valor de 7,0 indica una mayor prioridad a abordar el problema-solución, y un 1,0 indica baja prioridad. Luego, estas notas fueron ponderadas bajo distintos porcentajes y luego sumadas, para finalmente obtener una nota de priorización para cada problema-solución. El siguiente esquema ilustra el procedimiento de este análisis:

Figura N° 5-1 Procedimiento para la estimación de una nota de priorización de las mejoras



Fuente: Elaboración propia. SMI - 2019.

De esta manera, la fórmula para el cálculo de la nota de priorización por cada problema-solución, viene dada por:

$$N_{sol} = 15\% \cdot N_1 + 50\% \cdot N_2 + 15\% \cdot \{N_{va} + N_{vn}\}$$

$$N_{va} = \frac{N_{robo\ agua} + N_{basuras}}{2}$$

$$N_{vn} = \frac{N_{crecidas} + N_{cruces\ quebradas} + N_{caída\ de\ material} + N_{dunas}}{4}$$

Donde:
N_{sol}: Nota final de la solución para su priorización.
N_1: Nota asociada a las pérdidas por conducción.
N_2: Nota asociada a los problemas que requieren intervención urgente según priorización de regantes
N_{va}: Nota asociada a la vulnerabilidad antrópica, la cual a su vez se estima como el promedio de las notas asociadas al robo de agua y problema de obstrucción por basuras.
N_{vn}: Nota asociada a la vulnerabilidad debida a las fuerzas de la naturaleza, la cual se estima como el promedio de las notas obtenidas por crecida del río, cruces de quebrada, caída de material y dunas-arenas.

Para las notas de robo de agua, basuras, crecidas, cruces de quebrada, caída de material y dunas-arenas, se le asignó una nota de sí/no = 7,0/1,0, es decir, un 7,0 si es que la solución aborda ese problema, y un 1,0 si la solución no la aborda.

Asimismo, las notas N_1, N_2 se estimaron como sigue:

- **Pérdidas por conducción**: se tomó en consideración los resultados de las pérdidas por conducción por sección estimadas en la Etapa 2 del estudio. Se consideró el valor porcentual que se encontrara más cercano a la solución propuesta. A mayor pérdida por conducción, mayor la nota obtenida. El puntaje para cada obra se estimó con la siguiente fórmula:

$$N_1 = \frac{\%\ de\ pérdida\ en\ el\ sector\ o\ tramo}{\%\ de\ pérdida\ máximo\ encontrado} \cdot 6{,}0 + 1{,}0$$

Los valores de pérdidas por conducción estimados en la etapa 2 del estudio, y utilizados en la elaboración de la matriz de selección, se listan a continuación:

Tabla N° 5-1 % de pérdidas por conducción en sistema Vilama, estimados en la Etapa 2 del estudio

Tramo	Distancia (km)	% Pérdida (%)
T-VL-1	0,033 0,444	10,11%
T-VL-2	0,444 5,399	4,25%
T-VL-3	5,399 6,018	2,94%
T-VL-4	10,406 11,263	10,75%
T-VL-5	11,263 11,279	1,07%
T-BT-1	11,279 12,069	7,98%

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

- **Intervención urgente**: de las reuniones de participación ciudadana, se realizó una priorización de todos los problemas mencionados, para lo cual se generó una priorización con valores numerados, siendo 1 de mayor prioridad y 3 de menor prioridad. A estas cifras se les asignó una nota de la siguiente forma:

$$N_2 = \frac{(P-1)}{1-\max(P)} \cdot 6{,}0 + 7{,}0$$

Donde:

P: Priorización por grupo determinada en las PAC. Los valores utilizados se muestran a continuación:

Tabla N° 5-2 Valores de priorización utilizados para la presente etapa

Código de Obra	Canal	Prioridad Grupo (P)	Ubicación	Requerimiento Regantes
6-1-VIL-ECC	Vilama	1	Alto Vilama y aguas debajo de Tranque	Robo de agua e intervención de terceros
7-1-VIL-ECC	Vilama	1	Entrada a San Pedro antes del Liceo	Robo de agua, intervención de terceros y basura
8-1-VIL-RE	Vilama	1	Desde WP 410 hasta antes de WP 412	Pastelones quebrados en mal estado
9-1-VIL-ECC	Vilama	1	Paralelo a carretera	Robo de agua por camioneros
5-2-BET-DM	Beter	1	Inicio canal Beter	Rediseñar Desarenadores
6-2-BET-DM	Beter	1	Inicio canal Beter	Desarenador y mantención según PAC
1-3-POC-DM	Poconche	1	Antes de llegar a Ayllu Poconche	Desarenador y mantención

Código de Obra	Canal	Prioridad Grupo (P)	Ubicación	Requerimiento Regantes
1-1-VIL-DB	Vilama	2	Bocatoma Vilama	Pretil de tierra y canal de aproximación frágil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma
1-2-BET-DC	Beter	2	Tramo inicial derivado Beter	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento
2-2-BET-DC	Beter	2	Tramo inicial derivado Beter	Problema con dunas en tramo inicial
4-2-BET-RE	Beter	2	Final Canal Beter	Filtraciones en canal de tierra
2-3-POC-DC	Poconche	2	Ayllu de Poconche	Embancamiento canal por arena dunas
1-4-TUL-DC	Tulor	1	Duna sector Ayllú de Tulor	Caída de dunas y arena hacia el canal. Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.
2-1-VIL-DM	Vilama	2	Tranque Vilama	Tranque Vilama se llena de sedimentos
5-1-VIL-MT	Vilama	2	Tranque Vilama	Rehabilitación y mejora general del tranque Vilama
4-4-TUL-DM	Tulor	2	Inicio Tulor	Problema de arenas en ingreso a Tulor
2-4-TUL-MS	Tulor	3	Inicio Canal Tulor – Matriz Vilama	Embancamiento río San Pedro sector cajones de vialidad provoca desborde del río y destrucción canal y sistema Vilama
3-4-TUL-ECC	Tulor	3	Paso por río seco San Pedro	Protección por cruce de quebrada río seco San Pedro

Fuente: Elaboración propia – SMI 2019.

A continuación, se presentan los valores utilizados en la estimación de la priorización

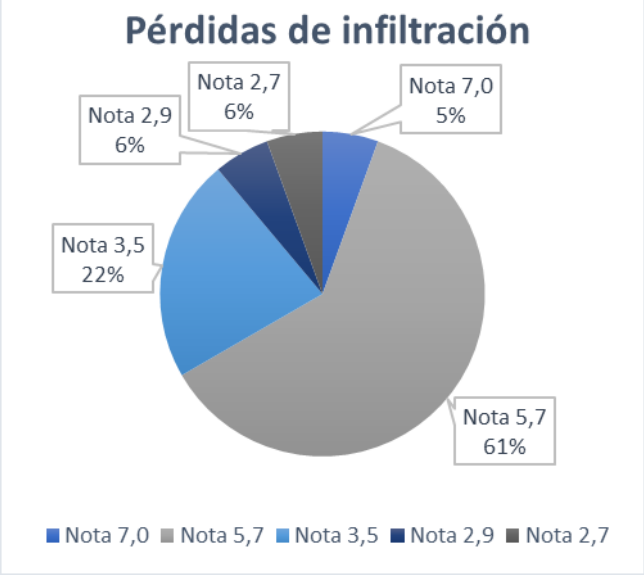
Tabla N° 5-3 Matriz de selección para la priorización de obras de mejora en Vilama

Código	1 Nota por pérdidas filtr.	2 Nota intervención urgente	3 Nota vulnerabilidad	3.1 Nota Antrópico	Nota 3.2 Naturaleza	Robo agua	Basuras	Crecidas río	Cruce de quebrada	Caída de material	dunas y arenas	Nota final
1-4-TUL-DC	5,7	7,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	**5,1**
7-1-VIL-ECC	3,5	7,0	2,8	7,0	1,0	7,0	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**5,0**
5-2-BET-DM	5,7	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,7**
6-2-BET-DM	5,7	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,7**
1-3-POC-DM	5,7	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,7**
6-1-VIL-ECC	3,5	7,0	1,9	4,0	1,0	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,7**
9-1-VIL-ECC	2,9	7,0	1,9	4,0	1,0	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,6**
8-1-VIL-RE	2,7	7,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**4,3**
1-1-VIL-DB	7,0	4,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	1,0	**3,8**
1-2-BET-DC	5,7	4,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	**3,6**
2-2-BET-DC	5,7	4,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	**3,6**
2-3-POC-DC	5,7	4,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	**3,6**
4-4-TUL-DM	5,7	4,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	7,0	**3,6**
4-2-BET-RE	5,7	4,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**3,2**
2-1-VIL-DM	3,5	4,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**2,9**
3-4-TUL-ECC	5,7	1,0	2,1	1,0	2,5	1,0	1,0	1,0	7,0	1,0	1,0	**2,1**
3-2-BET-DC	5,7	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**1,7**
3-1-VIL-RE	3,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	**1,4**

5.1.2. Priorización Preliminar de Obras de Mejora

A modo de resumen, es posible graficar los resultados en función de las notas para cada parámetro:

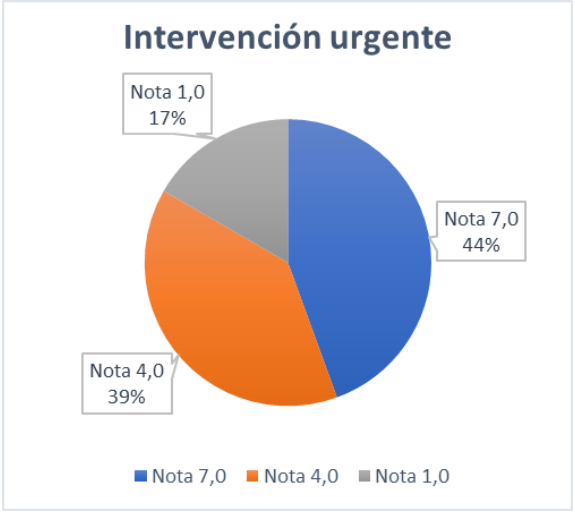
Figura N° 5-2 Análisis de los resultados de la priorización de soluciones en el sistema Vilama, en función del parámetro basado en las pérdidas por infiltración



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

La figura anterior da cuenta que gran parte del universo de problema-soluciones presenta una nota de 5,7, lo cual indicaría que varios de los problemas se concentran en zonas donde se detectó un % apreciable de pérdidas de agua.

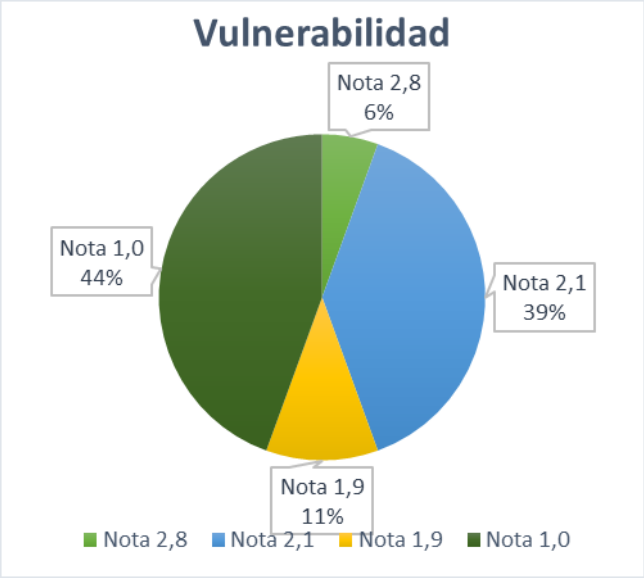
Figura N° 5-3 Análisis de los resultados de la priorización de soluciones en el sistema Vilama, en función del parámetro basado en urgencia de intervención por parte de los regantes



Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

De las reuniones de participación ciudadana, se aprecia que el 44% de las obras priorizadas tienen una nota 7,0, lo cual representa que casi la mitad de las obras tienen gran importancia en su selección. Esto responde al hecho que los regantes han señalado que gran parte de las obras deberían ser consideradas en su ejecución.

Figura N° 5-4 Análisis de los resultados de la priorización de soluciones en el sistema Vilama, en función del parámetro basado en la Vulnerabilidad antrópica y de la naturaleza

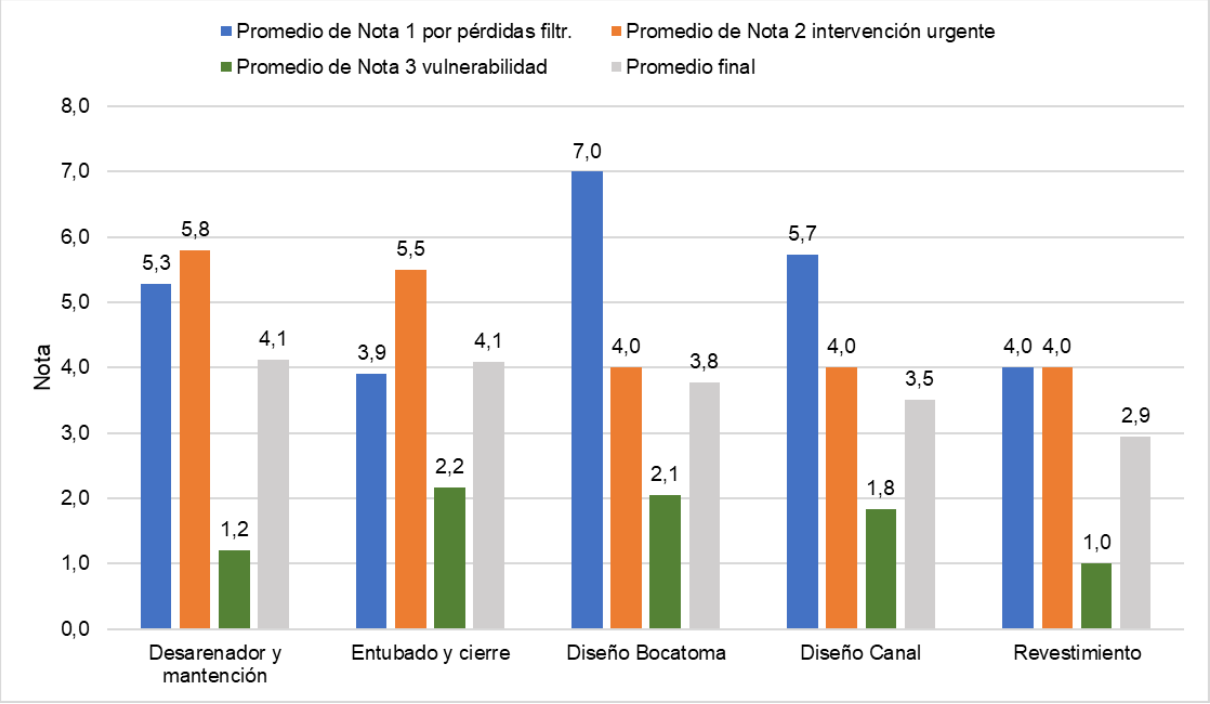


Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

De los resultados del parámetro de Vulnerabilidad se desprende que gran parte de las obras evaluadas tienen poca importancia desde el punto de vista de los efectos antrópicos y fuerzas naturales, esto principalmente porque estas vulnerabilidades se presentan en un poco cantidad de problemas y soluciones, frente al universo total.

A nivel de soluciones, las notas pueden promediarse por tipo de solución, el siguiente gráfico muestra los resultados.

Figura Nº 5-5 Promedio de notas del análisis multicriterio de las soluciones en el sistema Vilama, agrupados por tipo de solución y ordenados de izquierda a derecha, de mayor a menor priorización según su promedio final



Fuente: Elaboración propia – SMI 2019

El diagnóstico a nivel general, indica que los problemas están ligados mayoritariamente a las soluciones del tipo "Desarenador y Mantención", y en segundo lugar le sigue el "entubado y cierre de canal".

Para finalizar, la siguiente tabla resumen a nivel de ranking de mejora, las principales propuestas de solución, priorizadas según el análisis multicriterio realizado en el sistema Vilama

Tabla Nº 5-4 Ranking de mejoras en Sistema Vilama

Ranking	Código	Problema	Solución propuesta
1	1-4-TUL-DC	Caída de dunas y arena hacia el canal. Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.	Cierre canal con manejo de la duna
2	7-1-VIL-ECC	Robo de agua, intervención de terceros y basura	Cierre canal
3	5-2-BET-DM	Rediseñar Desarenadores	Desarenador
3	6-2-BET-DM	Desarenador y mantención según PAC	Desarenador
3	1-3-POC-DM	Desarenador y mantención	Desarenador
3	6-1-VIL-ECC	Robo de agua e intervención de terceros	Cierre canal
4	9-1-VIL-ECC	Robo de agua por camioneros	Entubado canal

Ranking	Código	Problema	Solución propuesta
5	8-1-VIL-RE	Pastelones quebrados en mal estado	Revestimiento
6	1-1-VIL-DB	Pretil de tierra y canal de aproximación frágil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma	Bocatoma
7	1-2-BET-DC	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento	Cierre canal/Aumento de ancho para bobcat
7	2-2-BET-DC	Problema con dunas en tramo inicial	Cierre canal/Aumento de ancho para bobcat
7	2-3-POC-DC	Embancamiento canal por arena dunas	Cierre canal
7	4-4-TUL-DM	Problema de arenas en ingreso a Tulor	Desarenador
8	4-2-BET-RE	Filtraciones en canal de tierra	Revestimiento
9	2-1-VIL-DM	Tranque Vilama se llena de sedimentos	Desarenador
10	3-4-TUL-ECC	Protección por cruce de quebrada río seco San Pedro	Entubado canal
11	3-2-BET-DC	Revisar pendiente del canal en sector con tapas	Diseño Canal
12	3-1-VIL-RE	Filtraciones	Revestimiento

Fuente: Elaboración propia - SMI 2019.

El análisis de la totalidad de las soluciones arroja que el primer problema que debe abordarse corresponde al ubicado en el Ayllu en Tulor, donde existe un avance de las dunas para lo cual genera un problema en todo el canal de ese sector. Como solución se propone un manejo con el cierre del canal con un manejo de la duna. En segundo puesto se ubica la solución de cierre del canal matriz donde existen robos y además ingreso de basuras al canal. Finalmente, en tercer lugar, se observa una serie de desarenadores para abordar los problemas de sólidos suspendidos (arenas) ya dentro del canal.

5.2. CONSTRUCCIÓN Y REHABILITACIÓN DE TRANQUES

5.2.1. Resumen Propuestas de Mejoras

Sobre la base del análisis del modelo de operación del sistema, se concluye que pueden ser incorporados sistemas de regulación nocturna en el sistema, lo anterior considerando las duraciones de los turnos de riego y la no utilización de los caudales del río Vilama para riego en el horario comprendido entre las 18pm y las 8am.

Sobre la base de lo anterior, las características principales de los tranques existentes y proyectados del sistema son los siguientes:

Tabla Nº 5-5 Costo Directo Estimado de las obras de Mejora o Construcción de Tranques

Tranque	Grupo Riego	Estado	Volumen (m3)	Altura Muro (m)	Superficie Embalse (ha)	Costo Mejora o Construcción ($)	Superficie Mejorada (ha)
Vilama	1	Existente	1.400	2,5	0,05	142.599.672	17,70
Poconche	2	Proyectado	2.500	2,5	0,05	184.749.672	67,35
Beter	3	Proyectado	2.500	2,5	0,05	184.749.672	151,17
Tulor	4	Proyectado	2.500	2,5	0,05	184.749.672	117,42

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Con respecto a las obras de mejora, estas se consideran en los tranques existentes, al respecto, se tiene las siguientes mejoras consideradas:

Tabla Nº 5-6 Mejoras Consideradas en los Tranques Existentes

Tranque	Grupo Riego	Mejora			
		Desarenador	Rampa Acceso	Relleno Muro	Instrumentación
Vilama	1	X	X	X	X

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En el caso del tranque Vilama es necesario destacar que a la fecha aún no se han desarrollado operaciones de limpieza en el mismo, sin embargo, es necesario destacar que está en época de limpieza de los canales de riego, por lo que dicha situación puede cambiar en poco tiempo.

5.2.2. Elaboración Matriz de Selección

Para la definición de la matriz de priorización se tomarán en cuenta los siguientes criterios: Superficie disponible para construcción del embalse, tipo de suelo donde se fundará la obra del tranque, superficie beneficiada, aspectos legales, propiedad de los terrenos de emplazamiento de las obras, capacidad de almacenamiento, ubicación, costo por hectárea, interés de los beneficiarios y organización de la comunidad involucrada.

Para la elaboración de este ranking, se crearán 4 tópicos principales de evaluación, los que se dividen de la siguiente manera:

1. Aspectos Técnicos (30%)

Dentro de los aspectos técnicos se encuentran aquellos que tienen relación la disponibilidad de un terreno que tenga condiciones para la fundación de una obra de regulación y al mismo tiempo relacionar el volumen de agua almacenado en el mismo.
Este aspecto tendrá una ponderación del 30% dentro de la matriz de selección.

Para definir este aspecto se tienen los siguientes factores de evaluación:

- ✓ Superficie Disponible
  Corresponde a la cantidad de superficie disponible para la fundación de una obra de este tipo, dentro de los terrenos del grupo de riego considerado para construir la obra.
  Este aspecto tiene un puntaje de 1 a 7, siendo 7 el de mayor superficie disponible y 1 el de menor superficie disponible.
  Es necesario señalar que, si no hay superficie disponible para ejecutar la obra, queda automáticamente descartado el tranque de la selección.

- ✓ Tipo de Suelo
  Corresponde al tipo de material que existe en el suelo de fundación de la presa, donde también se ranqueará de 1 a 7, siendo 7 la mejor clasificación para material del tipo arcilloso (nota 7), luego areno arcilloso (nota 6), luego roca (nota 5), luego arenoso (4), gravo arenoso (nota 3) y finalmente gravas (nota 2), finalmente nota 1 corresponde a terrenos en los cuales hay presencia de calizas.

- ✓ Capacidad de Almacenamiento
  Con respecto a la capacidad de almacenamiento, también se ranquearán con notas de 1 a 7, siendo la nota 7 la de aquel que tenga la mejor capacidad y nota 1 aquel de menor capacidad de almacenamiento.

Finalmente, la nota correspondiente al aspecto técnico será el promedio de los 3 factores antes mencionados.

De esta manera, este aspecto técnico y su cálculo queda dado por la siguiente tabla.

Tabla N° 5-7 Evaluación Aspecto Técnico Obra de Regulación

Tranque	Grupo Riego	Estado	Superficie Disponible		Tipo de Suelo		Capacidad de Almacenamiento		Nota Aspectos Técnicos
			Superficie Disponible (ha)	Nota	Tipo Suelo	Nota	Volumen (m3)	Nota	
Vilama	1	Existente	0,05	7	Radier de Hormigón	7	1.400	6	6,7
Poconche	2	Proyectado	0,05	6	Arcillo Arenoso	6	2.500	7	6,3
Beter	3	Proyectado	0,05	6	Arcillo Arenoso	6	2.500	7	6,3
Tulor	4	Proyectado	0,05	6	Arcillo Arenoso	6	2.500	7	6,3

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, desde el punto de vista técnico, se tiene que la mejora del tranque Vilama es más conveniente que la ejecución de nuevos tranques en el sistema, lo anterior se debe en gran medida a que los terrenos en que se encuentra ejecutado el embalse ya se encuentran saneados y no se tendrán problemas en los terrenos del mismo, ya que tiene un radier de hormigón.

2. Aspectos Legales (20%)

Dentro de los aspectos legales se encuentran aquellos relacionados con la propiedad de los terrenos y aquellos con la ubicación de la obra y su nivel de interferencias con otros servicios y/o entidades como comunidades indígenas y/o terrenos de privados o municipales, junto con el aspecto patrimonial, ambiental y arqueológico.
Este aspecto tendrá una ponderación del 20% dentro de la matriz de selección.

Para definir este aspecto se tienen los siguientes factores de evaluación:

- ✓ Propiedad de los Terrenos
  Se tendrá nota 7 en el caso de que los terrenos sean de propiedad de la comunidad a beneficiar y estén disponibles para ser utilizados con el fin de construcción de una obra de regulación. Luego tendrán nota 5 aquellos terrenos que son parte de Bienes Nacionales y que pueden ser cedidos a la comunidad. Luego Nota 3 para aquellos terrenos de privados que no tienen problemas en vender los terrenos y nota 1 para aquellos terrenos de privados que no presenten interés en vender los terrenos para ejecutar una obra de este tipo.

- ✓ Ubicación de la Obras

  Este aspecto evalúa las características del sector en que se emplaza la obra y las dificultades jurídicas y/o legales que puedan tener para la implementación de una obra de este tipo y la obtención de sus permisos y/o autorizaciones.

  En este caso, si no hay dificultades se valora con nota 7, en caso de tener problemas con servicios, municipales y/o terrenos parte de comunidades indígenas miembros de la asociación de regantes nota 5, en caso de ser comunidades indígenas no miembros de la asociación de regantes nota 3, problemas arqueológicos y/o de terrenos protegidos nota 1.

Finalmente, la nota correspondiente al aspecto legal será el promedio de los 2 factores antes mencionados.

De esta manera, este aspecto legal y su cálculo queda dado por la siguiente tabla.

Tabla N° 5-8 Evaluación Aspecto Legal Obra de Regulación

Tranque	Grupo Riego	Estado	Propiedad de los Terrenos		Ubicación de la Obra		Nota Aspectos Legales
			Propiedad	Nota	Ubicación	Nota	
Vilama	1	Existente	Comunidad miembro	7	Ayllu Vilama	7	7,0
Poconche	2	Proyectado	Terreno Bienes Nacionales	5	Altura Alambrado	7	6,0
Beter	3	Proyectado	Terreno Bienes Nacionales	5	Sector Entrega a Beter	7	6,0
Tulor	4	Proyectado	Terreno Bienes Nacionales	5	Sector Entrega a Tulor	7	6,0

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

De la tabla anterior, se desprende que las obras de mejoras del tranque Vilama, por ser existente, presentan mejores condiciones legales que la construcción de tres nuevos tranques, pero los mismos no presentan problemas insalvables para su ejecución.

3. Aspectos Económicos (10%)

Los aspectos económicos tienen relación con el costo de las obras y los posibles beneficios que esta obra traerá al grupo de riego miembro de la asociación de regantes.

Este aspecto tendrá una ponderación del 10% dentro de la matriz de selección.

Para definir este aspecto se tienen los siguientes factores de evaluación:

- ✓ Superficie Beneficiada
  Se ranquearán las notas de 1 a 7 en función de la superficie beneficiada, aquel proyecto que presente una mayor superficie beneficiada tendrá una mejor evaluación (nota 7) y aquel que tenga la menor superficie beneficiada tendrá la menor evaluación.

- ✓ Costo/ha
  En este factor se considerará el costo por hectárea del proyecto, siendo el de mejor calificación (nota 7) aquel proyecto que presente el menor costo por hectárea beneficiada y aquel que tenga el mayor costo por hectárea presentará la peor evaluación.

- ✓ Costo/m^3
  En este factor se considerará el costo por m^3 de volumen de agua almacenado del proyecto, siendo el de mejor calificación (nota 7) aquel proyecto que presente el menor costo por m^3 almacenado y aquel que tenga el mayor costo por m^3 almacenado presentará la peor evaluación.

Finalmente, la nota correspondiente al aspecto económico será el promedio de los 2 factores antes mencionados.

De esta manera, este aspecto económico y su cálculo queda dado por la siguiente tabla.

Tabla N° 5-9 Evaluación Aspecto Económico Obra de Regulación

Tranque	Grupo Riego	Estado	Superficie Beneficiada		Costo/ha		Costo /m^3		Nota Aspectos Económicos
			Superficie (ha)	Nota	Costo/ha	Nota	Costo/m^3	Nota	
Vilama	1	Existente	17,70	4	8.056.479	4	101.857	7	5,0
Poconche	2	Proyectado	67,35	5	2.743.128	7	73.900	6	6,0
Beter	3	Proyectado	151,17	7	1.222.132	5	73.900	6	6,0
Tulor	4	Proyectado	117,42	6	1.573.409	6	73.900	6	6,0

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, desde el punto de vista económico, se tiene que la mejor obra de regulación corresponde a la ejecución del tranque para el Ayllu de Poconche, Beter y Tulor, lo anterior por la cantidad de hectáreas beneficiadas, a diferencia del tranque Vilama que beneficia una pequeña superficie.

4. Aspectos Sociales (40%)

Los aspectos sociales tienen relación con el interés de la comunidad por el proyecto y la organización que posean el grupo de regantes beneficiarios, de manera de que una vez en ejecución y posteriormente en operación la obra, no existan conflictos internos respecto al uso de la misma.
Por la importancia de este aspecto, se ha ponderado con un 40% dentro de la matriz de selección.

Para definir este aspecto se tienen los siguientes factores de evaluación:

- ✓ Interés Beneficiarios
  Corresponde al interés por parte de los beneficiarios de desarrollar una obra de este tipo.
  Este aspecto tiene un puntaje de 1 a 7, siendo 7 el de mayor interés y 1 el de menor interés por parte de los usuarios.
  Es necesario señalar que, si no hay interés por la ejecución de la obra, queda automáticamente descartado el tranque de la selección.

- ✓ Organización de la Comunidad
  Este aspecto tiene solamente dos evaluaciones, nota 7 si la comunidad se encuentra bien organizada y nota 1 si la comunidad no tiene organización estable.

De esta manera, este aspecto económico y su cálculo queda dado por la siguiente tabla.

Tabla Nº 5-10 Evaluación Aspecto Económico Obra de Regulación

Tranque	Grupo Riego	Estado	Interés Beneficiarios		Organización de la Comunidad		Nota Aspectos Sociales
			Interés	Nota	Organización	Nota	
Vilama	1	Existente	Si	7	Buena	7	7,0
Poconche	2	Proyectado	Si	7	Buena	7	7,0
Beter	3	Proyectado	Si	7	Buena	7	7,0
Tulor	4	Proyectado	Si	7	Buena	7	7,0

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, en lo referente a los tranques, todos los grupos tienen interés en la ejecución de las obras, lo anterior ha quedado de manifiesto en las actividades de participación ciudadana desarrolladas en la zona. De igual manera, se aprecia una buena organización de las comunidades de regantes, lo que queda de manifiesto en la alta convocatoria que han tenido las actividades de participación ciudadana y la alta participación de los miembros de las comunidades.

5.2.3. Priorización Preliminar de Obras de Mejora

Sobre la base de los factores del tipo técnico, legal, económico y social, a continuación, se presenta la priorización de las obras de regulación.

Tabla N° 5-11 Priorización Preliminar de Obras de Mejora

Tranque	Grupo Riego	Estado	Nota Técnica (30%)	Nota Legal (20%)	Nota Económica (10%)	Nota Social (40%)	Nota Final
Vilama	1	Existente	6,7	7,0	5,0	7,0	6,7
Poconche	2	Proyectado	6,3	6,0	6,0	7,0	6,5
Beter	3	Proyectado	6,3	6,0	6,0	7,0	6,5
Tulor	4	Proyectado	6,3	6,0	6,0	7,0	6,5

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, aquel proyecto que recibió una nota más alta corresponde al mejoramiento del tranque Vilama, seguido por la incorporación de los 3 nuevos tranques en los sectores Poconche, Beter y Tulor.

Para la priorización en la ejecución de los tranques antes mencionados, se sugiere efectuarlo en función de aquel que tenga más alto el ponderador de costo por hectárea, de esta manera quedaría de la siguiente forma.

Tabla N° 5-12 Evaluación Aspecto Económico Obra de Regulación

Tranque	Grupo Riego	Estado	Costo/ha	
			Costo/ha	Ranking
Poconche	2	Proyectado	2.743.128	3
Beter	3	Proyectado	1.222.132	1
Tulor	4	Proyectado	1.573.409	2

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, considerando el costo por hectárea se debería priorizar la construcción del Tranque en el Ayllu de Beter, luego el de Tulor y finalmente en Poconche.

5.3. SISTEMAS DE CONTROL Y MONITOREO DE LA DISTRIBUCIÓN DEL AGUA AL SISTEMA

A continuación, se presenta un resumen del funcionamiento de la distribución y repartición del agua a los usuarios en el sistema de conducción, distribución y almacenamiento del agua, lo anterior de acuerdo a lo señalado en los puntos 3.2.3 y 4.1.2.2. de este informe.

5.3.1.1. Sistema de medición de caudales

Saber cuánta es el agua que está pasando por un canal es fundamental para mantener una distribución eficiente del agua en un sistema de regadío, esto permite realizar las correcciones necesarias cuando el canal matriz que alimenta el sistema tiene una reducción y de esta forma distribuir equitativamente el agua entre todos los regantes.

La información del sistema de turnos de riego utilizados por los regantes ha sido obtenida en base a los estatutos de la asociación atacameña de regantes, la información recopilada con la encuesta agronómica desarrollada y según lo informado por los mismos regantes en las diversas actividades de participación ciudadana desarrolladas.

Sobre la base de lo anterior, la distribución de las aguas a los regantes es por turnos, en este caso se divide a los usuarios en 4 grupos, en función de la ubicación de los Ayllus y Canales de Riego que conforman el sistema.

Sobre la base de la información recopilada en la encuesta agronómica, se tiene que los turnos son bastante espaciados (7 a 30 días), entregándose del orden de entre 2 y 4 horas por ha a los predios, ostentando cada regante, derechos de uso de aguas proporcionales al tamaño de la tierra que posee.

En adición a lo anterior y efectuando un análisis en función de las superficies regadas y la información de horas de riego recogida en la encuesta agronómica, considerando que el riego se efectúa la totalidad del día, se tiene la siguiente frecuencia de los turnos de riego separados por grupo de riego y Ayllu.

Tabla Nº 5-1: Frecuencia Estimada de los Turnos de Riego Desglosado por Grupo de Riego y en Función de la Superficie Regada

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Superficie (ha)	% DAA	Duración Turno (días)	Frecuencia (días)	Turno Riego (días)
Vilama	Vilama	1	8,70	0,025	1,00	29,00	Cada 27 días
Vilama	Alambrado	1	9,00	0,025			
Poconche	Poconche	2	67,35	0,190	6,00	24,00	Cada 26 días
Beter	Beter	3	151,17	0,427	13,00	17,00	Cada 26 días
Tulor	Tulor	4	117,42	0,332	10,00	20,00	Cada 22 días
Total			**353,64**	**1**	30,00	-	

Fuente: Elaboración Propia.

En relación a lo señalado en la tabla anterior, cabe señalar que la duración y frecuencia de los turnos varía considerablemente de un ayllu a otro, pero el número de horas del turno aumenta con el estrato de tamaño. Entretanto, el rango de los turnos va desde cada 7 días hasta los 30 días.

Como se ha explicado con anterioridad, esta planificación se dificulta de realizarse en la actualidad, lo anterior debido a la disminución de los caudales en el río Vilama, el cual en la actualidad dista de los 800 l/s considerados en un comienzo. Producto de lo anterior, esta planificación debe ser re estructurada en función de los caudales pasantes por el río Vilama y debe tener además en consideración los tiempos de recorrido del agua y las pérdidas por filtración existentes en el sistema.

Como se ha explicado en el capítulo 3.2.3 de este informe, en la actualidad, el sistema de Vilama no posee un sistema de medición de caudales, operando en la actualidad en función de los tiempos de funcionamiento que establece el celador y la directiva con sus dirigentes para los distintos grupos de riego.

Lo anterior no permite desarrollar una entrega volumétrica del agua, quedando la repartición a criterio de la apertura de las compuertas y la distribución del agua en el sistema. Se ha consultado el celador al respecto y este indica que el sistema se encuentra operando así hace un tiempo, lo anterior debido a que las crecidas que han ocurrido en el último tiempo han dañado los sistemas de medición en los canales de riego que poseen bocatoma y al mismo tiempo con las labores de limpieza de los canales de riego, se han visto dañados los aforadores y reglas de medición.

Sobre la base de lo anterior, se establece una primera propuesta de obras para el control de la distribución del agua del sistema, la que corresponde a la incorporación de puntos de aforo en los distintos canales de riego, tanto en el matriz como en los derivados. Para lo anterior, se contempla la utilización de secciones uniformes de los canales de riego con obras que independicen los caudales de aguas arriba con respecto a los de aguas abajo, siendo los principales elementos utilizados para este propósito los aforadores del tipo triangular (o caídas de agua si el desnivel lo permite). Sobre la base de lo anterior, se contempla utilizar la fórmula de Manning para definir las curvas de caudal de los diferentes canales en función de las alturas de escurrimiento.

Una vez implementadas estas estaciones de aforo en la red de canales de riego, se continua con la siguiente implementación que corresponde al sistema de medición, para lo que se requiere de incorporar una piscina aquietadora a un costado del canal de riego, la cual por medio de un flotador permite registrar las alturas que presenta el nivel de agua (o un piezómetro en su defecto), información que es almacenada en un computador y convertida inmediatamente en caudal mediante un software.

Una vez efectuada la conversión de esta información en caudal, se implementa el sistema de envío de la señal por telemetría hacia un punto de la red, el que generalmente corresponde a la ubicación de la Asociación de Regantes.

Finalmente, y una vez que se tiene registro y control de los caudales pasantes en los distintos puntos del sistema, se puede implementar los sistemas de control a distancia de las compuertas y obras de entrega, las que han de operar en función de los registros que se tenga de los caudales pasantes en los puntos principales.

5.3.1.2. Sistema de apertura y cierre de compuertas

El sistema de riego de Vilama tiene un calendario de riego por cada grupo, lo que implica que el riego comienza a las 8am para el grupo Vilama, mientras que los restantes deben retrasar su riego considerando el recorrido del agua por el canal matriz. Es así que Pcocnche, Beter y Tulor deben comenzar su riego a las 10am.

Sobre la base de lo observado en terreno y lo relatado por el celador del sistema, se tiene el siguiente itinerario estimado de manejo del sistema:

Apertura de Compuertas

06:30 Apertura compuertas canal matriz y cierre compuertas entrada a tranque Vilama.
07:00 Apertura válvulas de vaciado de estanque Vilama. Comienzo de vaciado.
08:00 Apertura compuertas de sector de Poconche.
08:15 Apertura compuertas de sector Beter.
08:30 Apertura de compuertas de sector Tulor.
09:00 Término de puesta en marcha diaria de sistema.

Inspección Diaria

11:00 Visita inspectiva a sistema de riego. Aproximadamente 1 hora de recorrido.
15:00 Visita inspectiva a sistema de riego. Aproximadamente 1 hora de recorrido.
*Apertura de Válvula Vilama según corresponda.

Cierre de Compuertas

19:30 Cerrado de válvulas de vaciado estanque Vilama. Apertura compuerta entrada a estanque Vilama y regulado de compuerta de canal matriz. Comienzo de llenado.
20:45 Cerrado de compuertas sector de Poconche.
21:00 Cerrado de compuertas sector de Beter.
21:15 Cerrado compuertas derivación Tulor.
21:30 Termino de cierre de compuertas.

En la actualidad, estas labores son realizadas por una sola persona (celador), el cual tiene un horario no convencional y debido a la extensión del sistema, requiere de la utilización de un vehículo para su movilización. De igual manera, debido a las grandes distancias, se hace de una enorme complejidad el poder manejar el sistema para una sola persona, contemplando que las compuertas no son manejadas en forma remota y la gran mayoría de ellas no tienen control por volante, sino que de forma manual tipo sube-baja, las que una vez que son operadas quedan inmovilizadas por medio de candados, cuyas llaves maneja el celador.

Sobre la base de lo anterior, se proponen como medidas de mejoramiento de estos problemas, la implementación de compuertas metálicas operadas con volante y en complementación, la incorporación de sistemas de mando a distancia, las cuales han de operar en mancomunidad con la información de la medición de caudales señalada en el punto anterior.

5.3.1.3. Control de Niveles de Tranques

En la actualidad, el tranque Vilama del tipo acumulador nocturno, es el único que se encuentra en el sistema, se estima que se maneja con el 50% de su capacidad, es decir, comienzan la operación, se llena y luego se destina para riego el 50% superior, para cuando al finalizar el día este debe estar hasta su mitad para luego llenarse durante la noche.

El vaciado de los estanques es irregular en su caudal, este depende de la carga de agua que contenga el estanque, o sea, mientras baja el nivel del estanque, menos agua sale de las válvulas, lo que implica que se deben regular en forma constante (2 veces en el día).

En la actualidad para determinar los niveles de este estanque, no se cuenta con regletas de aforo ni con piezómetros que permitan determinar el nivel en el que se encuentran. Este trabajo se efectúa simplemente de forma visual.

Producto de lo anterior, se plantea la implementación de una serie de regletas que permitan la medición del nivel del agua en el embalse. En forma adicional, se propone la implementación de una estación de aforos ubicada aguas abajo de las entregas de los embalses, de manera de poder obtener un registro de los caudales que están siendo entregados desde los mismos. Para esta estación de aforos se plantea la implementación de una sección del tipo uniforme que permita la medición de los caudales mediante niveles de agua.

Una vez implementada la estación de aforos y las regletas del embalse, se puede implementar un sistema de medición de alturas de agua y de caudales entregados en forma automática, mediante la implementación de aquietadores con piezómetros (o flotadores en su defecto) los que permitirán realizar el registro de la información, el que posteriormente puede ser programado para su envío a la Asociación mediante telemetría.

Una vez implementado el envío de la información se puede analizar la factibilidad de implementar los sistemas de operación a distancia de las válvulas de entrega desde los estanques.

5.3.1.4. Alertas de Crecidas

De acuerdo a los antecedentes recopilados en la zona, además de la información entregada por los miembros de la asociación de regantes, durante los meses de diciembre, enero, febrero y marzo se producen en la cuenca del río Vilama crecidas de gran magnitud, las cuales provocan daños estructurales en los canales que componen el sistema de distribución y además provocan graves daños en los cultivos ya que el agua trae alta cantidad de arcilla y sales.

Debido a lo anterior, se debe establecer una metodología de trabajo con la finalidad de evitar al máximo los daños provocados por dichas crecidas, de esta manera, se proponen las siguientes actividades y elementos para establecer un sistema de alertas de crecidas:

i) Aviso de Crecidas.

El aviso de las crecidas debe venir dado desde aguas arriba en la parte alta de la cuenca, en este caso, se propone el sector de Guatín, el cual debe tener implementada una estación fluviométrica y pluviómetro, además de un sistema de medición de temperatura, con lo que se podrá estimar la ocurrencia de la crecida y una estimación preliminar de los tamaños de la misma. En forma adicional, el aviso se deberá efectuar mediante una llamada telefónica a los tomeros y dirigentes de la Asociación de Regantes.

ii) Actividades previas a la llegada de la crecida al sector de Vilama.

Según los cálculos de la hidrología del río San Pedro, se tiene un tiempo estimado para la llegada de la crecida entre el sector de Guatín y el río San Pedro del orden de 1 hora (determinado según el tiempo de rezado de la cuenca comprendida entre Guatín y la bocatoma de Vilama). Lo anterior significa que entre que se da el aviso de la crecida desde Guatín, se tiene 1 hora aproximadamente para tomar las previsiones del caso en el sistema.

Considerando la gran carga de material (arrastre de fondo y en suspensión) que traerá la crecida, se recomienda en este periodo efectuar la apertura de las compuertas de los desarenadores, efectuar la limpieza de los mismos (en los casos en que se tenga descarga natural) y cerrar las obras de toma, de manera de que los canales de riego no queden colmatados de material. De igual manera se recomienda cerrar la totalidad de las compuertas alimentadoras a los tranques, para evitar el ingreso de material a los mismos.

iii) Actividades durante la ocurrencia del evento de crecida.

Se recomienda desarrollar una inspección constante sobre el sistema de captación, regulación y distribución, de manera de monitorear el evento y establecer medidas correctivas en caso de ser requeridas y establecer el final del evento.

iv) Actividades después del evento.

Después de ocurrido el evento de la crecida, se deberá recorrer el sistema de captación, regulación y distribución completo con la finalidad de establecer en terreno si existen daños o no. En caso de existir daños, se deberá desarrollar un informe en el cual se deben indicar los pormenores encontrados, su evaluación y propuesta de medidas a tomar.

En la actualidad no se tiene constancia de la existencia de un sistema de accionar frente a eventos de crecidas, lo anterior debido a los daños que se han apreciado en los sistemas una vez ocurridos los eventos, al mismo tiempo que el grado de sedimentación en las obras, lo cual ocurre debido a que el sistema sigue captando caudal, aunque la crecida este pasando con gran cantidad de material.

5.3.2. Resumen Propuestas de Mejoras

Las propuestas de mejoras consideradas en las obras del control y monitoreo de la distribución de agua tienen relación con la medición de caudal en distintos puntos de la red y con la incorporación de sistemas de medición en los tranques del sistema y las mediciones en el río, Vilama de manera de permitir un monitoreo de la totalidad del sistema, incluso en época de crecidas. De esta manera, a continuación, se establece un resumen de las mejoras propuestas en el sistema de control y monitoreo de la distribución de agua en el sistema:

5.3.2.1. Sistema de medición de caudales en red de canales de riego.

El objetivo de este sistema es el de medir y controlar los caudales pasantes en los diversos puntos del sistema, de esta manera, se facilita la operación de la totalidad de la red de riego.

El proyecto de telemetría de la red de canales considera la implementación de un total de 4 equipos de medición:

- 4 equipos locales de medición (uno por cada grupo de riego).

Se considera la implementación de sensores de flotador y contrapeso dentro de la red de canales de riego.

Se contempla la implementación de 2 escalas limnimétricas de 1m de alto en cada punto de implementación, las que tienen un costo aproximado del orden de $150.000.

El costo estimado de cada uno de estos sensores es de $1.800.000. la boya de desbordamiento colgante a incluir para el flotador es del orden de $500.000 a los que hay que incorporar el valor de la implementación del sistema de aforo y el cercado para protección los que se estiman en un monto de $1.000.000 por cada equipo.

La alimentación eléctrica de cada uno de estos equipos se contempla por medio de un panel solar con soporte orientable para mástil, se esta forma, el monto estimado de este panel es de $1.500.000.

El cableado contemplado para la instalación de estos equipos es del orden de $300.000 por cada equipo. Desde el punto de vista de la instalación de los sistemas y su calibración, se tiene un costo estimado de $420.000 por cada uno de ellos.

De esta manera, el monto total estimado para cada uno de estos equipos locales de medición es de $5.670.000. Considerando la implementación de 4 de estos equipos, se tiene un total estimado de $22.680.000.-

- 4 equipos para la adquisición de datos, almacenamiento y Transmisión.

Para la recopilación y envío de la señal se contempla la implementación de un equipo del tipo GSM con una antena omnidireccional exterior sobre mástil GSM con un costo del orden de $900.000, más el cableado requerido para la antena, evaluado en el orden de $300.000, en forma adicional, se contempla el ajuste de la operación del sistema en un costo aproximado de $1.500.000.

De esta manera, el costo estimado por equipo de adquisición de datos, almacenamiento y transmisión es de $2.700.000. De esta manera, el monto total estimado para los 4 equipos proyectados es de $10.800.000.

- Central de Operación

  En adición a los costos antes descritos, se requiere del envío de la señal a una central de operación a definir por la Asociación de Regantes. Para esta central de operación se estima un costo de PC $2.000.000, costo de licencias $500.000, costo de impresora $200.000, costo de sistemas de comunicaciones $320.000, software de riego $1.200.000 y un sistema de alimentación eléctrica ininterrumpida de $300.000. De esta manera el costo total estimado para la implementación de esta central de operación es de $4.520.000.

De esta manera, el costo estimado para el control de caudales en 4 puntos de la red de riego es el siguiente:

Tabla Nº 5-13 Costo Telemetría en 4 puntos de canales matrices del sistema de distribución San Pedro

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Equipos Locales de Medición	Gl	4	5.670.000	22.680.000
Equipos de Adquisición de Datos, Almacenamiento y Transmisión	Gl	4	2.700.000	10.800.000
Central de Operación	Gl	1	4.520.000	4.520.000
Total Costo Directo				**38.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				1.900.000
Repuestos (5%)				1.900.000
Sub Total				**41.800.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				18.810.000
Total				**60.610.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría en 4 puntos de la red de riego de $60.610.000. Estos montos no incluyen la elaboración de la obra física de aforo en los puntos de medición.

5.3.2.2. Sistema de operación de compuertas en red de canales de riego.

El objetivo de este sistema es el levantar o cerrar las compuertas en los diversos puntos del sistema, de esta manera, se facilita la operación de la totalidad de la red de riego. Como se ha mencionado con anterioridad, para la implementación de este sistema se recomienda la instalación en una primera fase de los sistemas de medición de caudal, de manera que la apertura y cierre de las compuertas funcione en forma mancomunada con los caudales registrados y requeridos en el sistema.

El proyecto de telemetría de control de compuertas de la red de canales considera la implementación de un total de 4 equipos de apertura / cierre de compuertas:

- 4 equipos locales de apertura/cierre de compuertas (uno por cada grupo de riego).

  La implementación de estos equipos considera la alimentación eléctrica de las compuertas, el cual tiene un costo aproximado de $4.500.000, considerando alimentación mediante paneles solares, incluye además la incorporación de un sistema de motorización para la apertura y cierre de las compuertas, el cual tiene un costo estimado de $8.500.000, de igual manera se contempla la implementación de un sistema de control de la apertura y cierre de las compuertas, el cual tiene un costo de $8.000.000 aproximadamente (se considera que las compuertas a operar tienen un mando del tipo volante).

  Es necesario indicar que el monto considerado en este ítem no contempla el valor de las compuertas y sus elementos mecánicos, además de la obra civil para su localización.

  De esta manera, el monto estimado de implementación del sistema de apertura/cierre de las compuertas del sistema es el siguiente:

Tabla N° 5-14 Costo Telemetría apertura y cierre de compuertas en 4 puntos de canales matrices del sistema de distribución Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Alimentación eléctrica	Gl	4	4.500.000	18.000.000
Motorización	Gl	4	8.500.000	34.000.000
Control	Gl	4	8.000.000	32.000.000
Total Costo Directo				**84.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				4.200.000
Repuestos (5%)				4.200.000
Sub Total				**92.400.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				41.580.000
Total				**133.980.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría para la apertura y cierre de las compuertas en 4 puntos de la red de riego de $133.980.000. Estos montos no incluyen la implementación de las compuertas metálicas y todos sus mecanismos en los puntos de implementación.

5.3.2.3. Sistema de medición de niveles de agua en Estanques

El objetivo de este sistema es el de medir y controlar los niveles presentes en los estanques, de esta manera, se facilita la operación de los mismos y sus entregas de caudal al sistema.

El proyecto de telemetría de la red de canales considera la implementación de 1 equipo de medición en el tranque Vilama existente:

- Un equipo por cada estanque (1 tranque).

  Se contemplan 1 equipo local. Se considera la implementación de sensores de flotador y contrapeso dentro de la red de canales de riego.
  Se contempla la implementación de 4 escalas limnimétricas de 1m de alto en cada punto de implementación, las que tienen un costo aproximado del orden de $600.000.-
  El costo estimado de cada uno de estos sensores es de $1.800.000. la boya de desbordamiento colgante a incluir para el flotador es del orden de $500.000 a los que hay que incorporar el valor de la implementación del sistema de aforo y el cercado para protección los que se estiman en un monto de $1.000.000 por cada equipo.
  La alimentación eléctrica de cada uno de estos equipos se contempla por medio de un panel solar con soporte orientable para mástil, se esta forma, el monto estimado de este panel es de $1.500.000.
  El cableado contemplado para la instalación de estos equipos es del orden de $300.000 por cada equipo.
  Desde el punto de vista de la instalación de los sistemas y su calibración, se tiene un costo estimado de $420.000 por cada uno de ellos.

  De esta manera, el monto total estimado para cada uno de estos equipos locales de medición es de $6.120.000.

- 1 equipo para la adquisición de datos de niveles en estanques, almacenamiento y Transmisión.

  Para la recopilación y envío de la señal se contempla la implementación de un equipo del tipo GSM con una antena omnidireccional exterior sobre mástil GSM con un costo del orden de $900.000, más el cableado requerido para la antena, evaluado en el orden de $300.000, en forma adicional, se contempla el ajuste de la operación del sistema en un costo aproximado de $1.500.000.

  De esta manera, el costo estimado por equipo de adquisición de datos, almacenamiento y transmisión es de $2.700.000.

De esta manera, el costo estimado para el control de niveles en 1 estanque del sistema es el siguiente:

Tabla N° 5-15 Costo Telemetría en 1 estanque del sistema de distribución Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Equipos Locales de Medición	Gl	1	6.120.000	6.120.000
Equipos de Adquisición de Datos, Almacenamiento y Transmisión	Gl	1	2.700.000	2.700.000
Total Costo Directo				**8.820.000**
Puesta en Marcha (5%)				441.000
Repuestos (5%)				441.000
Sub Total				**9.702.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				4.365.900
Total				**14.067.900**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría para medición de los niveles de agua en el estanque Vilama tiene un monto estimado de $14.067.900. Estos montos no incluyen la elaboración de la obra física de medición de nivel en los puntos de medición.

5.3.2.4. Sistema de regulación de apertura de válvulas de entrega en Estanques

El objetivo de este sistema es el de controlar el porcentaje de apertura de las válvulas de entrega desde los embalses. Sobre la base de lo indicado con anterioridad, se contempla la implementación de 1 equipo de control de apertura y cierre (1 para las válvulas del embalse Vilama).

Es necesario recordar que se considera que previo a la implementación de estos sistemas de apertura de las obras de entrega de los embalses se tiene instaurado los sistemas de control de niveles de los embalses, de manera de poder determinar con claridad los momentos de apertura requeridos y las magnitudes de los mismos para los caudales de entrega.

De esta manera, estos mecanismos de control consideran lo siguiente:

- Un equipo de control en válvulas de entrega.

  Se contemplan 1 equipo local de apertura de válvulas en el tranque Vilama.

Estos equipos locales de apertura consideran la implementación de sensores del tipo pendulares, lo anterior porque por norma general, la medida de los desplazamientos de algún elemento se realiza convirtiendo mecánicamente estos movimientos en giros, es decir, una carcasa se fija en el elemento cuyo giro se desea medir, en cuyo interior hay un disco que se mantiene en la misma posición gracias a una masa pendular. El costo estimado de cada uno de estos equipos es de $1.000.000.

La implementación de estos equipos considera la alimentación eléctrica de 1 válvula, el cual tiene un costo aproximado de $4.500.000, considerando alimentación mediante paneles solares, incluye además la incorporación de un sistema de motorización para la apertura y cierre de las válvulas, el cual tiene un costo estimado de $6.500.000 por cada válvula.

De esta manera, el costo estimado para el control de niveles en 1 válvula de estanque del sistema es el siguiente:

Tabla Nº 5-16 Costo Telemetría en 1 válvula de entrega en Estanque Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Sensores del tipo pendular	c/u	1	1.000.000	1.000.000
Sistema de alimentación eléctrico por paneles solares para 2 válvulas	Gl	1	4.500.000	4.500.000
Sistema de Motorización para apertura y cierre de las válvulas	c/u	1	6.500.000	6.500.000
Total Costo Directo				**12.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				600.000
Repuestos (5%)				600.000
Sub Total				**13.200.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				5.940.000
Total				**19.140.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, el costo de implementación del sistema de control de apertura y cierre en 1 válvula de entrega de un tranque es de $19.140.000. Estos montos no incluyen el costo de la válvula de entrega ni su instalación.

5.3.2.5. Montos Totales implementación Sistema de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua en el Sistema

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se entrega un resumen de las alternativas de mejoramiento planteadas para el sistema de control y monitoreo de la distribución de agua en el sistema de Vilama, incluyendo los presupuestos estimativos de dichas mejoras.

Tabla N° 5-17 Alternativas de Mejoramiento Sistema de Control y Monitoreo Propuesto Mediante Telemetría para el Sistema de Distribución San Pedro

Alternativa de Mejoramiento	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Sistema de medición de caudales en 4 canales matrices de la red de riego (1 medición por cada canal matriz de grupo de riego)	Gl	1	60.610.000	60.610.000
Sistema de Control apertura / cierre de 4 compuertas en el sistema de canales de riego (Se contempla 1 compuerta por cada grupo de riego)	Gl	1	133.980.000	133.980.000
Sistema de medición de niveles en 1 estanque del sistema Vilama	Gl	1	14.067.900	14.067.900
Sistema de apertura de 1 Válvula de entrega del Estanque Vilama	Gl	1	19.140.000	19.140.000
Total Costo Obras Mejoramiento				**227.797.900**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que el sistema que incorpora el costo más elevado de implementación corresponde al de los mecanismos de apertura y cierre de las compuertas, lo anterior debido al alto costo del motor y su alimentación eléctrica del sistema de apertura.

Es necesario considerar que la alternativa de mejora planteada corresponde tan solo al estanque Vilama del sistema y de 4 puntos del total de la red, los cuales apuntan a tener medición d ellos caudales que ingresan a cada uno de los grupos en su turno de riego.

Es necesario recordar que los montos aquí expresados son aproximados y no incluyen las obras físicas que se están operando, es decir no incluyen los costos de las compuertas mecánicas ni de las válvulas de los estanques, además de sus elementos mecánicos ni las obras civiles para la implementación de los elementos aquí mencionados.

6. SET DE IDEAS VALIDADAS POR LA COMUNIDAD Y ORGANIZACIÓN DE REGANTES

En las últimas actividades de participación ciudadana desarrolladas durante el día 1 de septiembre de 2019, se ha procedido a validar las problemáticas y las alternativas de solución a implementarse en la zona. Además, se han recogido inquietudes respecto de los tipos de obras a implementarse y se han adoptado mejoras solicitadas por los regantes.

El modus operandi de estas actividades PAC se encuentra descrito en el Anexo del Tomo 7 de Participación Ciudadana de este estudio; a modo resumen se indica lo siguiente:

- Se ha desarrollado una propuesta de las distintas ideas comunitarias o individuales, en función de las actividades trabajadas en la primera reunión de participación ciudadana desarrollada en la zona, sobre la base de lo anterior, se ha presentado en esta segunda actividad las soluciones conceptuales a los problemas planteados en forma individual o comunitaria (o recogidos de las encuestas y catastros desarrollados en el sector). En esta presentación se ha discutido en conjunto con la comunidad las ventajas y desventajas de cada una de las ideas propuestas.

- Una vez discutidas con los regantes las propuestas de ideas de solución, se ha sometido a opinión de ellos, si están de acuerdo con las propuestas de ideas, o si es necesario reestructurarlas, considerando los problemas técnicos que pudieran existir en la práctica, con dichas propuestas de acuerdo a los regantes. De esta manera se ha logrado obtener una idea preliminar de las propuestas conceptuales respecto a la infraestructura extrapredial, de manera de tener obras que sean del interés de los regantes para materializar a futuro.

- Sobre la base de lo anterior y considerando el interés de los usuarios, se ha desarrollado un ranking de las ideas de soluciones a priorizar por parte de los regantes, de manera de en las etapas siguientes del estudio desarrollar las carpetas de cada una de estas obras de riego propuestas. Esta priorización de las soluciones a implementar ha sido desarrollada en función de la opinión de los regantes, de manera de enfocarse en las obras que son de primer requerimiento por parte de ellos.

- Es necesario acotar que, en el caso de las obras priorizadas, los futuros usuarios han declarado interés por el desarrollo de estas obras priorizadas y señalaron que en una primera instancia presentan interés en cofinanciar su construcción, pero que se conversará una vez se tengan los perfiles de proyectos definitivos con sus valores más acotados.

En las tablas siguientes se presentan las ideas validadas por la comunidad y la Asociación de Regantes, junto con la indicación de la priorización establecida por los canales de riego y el grupo de riego en general (es necesario indicar que, desde el punto de vista de la asociación de regantes, estos trabajan en grupos de riego y no en función de los Ayllus, por lo que la información es presentada en función de los grupos de riego y no de los Ayllus).

Tabla N° 6-1 Set de Ideas Validadas por la Comunidad y Organización de Regantes

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
1	3	Vilama	1-1-VIL-DB	Bocatoma Vilama	Pretil de tierra y canal de aproximación fragil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma	Mejoramiento Bocatoma, con incorporación de muros laterales para evitar tapado de canal y mejoras hacia aguas abajo para facilitar escurrimiento, incorporación de mandos a distancia para compuertas de captación
1	4	Vilama	2-1-VIL-DM	Tranque Vilama	Tranque Vilama se llena de sedimentos	Desarenados en entrada de tranque Vilama con sus reglas de operación y mantención
1	2	Vilama	3-1-VIL-RE	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	Filtraciones, revestir canal, dejandolo abierto con acceso a bebedero por parte de los animales	Revestimiento de canal, dejandolo abierto en algunos puntos para der utilizado como bebedero.
1	No Priorizado	Vilama	4-1-VIL-MS	Límite del Ayllú de Vilama con el río Vilama	Crecidas río Vilama golpean contra Ayllú dañando agricultura	Multisectorial – Obras de Protección Fluvial. Este tipo de obras escapa del alcance del estudio, debe verlas la DOH.
1	4	Vilama	5-1-VIL-MT	Tranque Vilama	Rehabilitación y mejora general del tranque Vilama	Mejora de tranque Vilama desde el punto de vista de la impermeabilización, canal alimentador, evacuador de excesos y entrega de caudales a riego. Se mejoran los

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						elementos mecánicos existentes como compuertas metálicas con volantes
1	1	Vilama	6-1-VIL-ECC	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	Robo de agua e intervención de teceros	Entubado y/o Cierre Canal
1	1	Vilama	7-1-VIL-ECC	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	Robo de agua, intervención de terceros y basura	Entubado y/o Cierre Canal
1	1	Vilama	8-1-VIL-RE	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	Pastelones quebrados en mal estado	Revestimiento del canal de riego, revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal por medio de sistema semicircular planteado en la PAC2.
1	1	Vilama	9-1-VIL-ECC	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	Robo de agua por camioneros	Entubado y/o Cierre Canal

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
1	1	Vilama	10-1-VIL-ECC_PAC2	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	Entubamiento del canal por desprendimiento de material desde los cerros. Considerar dejar bebederos para animales	Entubado y/o Cierre Canal
1	No Priorizado	Vilama	11-1-VIL-OE_PAC2	Sector Sra. Silvia Colque, ROL 3575-08, Sucesión Delfín Bautista	Entrega en Ayllu de Vilama a Sra. Silvia Colque	Diseño de Obra de Entrega
2	2	Beter	1-2-BET-DC	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal.
2	2	Beter	2-2-BET-DC	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	Problema con dunas en tramo inicial	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal.
2	No Priorizado	Beter	3-2-BET-DC	Final Canal derivado Beter izquierdo. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	Revisar pendiente del canal en sector con tapas	Perfilamiento del canal de riego, análisis de la incorporación de revestimiento, entubado y/o cierre del canal, de manera de mejorar su escurrimiento y limpieza.

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
2	2	Beter	4-2-BET-RE	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	Filtraciones en canal de tierra	Revestimiento
2	1	Beter	5-2-BET-DM	Inicio canal Beter	Rediseñar Desarenadores	Desarenador y Mantención
2	1	Beter	6-2-BET-DM	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	Desarenador y mantención según PAC	Desarenador y Mantención
2	3	Beter	7-2-BET-OE_PAC2	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	Obras de entrega a riego	Mejorar totalidad de compuertas y considerar sistema de telemetría y control
2	4	Beter	8-2-BET-GE_PAC2	Sectores expuestos a daños por crecidas del río San Pedro. Tramo previo a la entrega del derivado Beter. Entre Km10,4 y 11,4 del canal Matriz Vilama	Obras de Protección y Control Aluvional	Obras de Protección Fluvial. Este tipo de obras escapa del alcance del estudio. Debe verlas la DOH
2	5	Beter	9-4-BET-TR_PAC2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	Incluir Tranque para acumular agua	Diseño de Tranque con sus obras anexas

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
3	1	Poconche	1-3-POC-DM	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	Desarenador y mantención	Desarenador y Mantención
3	2	Poconche	2-3-POC-DC	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	Embancamiento canal por arena dunas	Revisión de la alternativa de entubado y/o cierre del canal por medio de sistema semicircular planteado en la PAC2.
4	2	Tulor	1-4-TUL-DC	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	Caida de dunas y arena hacia el canal. Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.	Entubado y/o Cierre Canal, incorporandose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal.
4	7	Tulor	2-4-TUL-MS	Inicio Canal Tulor - Matriz Vilama. Tramo comprendido entre el inicio del derivado a Tulor, hasta aprox. el Km 2,70 luego del cruce del río San Pedro	Embancamiento río San Pedro sector cajones de vialidad provoca desborde del río y destrucción canal y sistema Vilama	Obras de Protección Fluvial. Multisectorial, escapa a los alcances del estudio. Debe verlas la DOH.
4	7	Tulor	3-4-TUL-ECC	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	Protección por cruce de río seco San Pedro	Diseño canal de riego por medio del cruce entubado y enterrado del río San Pedro, se incluye además obras para facilitar la limpieza con cámaras a la entrada y salida, además de obras de

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						protección contra la erosión en el cruce del río San Pedro
4	3	Tulor	4-4-TUL-DM	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	Problema de arenas en ingreso a Tulor	Desarenador y Mantención
4	1	Tulor	5-4-TUL-GE_PAC2	Captaciones en ríos Purifica y Puritama. Aguas arriba del cruce de la ruta B-245 con el río Vilama, a la altura del sector de Guatin.	Captación para aumentar el caudal desde los dos efuentes de Purifica y Puritama	Obra de Captación y conducción desde ríos Purifica y Puritama. Se incluye el análisis por medio de una conducción por medio de HDPE o Acero, incluyendo sistemas de regulación de presiones y compuertas de regulación en el sistema
4	2	Tulor	6-4-TUL-ECC_PAC2	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.	Entubar las partes tapadas con las dunas	Revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal por medio de sistema semicircular planteado en la PAC2.
4	3	Tulor	7-4-TUL-DM_PAC2	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la	Desarenadores	Incluir desarenadores a lo largo del trazado hacia Tulor. Se consideran dos desarenadores, uno en la entrada del derivado Tulor y otro a la salida del tubo de

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
				tubería para el cruce del Río San Pedro		cruce del río San Pedro antes de la llegada al Ayllu de Tulor
4	4	Tulor	8-4-TUL-TR_PAC2	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	Incluir Tranque para acumular agua	Diseño de Tranque con sus obras anexas
4	5	Tulor	9-4-TUL-GEN_PAC2	Barajar alternativas en el sector de Guatin en punto donde se infiltra aguas del río Vilama y cercanías de Ayllu de Tulor	Analizar opción de recarga de acuíferos en sector de Guatín, bocatoma y llegada a Tulor	Análisis de alternativa de recarga de acuífero. Se dejará esbosado a nivel de Perfil para realizar estudio con otra alternativa de inversión CNR
4	6	Tulor	10-4-TUL-GEN_PAC2	Cabecera de Ayllu de Tulor, a la salida de la tubería del derivado Tulor luego del cruce del río San Pedro	Análizar tratamiento del agua para mejorar su calidad	Análisis de alternativa de tratamiento de agua. Se dejará esbosado a nivel de Perfil para realizar estudio con otra alternativa de inversión CNR

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Tabla N° 6-2 Resumen de Ideas Validadas por la Comunidad y Organización de Regantes, Separadas por Tipo de Obra

Grupo N°	Tipo de Obra												Total
	Cruce Río	Entubado y/o Cierre Canal	Nueva Captación y Conducción	Revestimiento	Desarenador	Bocatoma	Obras de Entrega	Telemetría	Tratamiento de Aguas	Recarga de Acuífero	Diseño Nuevo Tranque	Mejoramiento Tranque	
1	0	4	0	2	1	1	0	0	0	0	0	1	**9**
2	0	2	0	1	2	0	1	0	0	0	1	0	**7**
3	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	**2**
4	1	2	1	0	2	0	0	1	1	1	2	0	**11**
Total	**1**	**9**	**1**	**3**	**6**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**3**	**1**	**29**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

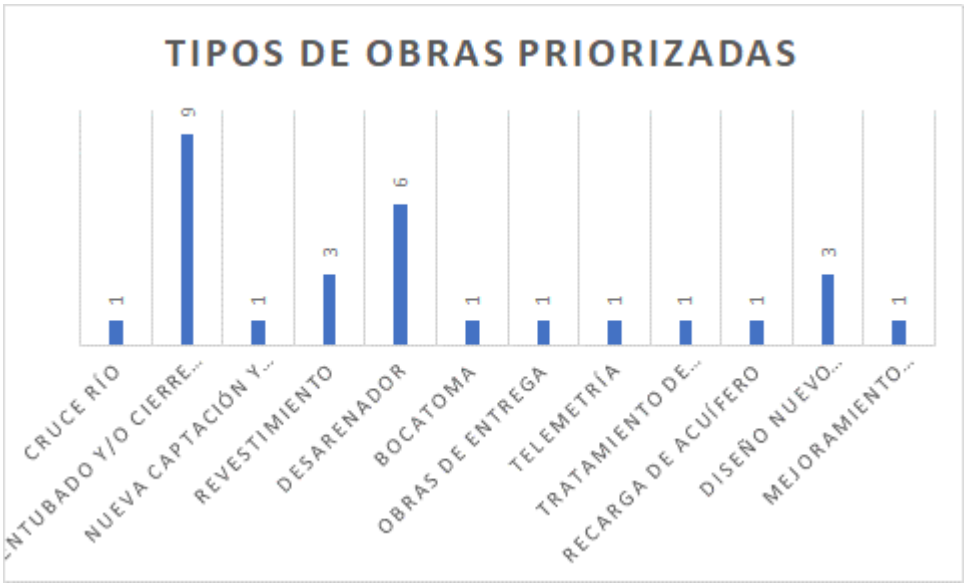
Como se aprecia en las tablas anteriores, se tiene un total de 29 obras priorizadas por los regantes para la totalidad del sector en estudio, las que pueden desglosarse en 12 tipologías principales.

De las obras priorizadas, se tiene que las principales (y aquellas que presentan mayor prioridad) corresponden a las de construcción de desarenadores, entubado y/o cierre de canal para evitar problemas de arenas y dunas, además de aquellas obras vinculadas con revestimiento de canales de riego y mejora del diseño del canal.

Es necesario agregar que, dentro de las alternativas a analizar solicitadas por los regantes, se encuentran las de tratamiento de aguas, recarga de acuíferos y definición de nuevas fuentes de captación y conducción de las aguas. Sus prioridades principales tienen relación con el mejoramiento de la disponibilidad de agua para riego.

En las gráficas siguientes se presenta un resumen de lo anterior.

Figura 6-1 Tipos de Obras Priorizadas Validadas por la Comunidad y Asociación de Regantes



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la gráfica anterior, las principales obras priorizadas corresponden a los desarenadores y entubado y/o cierre de los canales de riego, seguido por los revestimientos de los canales y mejoramiento de los diseños del canal.

TABLA DE CONTENIDO

TOMO 4
PROYECTOS CONCEPTUALES PRIORIZADOS

1. INTRODUCCIÓN 1-1

2. OBJETIVOS 2-1

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO 2-1
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO 2-1
2.3. OBJETIVOS DEL TOMO 2-1

3. PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE CANALES, TRANQUES Y OBRAS ANEXAS 3-1

3.1. SET DE IDEAS VALIDADAS POR LA COMUNIDAD Y ORGANIZACIÓN DE REGANTES 3-1
3.2. ELABORACIÓN DE PROYECTOS 3-29
3.2.1. Construcción y/o mejoramiento de Canales 3-30
3.2.2. Construcción de nuevos tranques 3-44
3.2.3. Rehabilitación de tranques existentes 3-51
3.2.4. Sistema de control y monitoreo de la distribución del agua al sistema 3-56
3.3. PROPUESTAS DE TURNOS DE RIEGO CON Y SIN PROYECTO 3-64
3.3.1. Análisis del Funcionamiento de la Distribución y Repartición del Agua Actual a los Usuarios 3-64
3.3.2. Análisis del Funcionamiento de la Distribución y Repartición del Agua con Proyecto a Usuarios 3-67
3.4. MEMORIA DE DIMENSIONAMIENTO DE LAS IDEAS CONCEPTUALES 3-71
3.5. ESQUEMAS Y/O PLANOS GENERALES 3-72
3.6. CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS ESTIMATIVOS 3-72

4. PRIORIZACIÓN DE INFRAESTRUTURA A CONSTRUIR Y/O RECUPERAR 4-1

4.1. METODOLOGÍA DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN CANALES DE RIEGO 4-1
4.1.1. Aspectos Económicos (20%) 4-1
4.1.2. Aspectos Técnicos (30%) 4-5
4.1.3. Aspectos Legales/Ambientales (20%) 4-8
4.1.4. Aspectos Sociales (30%) 4-11
4.2. APLICACIÓN MATRIZ MULTICRITERIO DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN CANALES DE RIEGO 4-18

4.3. METODOLOGÍA DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN TRANQUES 4-23
4.3.1. Aspectos Económicos (30%) *4-23*
4.3.2. Aspectos Legales/Ambientales (20%) *4-25*
4.3.3. Aspectos Sociales (50%) *4-25*
4.4. APLICACIÓN MATRIZ MULTICRITERIO DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN TRANQUES 4-27

5. PROPUESTAS DE ALTERNATIVAS DE INVERSIÓN 5-1

6. CONCLUSIONES 6-1

7. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO (SIG) 7-1

7.1. APERTURA 7-1
7.2. INTERFAZ 7-3
7.3. PROYECTO 7-5
7.3.1. Desglose de capas *7-5*

1. INTRODUCCIÓN

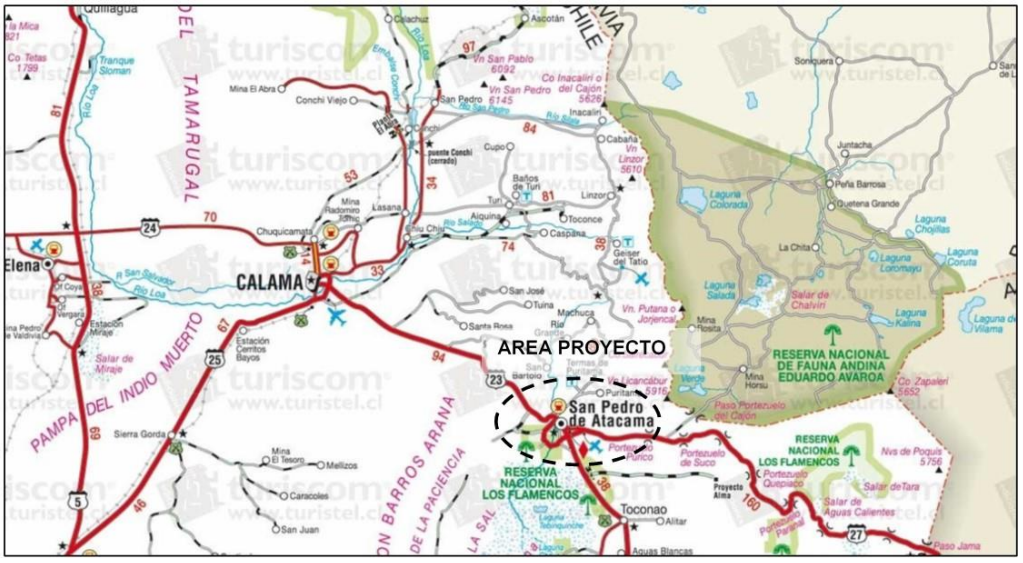
La Comisión Nacional de Riego, en adelante e indistintamente la "CNR" o la "Comisión", tiene como misión institucional asegurar el incremento y mejoramiento de la superficie regada del país, mediante la formulación, implementación y seguimiento de una Política Nacional de Riego que genere estudios, programas, proyectos y fomento al riego y drenaje, que contribuyan al uso eficiente del recurso hídrico en riego, que propenda a mejorar la seguridad del riego y aporte al desarrollo de la agricultura nacional, en un marco inclusivo, participativo, sustentable y equitativo de los/as agricultores/as y de las organizaciones de regantes.

Sobre la base de lo anterior y en cumplimiento de la misión y objetivos antedichos, se ha efectuado el llamado a Licitación Pública del estudio denominado "Diagnóstico y mejoramiento riego extrapredial Ayllus río Vilama", Código BIP 40005747-0.

La zona en estudio se ubica en la comuna de San Pedro de Atacama, Provincia del Loa, Región de Antofagasta, aproximadamente a 100 km al suroeste de la ciudad de Calama a 2.438 m.s.n.m., cerca del extremo norte del salar de Atacama, entre los 22°22′ S y los 24°21′ S de latitud y entre los 67°00′ O y los 68°40′ O de longitud.

En la imagen siguiente se presenta la ubicación de la zona en estudio.

Figura N° 1-1 Ubicación general del área en estudio



Fuente: Elaboración Propia

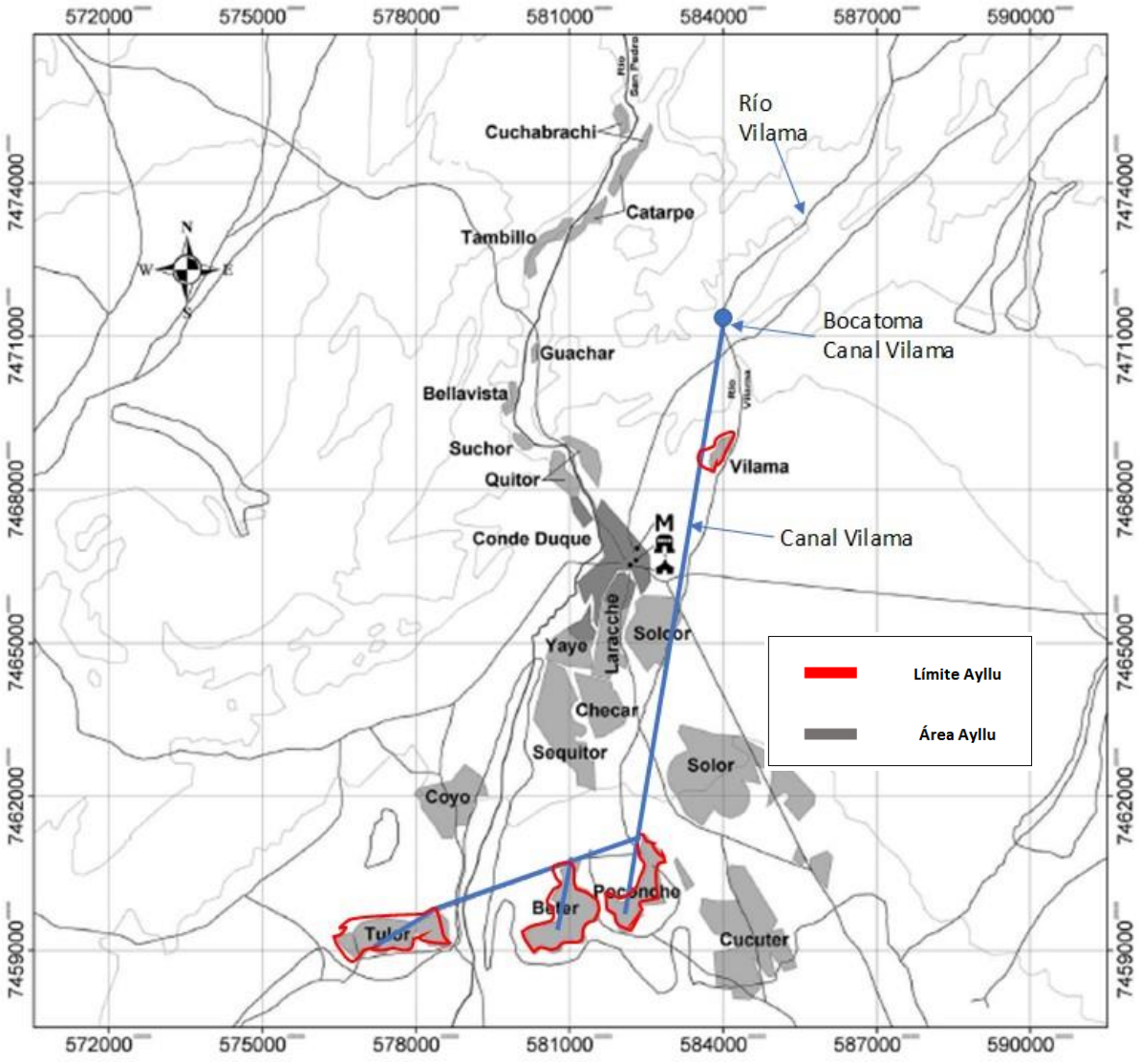
El límite estudio corresponde a la zona de captación, conducción y distribución de las aguas del sistema Vilama, el cual capta las aguas desde el río Vilama, distribuyéndolas por medio de una serie de canales de riego y tranques a los siguientes Ayllus miembros de la Asociación de Regantes y Agricultores del Río Vilama:

1. Vilama
2. Poconche
3. Beter
4. Tulor

Los Ayllus de San Pedro de Atacama, denominados así por ser tradicionalmente unidades socioterritoriales de familias, se caracterizan por ser agrupaciones de tierras aisladas con bosques, que en su interior contienen estructuras prediales en las que se practica la agricultura bajo riego. Estas "islas" de bosques y tierras fértiles, son pequeños oasis rodeados de tierras de desierto. Cada unidad territorial puede contener uno o más ayllus que estuvieron ocupados, y en la mayoría de los casos lo siguen estando, por linajes y relaciones de parentesco entre familias atacameñas que han heredado las tierras de sus ancestros o las han adquirido personas de otros pueblos.

En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de los Ayllus con respecto a la comuna de San Pedro de Atacama.

Figura N° 1-2 Croquis de Ayllus y Canales de Riego Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

Realizar un diagnóstico y propuestas de mejoramiento de la infraestructura extrapredial del sistema de riego de los ayllus río Vilama.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS DEL ESTUDIO

- ✓ Recopilar y actualizar antecedentes pluviometría, fluviometría, hidrológicos, climáticos, legales y organizacionales, productivos, métodos de riego e infraestructura intra y extrapredial de la cuenca.
- ✓ Caracterizar el estado actual de la infraestructura extrapredial de captación, conducción, distribución y almacenamiento recogiendo las necesidades de los agricultores y de las comunidades indígenas, con relación a la infraestructura de riego extrapredial y sus obras de riego, para los distintos ayllus que componen la cuenca del Salar de Atacama.
- ✓ Caracterizar el estado actual de la agricultura a través de un diagnóstico productivo, catastro de superficie de regantes (ha), tipo de cultivos, rendimientos, precio de venta (encuesta simple).
- ✓ Caracterizar el estado de situación actual en cuanto a las componentes organizacionales, legales, patrimoniales y ambientales del área regada por el sistema San Pedro.
- ✓ Preparar la elaboración de proyectos, de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, sistema de monitoreo y control de caudales, considerando variables del tipo legal (ubicación de sitios idóneos para los tranques), arqueológicas (trazado de canales), zonas patrimoniales, zona típica (Monumentos Nacionales), etc.
- ✓ Actualizar las propuestas de turnos de riego con y sin proyecto.
- ✓ Desarrollar una metodología de priorización de infraestructura a construir y/o mejorar.

2.3. OBJETIVOS DEL TOMO

Presentar el desarrollo de las ideas orientadas a generar nuevas iniciativas de inversión en áreas identificadas como prioritarias. Para lo anterior, se contempla el desarrollo de los siguientes trabajos:

- ✓ Elaboración de proyectos, de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas.
- ✓ Desarrollo de una metodología de priorización de infraestructura a construir y/o recuperar.
- ✓ Presentación del Sistema de Información Geográfica del estudio.

3. PROYECTOS DE CONSTRUCCIÓN Y MEJORAMIENTO DE CANALES, TRANQUES Y OBRAS ANEXAS

3.1. SET DE IDEAS VALIDADAS POR LA COMUNIDAD Y ORGANIZACIÓN DE REGANTES

En las segundas actividades de participación ciudadana desarrolladas durante el día 31 de agosto de 2019, se ha procedido a validar las problemáticas y las alternativas de solución a implementarse en la zona, en forma adicional, en esta reunión se han recogido inquietudes respecto de los tipos de obras a implementarse y se han adoptado mejoras solicitadas por los regantes.

Para la validación de las problemáticas y soluciones planteadas por parte de la comunidad de regantes, se ha desarrollado el siguiente trabajo:

- ✓ Sobre la base de las problemáticas levantadas en la zona por SMI y complementadas con la información recogida en la primera actividad ampliada de participación ciudadana, se ha expuesto en la segunda actividad ampliada, las propuestas de las distintas ideas comunitarias o individuales de mejoramiento, presentándose las soluciones conceptuales a los problemas planteados. En esta presentación se ha discutido en conjunto con la comunidad las ventajas y desventajas de cada una de las ideas propuestas.

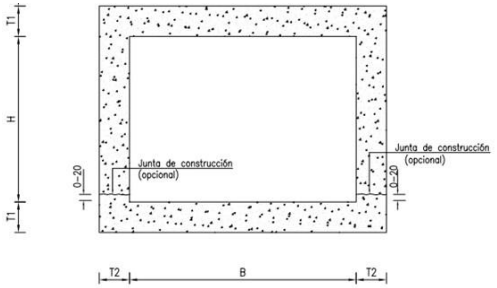
- ✓ Una vez discutidas con los regantes las propuestas de ideas de solución, se ha sometido a opinión de ellos, si están de acuerdo con las propuestas de ideas, o si es necesario reestructurarlas, considerando los problemas técnicos que pudieran existir en la práctica. De esta manera, se ha logrado definir en conjunto con los beneficiarios, una idea preliminar de los mejoramientos a implementarse, de manera de tener iniciativas de inversión que cumplan con los requerimientos de los regantes.

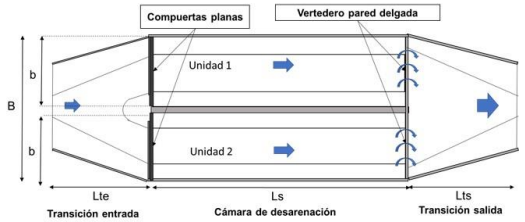
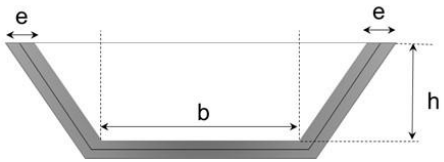
- ✓ Sobre la base de lo anterior, se ha desarrollado en conjunto con los regantes, una priorización de las ideas de mejoramiento antes planteadas, de manera de poder seleccionar aquellas que serán desarrolladas a nivel de perfiles de proyectos.

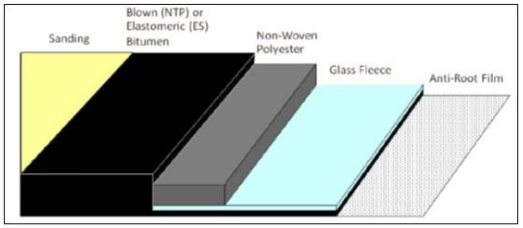
- ✓ Es necesario acotar que, en el caso de las obras priorizadas, los futuros usuarios han declarado interés por el desarrollo de estas obras y señalaron que en una primera instancia presentan interés en cofinanciar su construcción. Con respecto a la modalidad en que se desarrollaría este cofinanciamiento (pago en dinero o colaboración con aportes no pecuniarios), señalan que, una vez se tengan los perfiles de proyectos definitivos con sus valores más acotados, se pronunciaran al respecto.

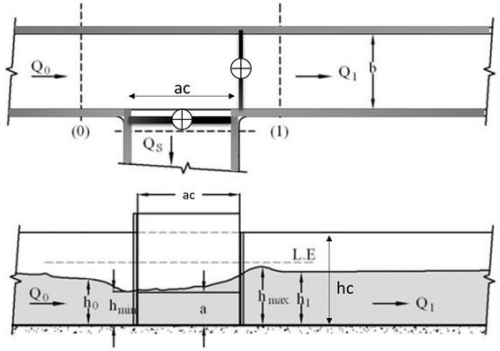
En el caso de la Asociación Atacameña de Regantes del río Vilama, se tiene un total de 26 obras priorizadas por los regantes para la totalidad del sector en estudio (22 en canales de riego y 4 en tranques), las que pueden desglosarse en 12 tipologías principales. Este total de obras ha sido definido en conjunto con los regantes del sector y para la totalidad de los canales de riego existentes. Desde el punto de vista de los tranques proyectados, se tiene mejoras en el tranque existente en el sector de Vilama y 3 proyectados en los Ayllus de Poconche, Beter y Alto Beter y Tulor. En las tablas siguientes, se presentan las ideas de mejoramiento validadas por la comunidad y la Asociación de Regantes, junto con la priorización establecida por los canales de riego y su grupo de riego respectivo.

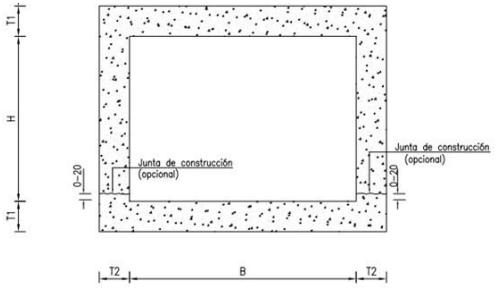
Tabla N° 3-1 Set de Ideas Validadas por la Comunidad y Organización de Regantes

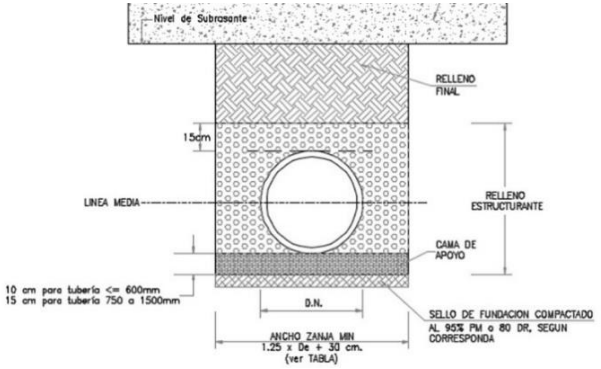
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
1	3	Vilama	1-1-VIL-DB	Bocatoma Vilama	Pretil de tierra y canal de aproximación fragil, se desmorona y llena de sedimentos la bocatoma	Mejoramiento de canal en sector de bocatoma, se contempla el cierre del canal en dicho sector. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 250m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $53.637.278
1	4	Vilama	2-1-VIL-DM	Tranque Vilama	Tranque Vilama se llena de sedimentos	Desarenados en entrada de tranque Vilama con sus reglas de operación y mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m

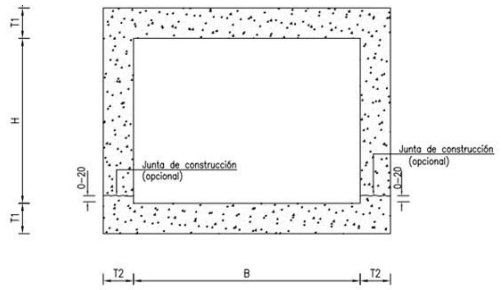
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446
1	2	Vilama	3-1-VIL-RE	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	Filtraciones, revestir canal, dejándolo abierto con acceso a bebedero por parte de los animales	Revestimiento de canal, dejándolo abierto en algunos puntos para ser utilizado como bebedero. revestimiento de hormigón H-20 con un espesor de 15 cm en el tramo afecto, para un total aproximado de 1.124 m de largo, con un ancho de canal de 0,5m y alto 0,75m  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $170.710.748
1	No Priorizado	Vilama	4-1-VIL-MS	Límite del Ayllú de Vilama con el río Vilama	Crecidas río Vilama golpean contra Ayllú dañando agricultura	Multisectorial - Obras de Protección Fluvial. Este tipo de obras escapa del alcance del estudio, debe verlas la DOH.

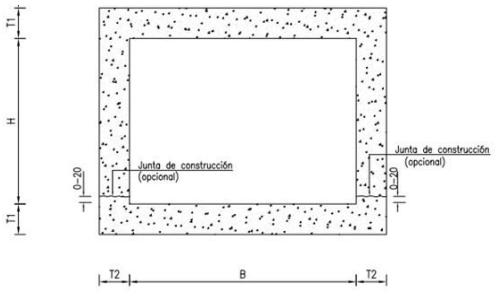
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
1	4	Vilama	5-1-VIL-MT	Tranque Vilama	Rehabilitación y mejora general del tranque Vilama	Mejorar revestimiento del estanque El revestimiento del estanque San Pedro se mejora mediante su impermeabilización en geomembrana asfáltica de mínimo 3mm de espesor en una superficie estimada de 650 m^2.  El presupuesto estimado de esta obra es de $7.800.000 Diseño Parametrizado de compuertas para entrega al embalse Sistema de compuerta plana de acero 3mm con izaje de volante. Ancho compuerta canal principal de 1m, ancho compuertas canales derivados 0,15m; 0,40m y 0,60m y altura 0,80m

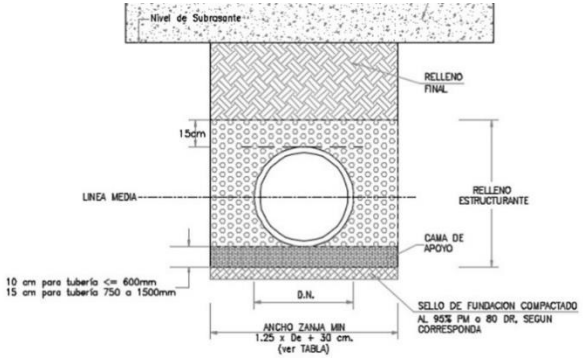
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra con volante es de $22.528.281 y sin volante (izaje manual) $18.128.707 De esta manera el costo total estimado de mejoras en el tranque de Vilama es del orden de $30.328.281
1	1	Vilama	6-1-VIL-ECC	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	Robo de agua e intervención de terceros	Entubado y/o Cierre Canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 940m, con cámaras de inspección cada 50m

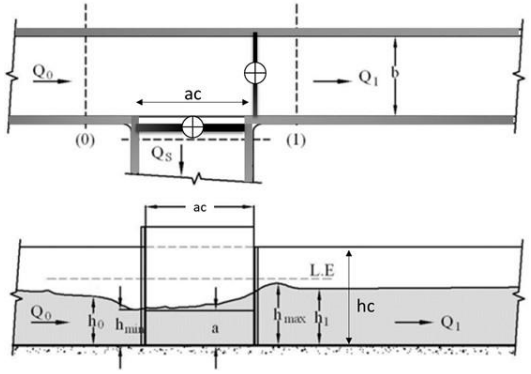
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 146 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 75,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $201.069.275
1	1	Vilama	7-1-VIL-ECC	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	Robo de agua, intervención de terceros y basura	Entubado y/o Cierre Canal Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 668m, con cámaras de inspección cada 50m

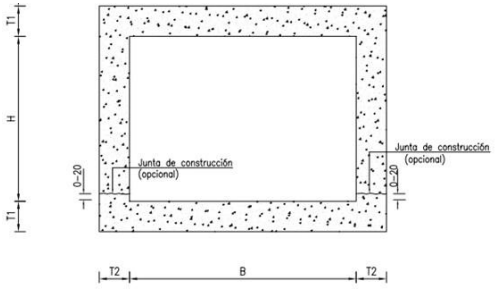
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $92.326.209
1	1	Vilama	8-1-VIL-RE	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	Pastelones quebrados en mal estado	Mejoramiento de canal, se contempla el cierre del canal en dicho sector. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 250m, con cámaras de inspección cada 50m

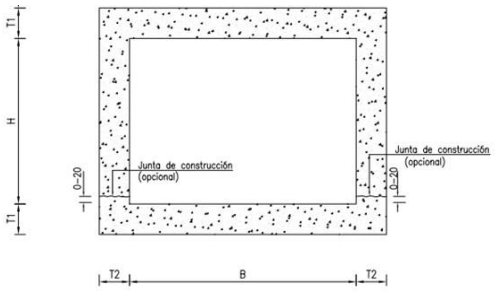
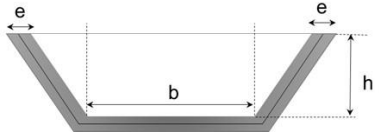
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $53.637.278
1	1	Vilama	9-1-VIL-ECC	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	Robo de agua por camioneros	Entubado y/o Cierre Canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 1.825m, con cámaras de inspección cada 50m

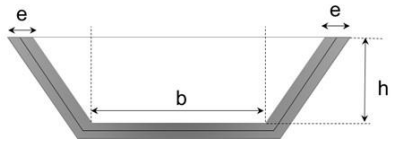
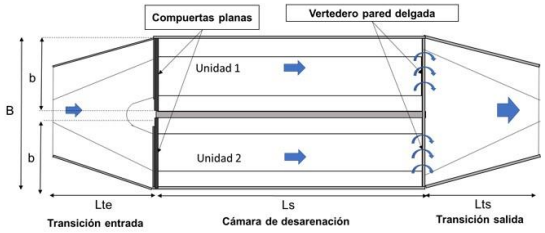
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $391.223.518
1	1	Vilama	10-1-VIL-ECC_PAC2	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	Entubamiento del canal por desprendimiento de material desde los cerros. Considerar dejar bebederos para animales	Entubado y/o Cierre Canal Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 433m, con cámaras de inspección cada 50m

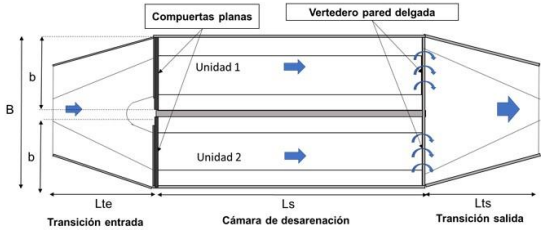
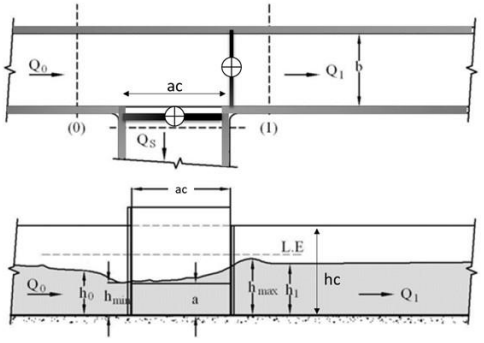
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 146 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 75,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $60.977.831
1	No Priorizado	Vilama	11-1-VIL-OE_PAC2	Sector Sra. Silvia Colque, ROL 3575-08, Sucesión Delfín Bautista	Entrega en Ayllu de Vilama a Sra. Silvia Colque	Diseño de Obra de Entrega Diseño Parametrizado de compuertas para entrega Sistema de compuerta plana de acero 3mm con izaje de volante. Ancho compuerta canal principal de 0,5m, ancho compuertas canales derivados 0,3m y altura 0,70m

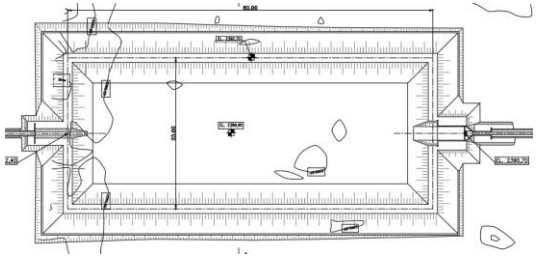
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 1 regante, con una superficie de riego a mejorar de 0,5 ha. El presupuesto estimado de esta obra sin volante (izaje manual) $784.320
2	2	Beter	1-2-BET-DC	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	Canal se llena de arenas debido a dunas y viento	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 348m, con cámaras de inspección cada 50m

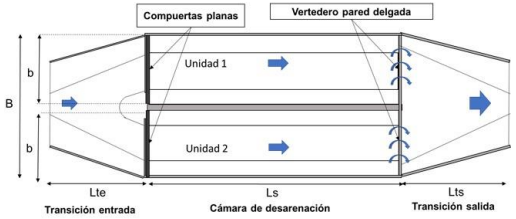
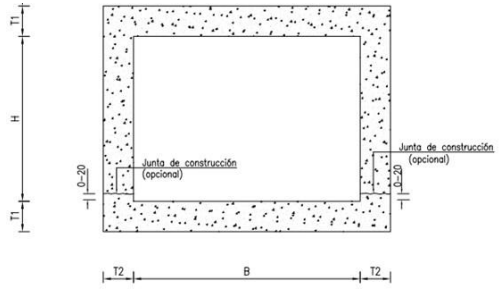
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $74.443.524
2	2	Beter	2-2-BET-DC	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	Problema con dunas en tramo inicial	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 348m, con cámaras de inspección cada 50m

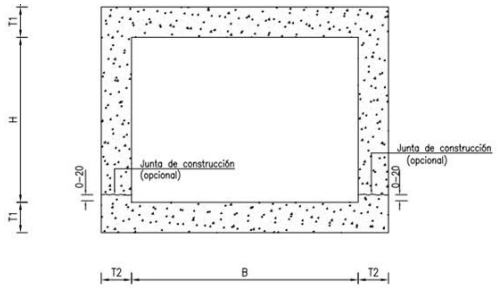
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $74.443.524
2	No Priorizado	Beter	3-2-BET-DC	Final Canal derivado Beter izquierdo. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	Revisar pendiente del canal en sector con tapas	Perfilamiento del canal de riego, análisis de la incorporación de revestimiento, entubado y/o cierre del canal, de manera de mejorar su escurrimiento y limpieza. revestimiento de hormigón H-20 con un espesor de 15 cm en el tramo afecto, para un total aproximado de 1.038 m de largo, con un ancho de canal de 0,5m y alto 0,60m  El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,45 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $130.978.575

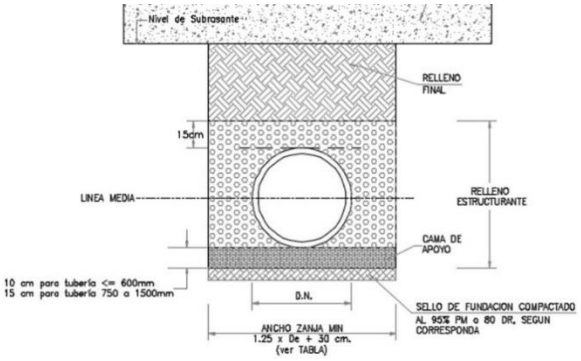
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
2	2	Beter	4-2-BET-RE	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	Filtraciones en canal de tierra	Revestimiento Revestimiento de hormigón H-20 con un espesor de 15 cm en el tramo afecto, para un total aproximado de 1.038 m de largo, con un ancho de canal de 0,5m y alto 0,60m  El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,45 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $130.978.575
2	1	Beter	5-2-BET-DM	Inicio canal Beter	Rediseñar Desarenadores	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446

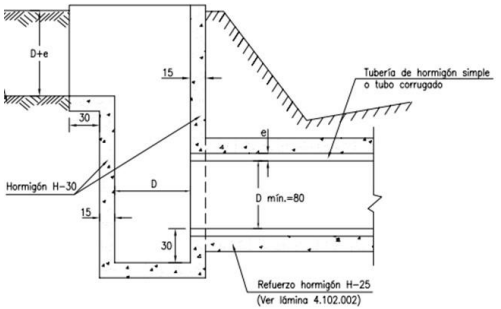
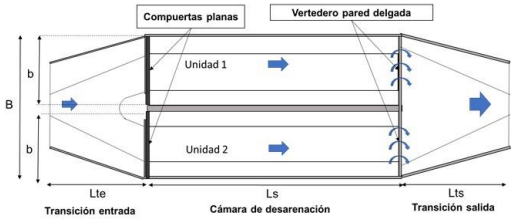
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
2	1	Beter	6-2-BET-DM	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	Desarenador y mantención según PAC	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446
2	3	Beter	7-2-BET-OE_PAC2	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	Obras de entrega a riego	Diseño de 42 Obras de Entrega Diseño Parametrizado de compuertas para entrega Sistema de compuerta plana de acero 3mm con izaje de volante. Ancho compuerta canal principal de 0,5m, ancho compuertas canales derivados 0,2m; 0,3m y 0,5m y altura 0,70m 

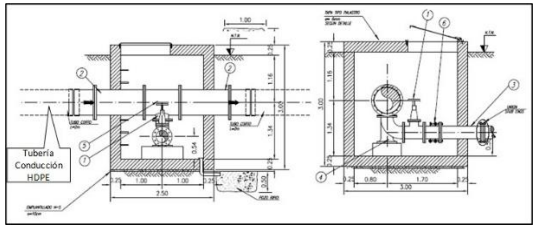
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra con volante es de $52.510.732 y sin volante (izaje manual) $43.537.617
2	4	Beter	8-2-BET-GE_PAC2	Sectores expuestos a daños por crecidas del río San Pedro. Tramo previo a la entrega del derivado Beter. Entre Km10,4 y 11,4 del canal Matriz Vilama	Obras de Protección y Control Aluvional	Obras de Protección Fluvial. Este tipo de obras escapa del alcance del estudio. Debe verlas la DOH
2	5	Beter	9-4-BET-TR_PAC2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	Incluir Tranque para acumular agua	Diseño de Tranque con sus obras anexas Corresponde a un tranque de 80m de largo por 33m de ancho, con una altura de muros de 3m, con un volumen útil de regulación de 4.500 m^3 impermeabilizado con una geomembrana de HDPE de 1,5mm de espesor  El número total de beneficiarios es de 37 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $566.079.730

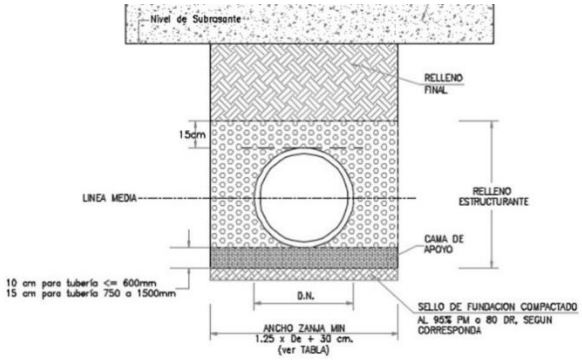
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
3	1	Poconche	1-3-POC-DM	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	Desarenador y mantención	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 8 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,46 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446
3	2	Poconche	2-3-POC-DC	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	Embancamiento canal por arena dunas	Revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 1.592m, con cámaras de inspección cada 50m 

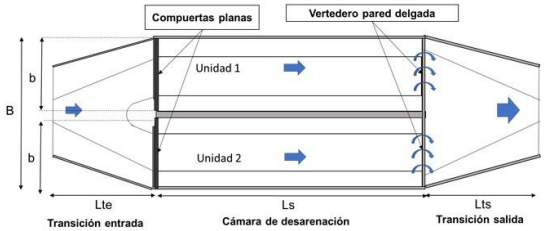
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						El número total de beneficiarios es de 15 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,46 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $338.276.682
4	2	Tulor	1-4-TUL-DC	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	Caida de dunas y arena hacia el canal. Se solicita colaboración en limpieza de 150m de canal para este año.	Entubado y/o Cierre Canal, incorporandose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 2.157m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $461.393.541

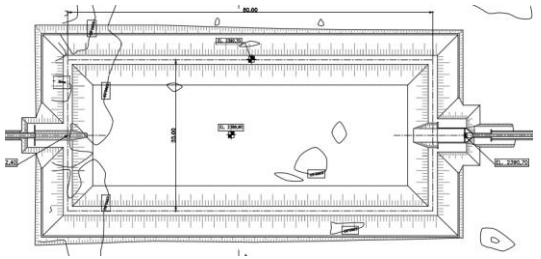
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
4	7	Tulor	2-4-TUL-MS	Inicio Canal Tulor – Matriz Vilama. Tramo comprendido entre el inicio del derivado a Tulor, hasta aprox. el Km 2,70 luego del cruce del río San Pedro	Embancamiento río San Pedro sector cajones de vialidad provoca desborde del río y destrucción canal y sistema Vilama	Obras de Protección Fluvial. Multisectorial, escapa a los alcances del estudio. Debe verlas la DOH.
4	7	Tulor	3-4-TUL-ECC	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	Protección por cruce de río seco San Pedro	Diseño canal de riego por medio del cruce entubado y enterrado del río San Pedro, incluye además obras para facilitar la limpieza con cámaras a la entrada y salida, además de obras de protección contra la erosión en el cruce del río San Pedro Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 466m, con cámaras de inspección cada 50m 

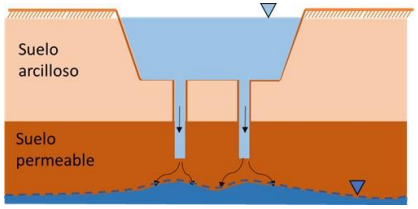
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						Incluye también el cruce del río San Pedro mediante sifón de largo 300m con una tubería de acero corrugado de diámetro 800mm confinada en hormigón  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $230.308.447
4	3	Tulor	4-4-TUL-DM	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	Problema de arenas en ingreso a Tulor	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446

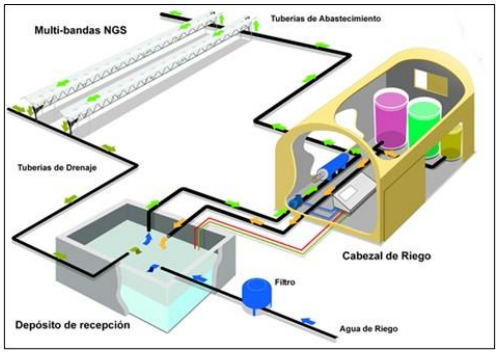
Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
4	1	Tulor	5-4-TUL-GE_PAC2	Captaciones en ríos Purifica y Puritama. Aguas arriba del cruce de la ruta B-245 con el río Vilama, a la altura del sector de Guatin.	Captación para aumentar el caudal desde los dos efluentes de Purifica y Puritama	Obra de Captación y conducción desde ríos Purifica y Puritama. Se incluye el análisis por medio de una conducción por medio de HDPE o Acero, incluyendo sistemas de regulación de presiones y compuertas de regulación en el sistema. Se tiene un desnivel de 850m y un caudal de 164 l/s en promedio Se considera la conducción con una tubería de HDPE PN10 DN400 en longitud de 17.072m con 9 estanques corta presión, 3 tramos de HDPE PN10 DN315 con longitud de 4.445m con 2 estanques corta presión y un tramo de HDPE PN10 DN250 de longitud 937m.  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $7.000.000.000
4	2	Tulor	6-4-TUL-ECC_PAC2	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor,	Entubar las partes tapadas con las dunas	Revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal.

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
				previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.		Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 1.751m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $241.485.256
4	3	Tulor	7-4-TUL-DM_PAC2	Implementación de 2 desarenadores, uno al inicio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería	Desarenadores	Incluir desarenadores a lo largo del trazado hacia Tulor. Se consideran dos desarenadores, uno en la entrada del derivado Tulor y otro a la salida del tubo de cruce del río San Pedro antes de la llegada al Ayllu de Tulor

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
				para el cruce del Río San Pedro		Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446
4	4	Tulor	8-4-TUL-TR_PAC2	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	Incluir Tranque para acumular agua	Diseño de Tranque con sus obras anexas Corresponde a un tranque de 80m de largo por 33m de ancho, con una altura de muros de 3m, con un volumen útil de regulación de 4.500 m^3 impermeabilizado con una geomembrana de HDPE de 1,5mm de espesor

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 68 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $562.161.711
4	5	Tulor	9-4-TUL-GEN_PAC2	Barajar alternativas en el sector de Guatin en punto donde se infiltra aguas del río Vilama y cercanías de Ayllu de Tulor	Analizar opción de recarga de acuíferos en sector de Guatín, bocatoma y llegada a Tulor	Análisis de alternativa de recarga de acuífero. Se dejará esbozado a nivel de Perfil para realizar estudio con otra alternativa de inversión CNR. Se considero una piscina de 50 x 20m superficiales (volumen de 1.762 m^3) y 3m de profundidad, más 5 pozos de absorción que lleguen hasta el nivel freático del sector a 40m de profundidad mínimo. Se tiene una recarga del orden de 0,003 m^3/día.

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 Este proyecto no permite mejorar hectáreas de riego debido a lo bajo de la permeabilidad del terreno. El presupuesto estimado de esta obra es de $87.751.420
4	6	Tulor	10-4-TUL-GEN_PAC2	Cabecera de Ayllu de Tulor, a la salida de la tubería del derivado Tulor luego del cruce del río San Pedro	Analizar tratamiento del agua para mejorar su calidad	Análisis de alternativa de tratamiento de agua. Se dejará esbozado a nivel de Perfil para realizar estudio con otra alternativa de inversión CNR. Se ha revisado el mejorar la calidad de agua con el tratamiento por medio de 3 tecnologías de desalación y la incorporación de sistemas de hidroponía – NGS. Se ha obtenido rentabilidad positiva para superficies a partir de 0,75 ha con cultivos de alta rentabilidad como tomates.

Grupo Riego	Prioridad Grupo	Canal	Código de Obra	Ubicación	Requerimiento Regantes	Descripción Solución
						 El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar a partir de 0,75 ha hasta 38,65 ha (superficie existente bajo riego). El presupuesto estimado de esta obra es de $124.636.009 para la superficie de 0,75 ha a beneficiar con riego de tomates e hidroponía – NGS.

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Tabla N° 3-2 Resumen de Ideas Validadas por la Comunidad y Organización de Regantes, Separadas por Tipo de Obra

Grupo N°	Tipo de Obra												Total
	Cruce Río	Entubado y/o Cierre Canal	Nueva Captación y Conducción	Revestimiento	Desarenador	Bocatoma	Obras de Entrega	Telemetría	Tratamiento de Aguas	Recarga de Acuífero	Diseño Nuevo Tranque	Mejoramiento Tranque	
1	0	4	0	2	1	1	0	0	0	0	0	1	**9**
2	0	2	0	1	2	0	1	0	0	0	1	0	**7**
3	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	**2**
4	1	2	1	0	2	0	0	1	1	1	2	0	**11**
Total	**1**	**9**	**1**	**3**	**6**	**1**	**1**	**1**	**1**	**1**	**3**	**1**	**29**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

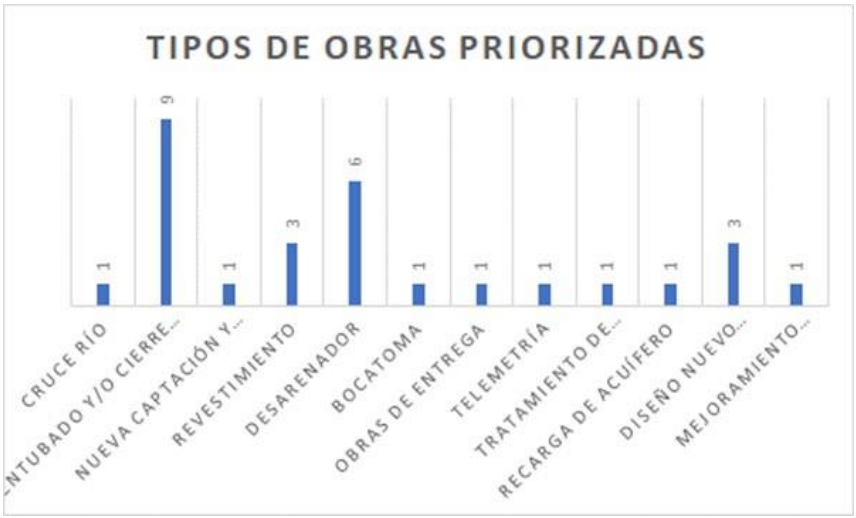
Como se aprecia en las tablas anteriores, se tiene un total de 29 obras priorizadas por los regantes para la totalidad del sector en estudio, las que pueden desglosarse en 12 tipologías principales.

De las obras priorizadas, se tiene que las principales (y aquellas que presentan mayor prioridad) corresponden a las de construcción de desarenadores, entubado y/o cierre de canal para evitar problemas de arenas y dunas, además de aquellas obras vinculadas con revestimiento de canales de riego y mejora del diseño del canal.

Es necesario agregar que, dentro de las alternativas a analizar solicitadas por los regantes, se encuentran las de tratamiento de aguas, recarga de acuíferos y definición de nuevas fuentes de captación y conducción de las aguas. Sus prioridades principales tienen relación con el mejoramiento de la disponibilidad de agua para riego. Estas alternativas han sido analizadas en forma preliminar en etapas anteriores del estudio, siendo descartadas porque no cumplen con factibilidad técnica tanto desde el punto de vsita de la calidad de las aguas como de los costos y beneficios obtenidos.

En las gráficas siguientes se presenta un resumen de lo anterior.

Figura 3-1 Tipos de Obras Priorizadas Validadas por la Comunidad y Asociación de Regantes



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la gráfica anterior, las principales obras priorizadas corresponden a los desarenadores y entubado y/o cierre de los canales de riego, seguido por los revestimientos de los canales y mejoramiento de los diseños del canal.

Es necesario destacar, que en el caso de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores de Vilama, si existe interés en el desarrollo de nuevas alternativas de tranques o embalses. Producto de lo anterior, es que se han desarrollado 3 perfiles de mejoramiento de nuevas alternativas de embalse en la zona.

Sobre la base de la selección y priorización antes descrita, en esta etapa se ha procedido a desarrollar los perfiles de proyectos de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, considerando para esta selección los requerimientos y prioridades de los regantes.

3.2. ELABORACIÓN DE PROYECTOS

Como se ha descrito con anterioridad, se ha desarrollado un diagnóstico de las obras extraprediales con la debida participación de los usuarios, de manera de seleccionar las obras en función de los requerimientos señalados y priorizados por ellos, además de diseñar obras acordes a las necesidades operativas que ellos tienen en la actualidad. Este análisis participativo desarrollado con los usuarios, se explica en detalle en los Anexos del Tomo 7 de PAC.

Sobre la base de las obras así definidas, se han elaborado carpetas de cada una de las obras de riego propuestas y priorizadas por los regantes, las que posteriormente se deben llevar a nivel de proyecto definitivo en una etapa posterior a este estudio, para su postulación a los instrumentos de fomento del estado.

De esta manera, se han desarrollado los proyectos de riego comunitarios en carpetas, las cuales poseen los antecedentes legales, técnicos y administrativos, respetando el formato que aplica para la presentación de carpetas a la Ley de Fomento al Riego. Estas carpetas de proyectos se presentan en los anexos del Tomo 4.

De esta manera, cada una de las carpetas de proyectos así generadas, tienen los siguientes elementos:

1. Descripción del proyecto
   - 1.1 Descripción del proyecto
   - 1.2 Anexos
     - 1.2.1 Antecedentes legales
     - 1.2.2 Ubicación de las obras

2. Memoria técnica
   - 2.1 Memoria técnica
   - 2.2 Anexos
     - 2.2.1 Mecánica de suelos
     - 2.2.2 Estudio agroeconómico
     - 2.2.3 Archivo Excel de Memoria técnica
     - 2.2.4 Precios unitarios considerados en el análisis

3. Planos

Como se aprecia en el desglose anterior, las carpetas generadas cumplen con los requerimientos indicados en los manuales, formatos, instructivos y documentos técnicos de la Ley de Fomento, disponibles en el sitio web de la CNR.

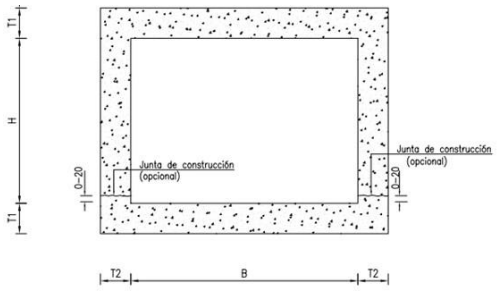
De esta manera, a continuación, se presenta un desglose de los tipos de perfiles de proyectos desarrollados.

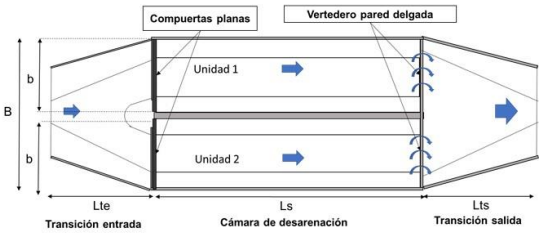
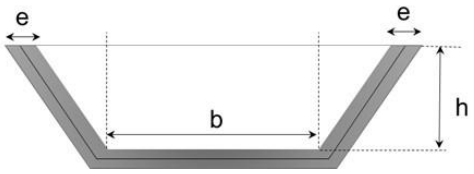
3.2.1. Construcción y/o mejoramiento de Canales

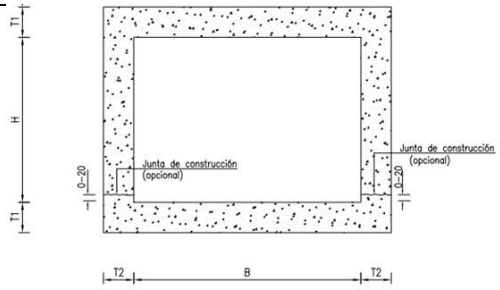
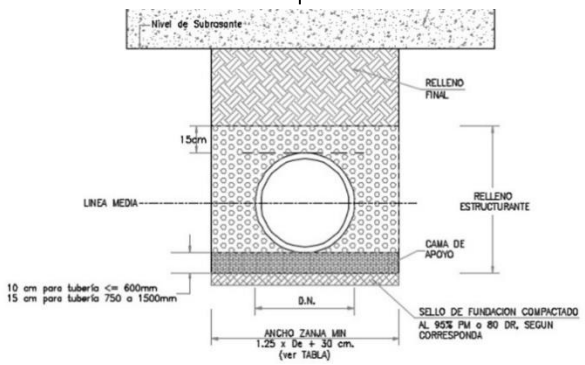
3.2.1.1. Selección de Proyectos

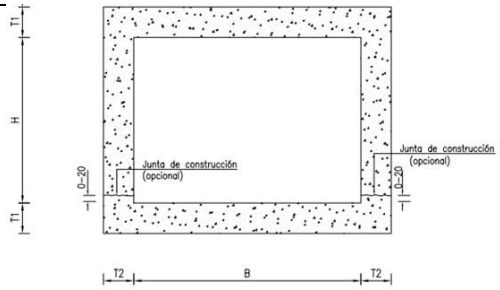
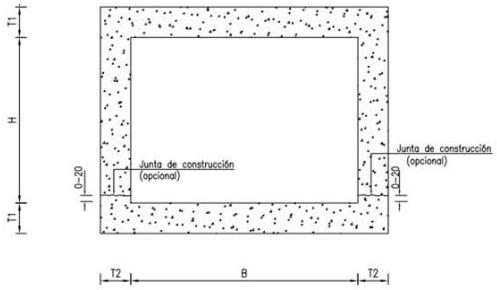
Como se ha mencionado con anterioridad, la selección de estos tipos de proyectos de mejora ha sido desarrollada en conjunto con los beneficiarios del sistema de riego, de esta manera, se han seleccionado los siguientes proyectos de riego.

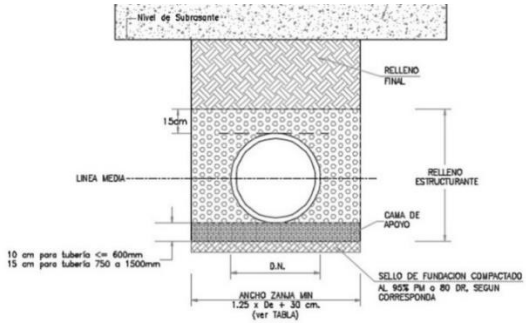
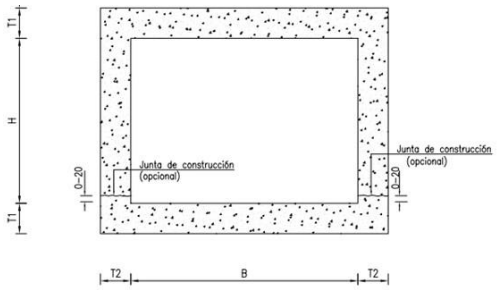
Tabla N° 3-3 Proyectos seleccionados de construcción y/o mejoramiento de canales

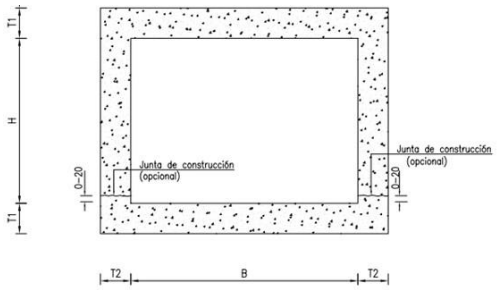
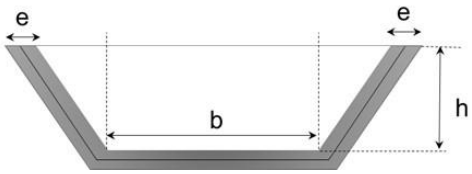
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
1-1-VIL-DB	1	Mejoramiento de canal en sector de bocatoma, se contempla el cierre del canal en dicho sector. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 250m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $53.637.278	Bocatoma Vilama
2-1-VIL-DM	1	Desarenados en entrada de tranque Vilama con sus reglas de operación y mantención	Tranque Vilama

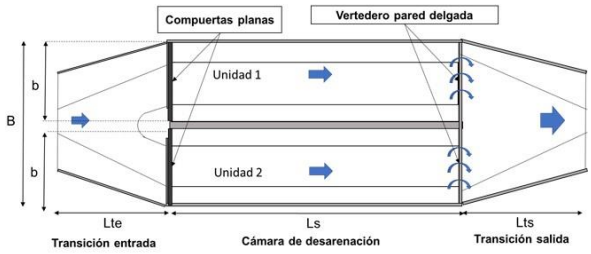
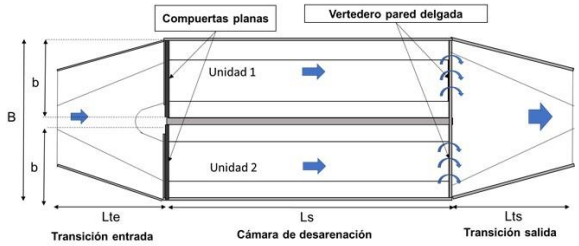
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	
3-1-VIL-RE	1	Revestimiento de canal, dejándolo abierto en algunos puntos para ser utilizado como bebedero. revestimiento de hormigón H-20 con un espesor de 15 cm en el tramo afecto, para un total aproximado de 1.124 m de largo, con un ancho de canal de 0,5m y alto 0,75m  El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $170.710.748	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama
6-1-VIL-ECC	1	Entubado y/o Cierre Canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 940m, con cámaras de inspección cada 50m	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)

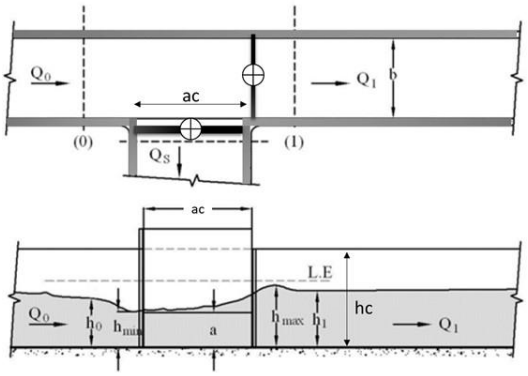
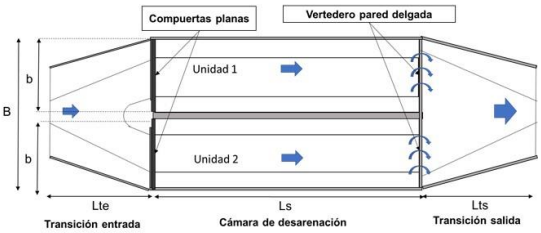
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 146 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 75,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $201.069.275	
7-1-VIL-ECC	1	Entubado y/o Cierre Canal Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 668m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $92.326.209	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).
8-1-VIL-RE	1	Mejoramiento de canal, se contempla el cierre del canal en dicho sector. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 250m, con cámaras de inspección cada 50m	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)

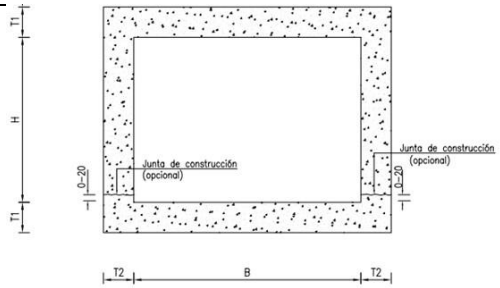
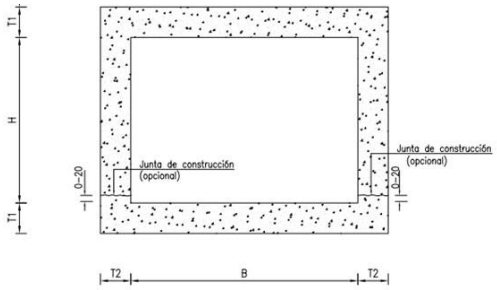
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $53.637.278	
9-1-VIL-ECC	1	Entubado y/o Cierre Canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 1.825m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 142 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $391.223.518	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.
10-1-VIL-ECC	1	Entubado y/o Cierre Canal Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 433m, con cámaras de inspección cada 50m	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama

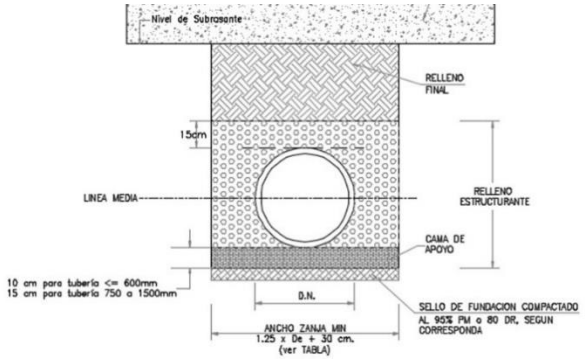
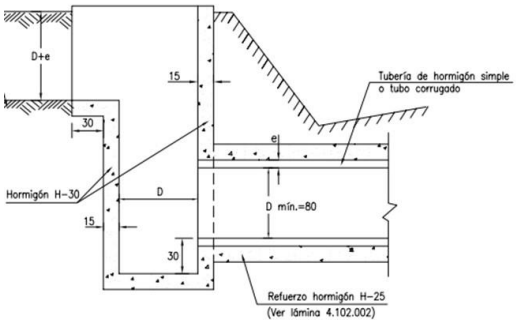
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 146 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 75,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $60.977.831	
1-2-BET-ECC	2	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 348m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $74.443.524	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter
2-2-BET-ECC	2	Entubado y/o Cierre Canal, incorporándose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal.	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)

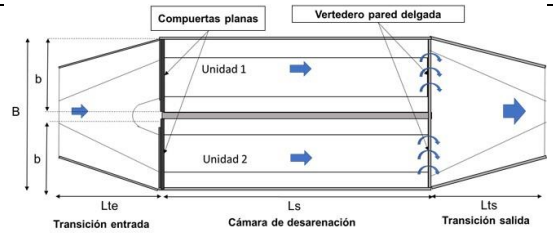
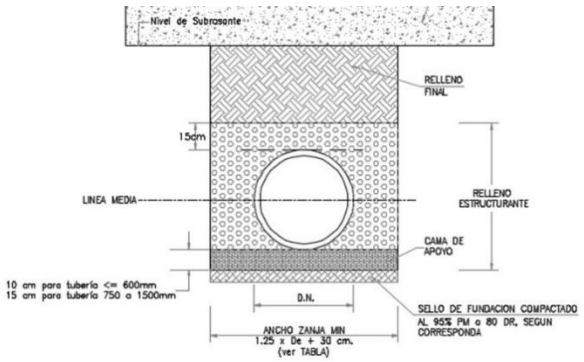
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 348m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $74.443.524	
4-2-BET-RE	2	Revestimiento revestimiento de hormigón H-20 con un espesor de 15 cm en el tramo afecto, para un total aproximado de 1.038 m de largo, con un ancho de canal de 0,5m y alto 0,60m  El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,45 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $130.978.575	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.
5-2-BET-DM	2	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m	Inicio canal Beter

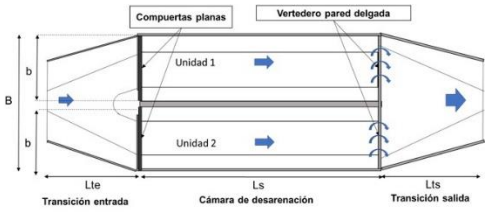
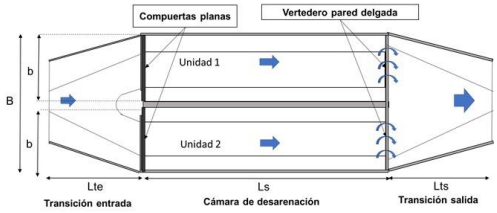
Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	
6-2-BET-DM	2	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)
7-2-BET-OE	2	Diseño de 42 Obras de Entrega Diseño Parametrizado de compuertas para entrega Sistema de compuerta plana de acero 3mm con izaje de volante. Ancho compuerta canal principal de 0,5m, ancho compuertas canales derivados 0,2m; 0,3m y 0,5m y altura 0,70m	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 42 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra con volante es de $52.510.732 y sin volante (izaje manual) $43.537.617	
1-3-POC-DM	3	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 8 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,46 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche
2-3-POC-ECC	3	Revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 1.592m, con cámaras de inspección cada 50m	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 15 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 9,46 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $338.276.682	
1-4-TUL-ECC	4	Entubado y/o Cierre Canal, incorporandose el control de dunas y labores de mantención del sistema, de manera de disminuir los efectos del deslizamiento de las dunas hacia el canal. Se proyecta un cierre en base a cajones de hormigón armado prefabricado de 1,0m x 1,0m (BxL) en una extensión de 2.157m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha El presupuesto estimado de esta obra es de $461.393.541	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor
3-4-TUL-ECC	4	Diseño canal de riego por medio del cruce entubado y enterrado del río San Pedro, incluye además obras para facilitar la limpieza con cámaras a la entrada y salida, además de obras de protección contra la erosión en el cruce del río San Pedro Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 466m, con cámaras de inspección cada 50m	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 Incluye también el cruce del río San Pedro mediante sifón de largo 300m con una tubería de acero corrugado de diámetro 800mm confinada en hormigón  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $230.308.447	
4-4-TUL-DM	4	Desarenador y Mantención Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		 El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	
6-4-TUL-ECC	4	Revisión de las alternativas de entubado y/o cierre del canal. Corresponde al entubado del canal con tubería de HDPE Corrugado DN800, en una extensión de 1.751m, con cámaras de inspección cada 50m  El número total de beneficiarios es de 84 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 24,64 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $241.485.256	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.
7-4-TUL-DM	4	Incluir desarenadores a lo largo del trazado hacia Tulor. Se consideran dos desarenadores, uno en la entrada del derivado Tulor y otro a la salida del tubo de cruce del río San Pedro antes de la llegada al Ayllu de Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación
		Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	
9-4-TUL-DM	4	Incluir desarenadores a lo largo del trazado hacia Tulor. Se consideran dos desarenadores, uno en la entrada del derivado Tulor y otro a la salida del tubo de cruce del río San Pedro antes de la llegada al Ayllu de Tulor Desarenador con dos bateas de ancho 1,5m cada una con una longitud total de 7,5m y altura 2,50m  El número total de beneficiarios es de 32 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $18.402.446	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro

Fuente: Elaboración Propia. SMI, 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se han generado 22 perfiles de proyecto en la red de canales de riego.

Las obras así definidas se encuentran descritas en detalle en el Anexo del Tomo 4 de Carpetas de Proyectos, en el cual se entrega su descripción completa según lo solicitado por la Ley de Fomento al Riego.

3.2.1.2. Alcance de perfil de cada proyecto

Como se ha mencionado con anterioridad, cada una de las carpetas de proyectos así generadas, tienen los siguientes elementos:

1. Descripción del proyecto

1.1 Descripción del proyecto

En este archivo se presenta una breve descripción del proyecto en el que se indican sus principales características como la ubicación de la obra, sus materiales y dimensiones principales, caudal de diseño y el número de regantes y hectáreas beneficiadas por la obra.

En forma adicional, en este documento descriptivo se entrega además la información referente a los antecedentes legales de la comunidad de aguas, la acreditación de los derechos de agua y el presupuesto de las obras.

1.2 Anexos

1.2.1 Antecedentes legales

En esta carpeta se entrega el respaldo de los derechos de agua, junto con el estatuto de la Asociación de Regantes o comunidad de aguas involucrada y el antecedente legal que respalda la comunidad de aguas.

1.2.2 Ubicación de las obras

Se presenta una lámina con la descripción esquemática de la obra que se esta proyectando en esta carpeta.

2. Memoria técnica

2.1 Memoria técnica

En este documento se presenta la memoria de cálculo hidráulico que respalda el dimensionamiento a nivel de perfil de la obra de mejoramiento proyectada. En esta memoria de cálculo hidráulico se presentan los principales criterios de diseño utilizado para el dimensionamiento de la obra, junto con sus resultados y bibliografía de apoyo utilizada.

En esta memoria técnica se presenta además el análisis del diseño estructural desarrollado, el cual corresponde a la determinación de las dimensiones y cuantía de la obra a proyectar.

Dentro de esta memoria se presentan también las cubicaciones de la obra proyectada, en función de las características de su dimensionamiento hidráulico y diseño estructural.

En función de la información antes generada, también se presenta dentro de este documento la estimación del presupuesto de las obras (considerando el análisis a nivel de perfil).

Otro antecedente de importancia considerado en la memoria técnica corresponde al estudio agronómico y sus principales indicaciones referentes a los tipos de cultivos a incorporar y las demandas de riego en situación actual y futura, lo que permite determinar la superficie a beneficiar, concluyendo si corresponde al mejoramiento de la superficie existente o la inclusión de nuevas zonas de riego.

En forma complementaria a lo anterior, en esta memoria técnica se han incluido además las principales consideraciones a tomar en cuenta para el diseño futuro de las obras, previo a su postulación a la Ley de Fomento al Riego.

2.2 Anexos

En estos anexos se presentan los documentos que sirven de respaldo para el desarrollo de la memoria de cálculo hidráulica, estructural y de determinación de la superficie a beneficiar con el mejoramiento.

2.2.1 Mecánica de suelos

Se presentan los antecedentes de mecánica de suelos que respaldan el dimensionamiento geotécnico de las obras y su fundación. Se presentan las prospecciones efectuadas, ensayos realizados y los principales resultados desde el punto de vista de los parámetros geotécnicos de las obras a diseñar.

2.2.2 Estudio agroeconómico

Se presenta el estudio agronómico desarrollado en la zona del proyecto para estimar en definitiva las demandas de riego en situación actual y futura, además de la descripción de los tipos de cultivos posibles de implementar.

2.2.3 Archivo Excel de Memoria técnica

En este archivo se entrega la planilla de la memoria de cálculo hidráulico utilizada en el dimensionamiento de las obras, la que se encuentra ligada con las fórmulas y antecedentes correspondientes para hacer un correcto y fácil seguimiento de la misma y sus criterios utilizados.

2.2.4 Precios unitarios considerados en el análisis

En este documento se presentan los precios unitarios considerados en el dimensionamiento de las obras, los que son concordantes con los definidos por la Ley de Fomento al Riego.

3. Planos.

En este archivo se entregan los planos de las obras con sus principales dimensiones y ubicación de las mismas. Estos planos están desarrollados a nivel de perfil, de manera que gran parte de las obras y sus dimensiones se encuentran parametrizadas y se encuentran respaldadas por las memorias de cálculo presentadas.

3.2.2. Construcción de nuevos tranques

De acuerdo a lo requerido en las actividades de participación ciudadana, se considera la incorporación de 3 tranques adicionales de similares características a las del tranque Vilama, los que irán ubicados en cabecera de los Ayllus correspondientes de Poconche, Beter y Tulor.

Sobre la base del análisis del modelo de operación del sistema, se concluye que pueden ser incorporados sistemas de regulación nocturna en el sistema, lo anterior considerando las duraciones de los turnos de riego y la no utilización de los caudales del río Vilama para riego en el horario comprendido entre las 18pm y las 8am.

Es necesario señalar que estos tranques serán fundados sobre el terreno de la zona a un costado del canal matriz, de manera de evitar interferencias con otros elementos y problemas territoriales. El material a excavar se considera que deberá ser del tipo areno arcilloso y deberá estar recubierto el embalse con una geomembrana de HDPE.

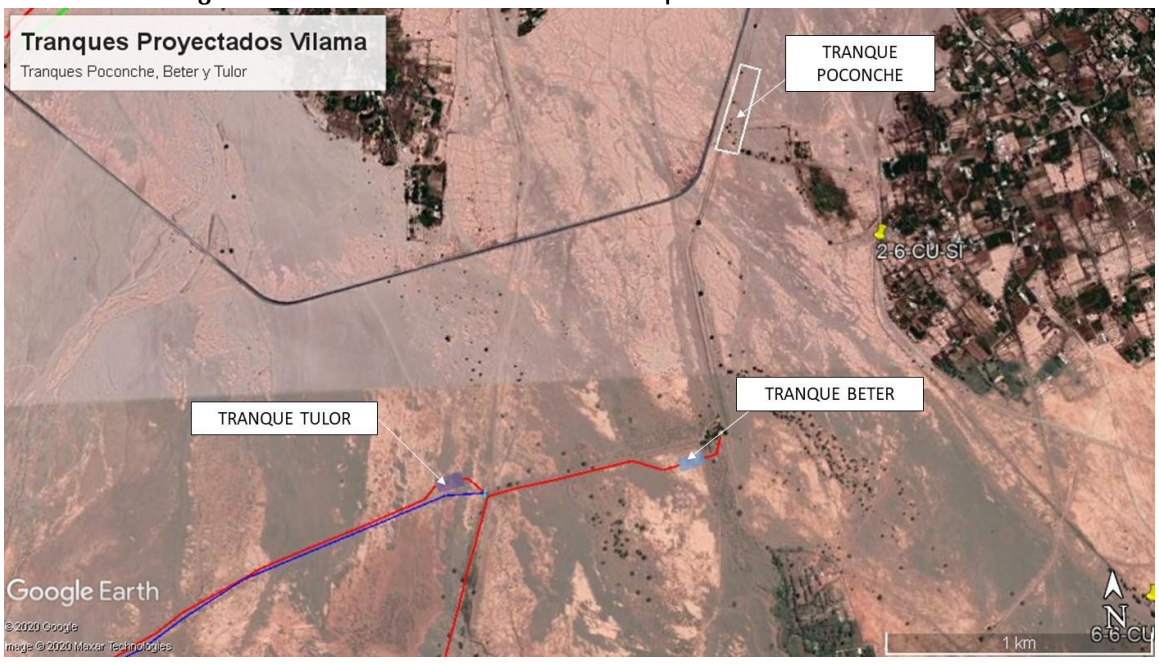
Desde el punto de vista de las dimensiones de los tranques, se estima que tendrán una profundidad del orden de 2m, con un muro de tierra semiexcavado con taludes H:V = 1,5:1 como mínimo, taludes que posteriormente serán verificados en función del material existente en la zona. De igual manera, dichos embalses deberán contar con una obra de aducción para su alimentación, un vertedero de crecidas y una obra de entrega, la que deberá estar compuesta por una compuerta plana de acero, se estima de un ancho igual al ancho del canal y una altura que dependerá de la altura del muro de presa.

En adición a lo anterior, se considera en el acceso a estos embalses un desarenador de manera de minimizar el ingreso de sedimentos y arenas al interior del embalse, de manera de garantizar su vida útil.

Las compuertas consideradas a implementarse en el sistema deberán tener un volante con hilo sinfín de manera de minimizar los esfuerzos en las aperturas y manipulación de estos elementos.

La ubicación preliminar propuesta de estos tranques se presenta la siguiente imagen.

Figura N° 3-1 Alternativas Ubicación Tranques Nuevos Sistema Vilama



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Con el fin de estimar las disponibilidades de caudal del río San Pedro con respecto a los turnos de riego, se ha efectuado un balance de los caudales pasantes por el río en el resto del horario que se encuentra fuera del rango comprendido entre las 8 y 18 horas que es el riego habitual. Lo anterior se presenta en la tabla siguiente:

Tabla Nº 3-4 Caudal de Río Fuera de Turno de Riego Habitual (Regulación Nocturna)

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Q 85% Pexc. (m^3/s)	Horas Noche	Vol. Tranque Nocturno (m^3/noche)
Vilama	Vilama	1	0,087	10	3.132
Vilama	Alambrado	1	0,087	10	
Poconche	Poconche	2	0,087	10	3.132
Beter	Beter	3	0,087	10	3.132
Tulor	Tulor	4	0,087	10	3.132

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene una pequeña disponibilidad de caudal en los grupos de riego, considerando el caudal del río en horario nocturno. Es de hacer notal que en el caso del tranque Vilama del grupo 1, se estima que este tiene una capacidad del orden de los 1.500 m^3, lo anterior coincide con la disponibilidad de agua para almacenar en forma nocturna.

Sobre la base de lo anterior y considerando que en el caso del Valle de Vilama, el riego ocurre durante las 24 horas del día, se considera que la incorporación de nuevos tranques en el sistema conducirán solamente a mejorar los horarios de riego y no a aumentar las seguridades del sistema. Es decir, se podrá almacenar el agua en la noche para utilizarla en el día, pero para poder abastecer con el agua requerida para el llenado de los tranques para los Ayllus, sobretodo los localizados aguas abajo del sistema, se debe realizar las mejoras de las perdidas por filtración en los canales de riego, sino no será posible llegar con el agua requerida para hacer una regulación nocturna satisfactoria.

Las características principales de los tranques existentes y proyectados del sistema son los siguientes:

Tabla Nº 3-5 Costo Directo Estimado de las obras de Mejora o Construcción de Tranques

Tranque	Grupo Riego	Estado	Volumen (m3)	Altura Muro (m)	Superficie Embalse (m^2)	Costo Mejora o Construcción ($)	Superficie Mejorada (ha)
Vilama	1	Existente	1.400	3,0	450	18.402.446	17,70
Poconche	2	Proyectado	4.500	3,0	2.640	581.435.659	38,65
Beter	3	Proyectado	4.500	3,0	2.640	566.079.730	38,65
Tulor	4	Proyectado	4.500	3,0	2.640	562.161.711	38,65

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

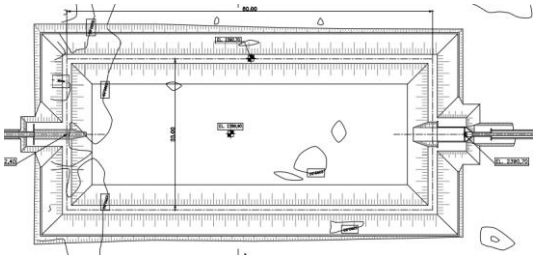
Desde el punto de vista del tranque existente, se tiene según las estimaciones efectuadas de sedimentos en el sistema que se colmata en alrededor de un año, producto de lo anterior es que debe ser limpiado todos los años para garantizar su correcta operación.

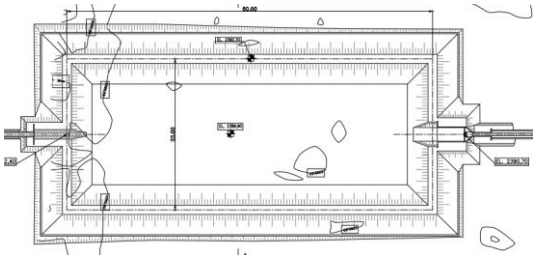
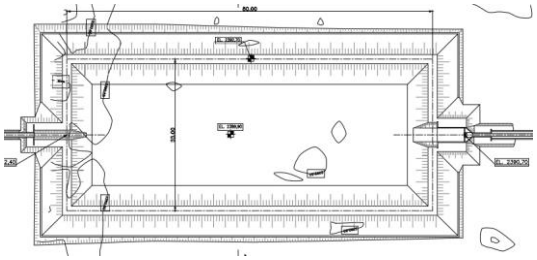
Desde el punto de vista de los tranques proyectados, se tiene un periodo de colmatación del volumen destinado a sedimentos (2.200 m^3) en un periodo de medio año, por lo que se requiere de la implementación de un desarenador a su entrada, de manera de alargar su vida útil y permitir el requerir de una limpieza en los mismos de una vez al año, mientras que el desarenador deberá limpiarse en lo posible cada dos días y al menos una vez a la semana.

3.2.2.1. Selección de Proyectos

Sobre la base de lo anterior y la priorización de los problemas planteados por los regantes, se tiene la siguiente selección de proyectos de mejoras en los tranques existentes:

Tabla N° 3-6 Proyectos seleccionados de construcción y/o mejoramiento de tranques

Código Obra	Descripción	Ubicación
9-4-BET-TR	Diseño de Tranque Beter con sus obras anexas Corresponde a un tranque de 80m de largo por 33m de ancho, con una altura de muros de 3m, con un volumen útil de regulación de 4.500 m^3 impermeabilizado con una geomembrana de HDPE de 1,5mm de espesor  El número total de beneficiarios es de 37 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $566.079.730	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación

Código Obra	Descripción	Ubicación
8-4-TUL-TR	Diseño de Tranque Tulor con sus obras anexas Corresponde a un tranque de 80m de largo por 33m de ancho, con una altura de muros de 3m, con un volumen útil de regulación de 4.500 m^3 impermeabilizado con una geomembrana de HDPE de 1,5mm de espesor  El número total de beneficiarios es de 68 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $562.161.711	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta
12-1-VIL-TR	Diseño de Tranque Poconche con sus obras anexas Corresponde a un tranque de 80m de largo por 33m de ancho, con una altura de muros de 3m, con un volumen útil de regulación de 4.500 m^3 impermeabilizado con una geomembrana de HDPE de 1,5mm de espesor  El número total de beneficiarios es de 7 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 38,65 ha. El presupuesto estimado de esta obra es de $581.435.659	Implementación de 1 Tranque de cabecera para el Ayllu de Poconche

Fuente: Elaboración Propia. SMI, 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se han generado 3 perfiles de proyecto de tranque en la red de canales de riego.

Las obras así definidas se encuentran descritas en detalle en el Anexo del Tomo 4 de Carpetas de Proyectos, en el cual se entrega su descripción completa según lo solicitado por la Ley de Fomento al Riego.

3.2.2.2. Alcance de perfil de cada proyecto

Como se ha mencionado con anterioridad, cada una de las carpetas de proyectos así generadas, tienen los siguientes elementos:

1. Descripción del proyecto

1.1 Descripción del proyecto

En este archivo se presenta una breve descripción del proyecto en el que se indican sus principales características como la ubicación de la obra, sus materiales y dimensiones principales, caudal de diseño y el número de regantes y hectáreas beneficiadas por la obra.

En forma adicional, en este documento descriptivo se entrega además la información referente a los antecedentes legales de la comunidad de aguas, la acreditación de los derechos de agua y el presupuesto de las obras.

1.2 Anexos

1.2.1 Antecedentes legales

En esta carpeta se entrega el respaldo de los derechos de agua, junto con el estatuto de la Asociación de Regantes o comunidad de aguas involucrada y el antecedente legal que respalda la comunidad de aguas.

1.2.2 Ubicación de las obras

Se presenta una lámina con la descripción esquemática de la obra que se está proyectando en esta carpeta.

2. Memoria técnica

2.1 Memoria técnica

Como primer análisis en esta memoria técnica se presenta la descripción de la pérdida de volumen de almacenamiento, cuantificación del volumen de colmatación y/o grado de colmatación de la obra, de manera de determinar la necesidad de implementación de obras de mejoramiento vinculadas con la sedimentación (en caso de que corresponda con la obra a proyectarse).

En este documento se presenta la memoria de cálculo hidráulico que respalda el dimensionamiento a nivel de perfil de la obra de mejoramiento proyectada. En esta memoria de cálculo hidráulico se presentan los principales criterios de diseño utilizado para el dimensionamiento de la obra, junto con sus resultados y bibliografía de apoyo utilizada.

En esta memoria técnica se presenta además el análisis del diseño estructural desarrollado, el cual corresponde a la determinación de las dimensiones y cuantía de la obra a proyectar.

Dentro de esta memoria se presentan también las cubicaciones de la obra proyectada, en función de las características de su dimensionamiento hidráulico y diseño estructural.

En función de la información antes generada, también se presenta dentro de este documento la estimación del presupuesto de las obras (considerando el análisis a nivel de perfil).

Otro antecedente de importancia considerado en la memoria técnica corresponde al estudio agronómico y sus principales indicaciones referentes a los tipos de cultivos a incorporar y las demandas de riego en situación actual y futura, lo que permite determinar la superficie a beneficiar, concluyendo si corresponde al mejoramiento de la superficie existente o la inclusión de nuevas zonas de riego.

En forma complementaria a lo anterior, en esta memoria técnica se han incluido además las principales consideraciones a tomar en cuenta para el diseño futuro de las obras, previo a su postulación a la Ley de Fomento al Riego.

2.2 Anexos

En estos anexos se presentan los documentos que sirven de respaldo para el desarrollo de la memoria de cálculo hidráulica, estructural y de determinación de la superficie a beneficiar con el mejoramiento.

2.2.1 Mecánica de suelos

Se presentan los antecedentes de mecánica de suelos que respaldan el dimensionamiento geotécnico de las obras y su fundación. Se presentan las prospecciones efectuadas, ensayos realizados y los principales resultados desde el punto de vista de los parámetros geotécnicos de las obras a diseñar.

2.2.2 Estudio agroeconómico

Se presenta el estudio agronómico desarrollado en la zona del proyecto para estimar en definitiva las demandas de riego en situación actual y futura, además de la descripción de los tipos de cultivos posibles de implementar.

2.2.3 Archivo Excel de Memoria técnica

En este archivo se entrega la planilla de la memoria de cálculo hidráulico utilizada en el dimensionamiento de las obras, la que se encuentra ligada con las fórmulas y antecedentes correspondientes para hacer un correcto y fácil seguimiento de la misma y sus criterios utilizados.

2.2.4 Precios unitarios considerados en el análisis

En este documento se presentan los precios unitarios considerados en el dimensionamiento de las obras, los que son concordantes con los definidos por la Ley de Fomento al Riego.

3. Planos.

En este archivo se entregan los planos de las obras con sus principales dimensiones y ubicación de las mismas. Estos planos están desarrollados a nivel de perfil, de manera que gran parte de las obras y sus dimensiones se encuentran parametrizadas y se encuentran respaldadas por las memorias de cálculo presentadas.

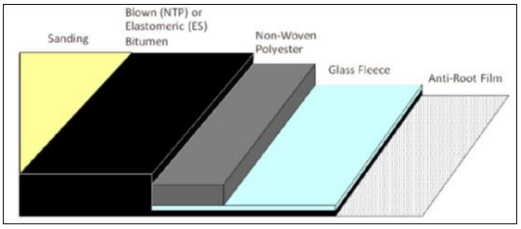
3.2.3. Rehabilitación de tranques existentes

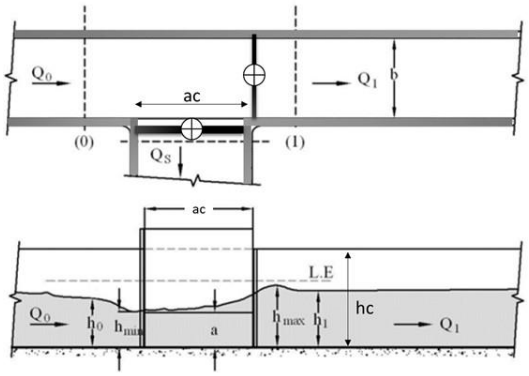
Desde el punto de vista de la rehabilitación de los tranques existentes, se tiene que los regantes han dado prioridad a la rehabilitación de su tranque Vilama, desde el punto de vista del mejoramiento del desarenado del mismo.

3.2.3.1. Selección de Proyectos

Sobre la base de lo anterior y la priorización de los problemas planteados por los regantes, se tiene la siguiente selección de proyectos de mejoras en los tranques existentes:

Tabla N° 3-7 Proyectos seleccionados de construcción y/o mejoramiento de tranques

Código Obra	Descripción	Ubicación
5-1-VIL-TR	Se han revisado las mejoras requeridas por el tranque Vilama, las principales son: Mejorar revestimiento del estanque El revestimiento del estanque San Pedro se mejora mediante su impermeabilización en geomembrana asfáltica de mínimo 3mm de espesor en una superficie estimada de 650 m^2.  El presupuesto estimado de esta obra es de $7.800.000 Diseño Parametrizado de compuertas para entrega hacia y desde el embalse Sistema de compuerta plana de acero 3mm con izaje de volante. Ancho compuerta canal principal de 1m, ancho compuertas canales derivados 0,15m; 0,40m y 0,60m y altura 0,80m	Tranque Vilama

Código Obra	Descripción	Ubicación
	 El número total de beneficiarios es de 151 regantes, con una superficie de riego a mejorar de 74,71 ha. El presupuesto estimado de esta obra con volante es de $22.528.281 y sin volante (izaje manual) $18.128.707 De esta manera el costo total estimado de mejoras en el tranque de Vilama es del orden de $30.328.281 En adición a las obras aquí listadas, se considera la incorporación de un desarenador, pero este se encuentra ubicado en las obras de los canales de riego bajo el código 2-1-VIL-DM. Este desarenador tiene un costo de $18.402.446, por lo que, si se adiciona al resto de las obras, se tiene un monto total estimado para las mejoras de $48.730.727.-	

Fuente: Elaboración Propia. SMI, 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se ha generado 1 perfil de proyecto en el sistema de mejoramiento del tranque Vilama.

Las obras así definidas se encuentran descritas en detalle en el Anexo del Tomo 4 de Carpetas de Proyectos, en el cual se entrega su descripción completa según lo solicitado por la Ley de Fomento al Riego.

3.2.3.2. Alcance de perfil de cada proyecto

Como se ha mencionado con anterioridad, cada una de las carpetas de proyectos así generadas, tienen los siguientes elementos:

4. Descripción del proyecto

4.1 Descripción del proyecto

En este archivo se presenta una breve descripción del proyecto en el que se indican sus principales características como la ubicación de la obra, sus materiales y dimensiones principales, caudal de diseño y el número de regantes y hectáreas beneficiadas por la obra.

En forma adicional, en este documento descriptivo se entrega además la información referente a los antecedentes legales de la comunidad de aguas, la acreditación de los derechos de agua y el presupuesto de las obras.

4.2 Anexos

4.2.1 Antecedentes legales

En esta carpeta se entrega el respaldo de los derechos de agua, junto con el estatuto de la Asociación de Regantes o comunidad de aguas involucrada y el antecedente legal que respalda la comunidad de aguas.

4.2.2 Ubicación de las obras

Se presenta una lámina con la descripción esquemática de la obra que se está proyectando en esta carpeta.

5. Memoria técnica

5.1 Memoria técnica

Como primer análisis en esta memoria técnica se presenta la descripción de la pérdida de volumen de almacenamiento, cuantificación del volumen de colmatación y/o grado de colmatación de la obra, de manera de determinar la necesidad de implementación de obras de mejoramiento vinculadas con la sedimentación (en caso de que corresponda con la obra a proyectarse).

En este documento se presenta la memoria de cálculo hidráulico que respalda el dimensionamiento a nivel de perfil de la obra de mejoramiento proyectada. En esta memoria de cálculo hidráulico se presentan los principales criterios de diseño utilizado para el dimensionamiento de la obra, junto con sus resultados y bibliografía de apoyo utilizada.

En esta memoria técnica se presenta además el análisis del diseño estructural desarrollado, el cual corresponde a la determinación de las dimensiones y cuantía de la obra a proyectar.

Dentro de esta memoria se presentan también las cubicaciones de la obra proyectada, en función de las características de su dimensionamiento hidráulico y diseño estructural.

En función de la información antes generada, también se presenta dentro de este documento la estimación del presupuesto de las obras (considerando el análisis a nivel de perfil).

Otro antecedente de importancia considerado en la memoria técnica corresponde al estudio agronómico y sus principales indicaciones referentes a los tipos de cultivos a incorporar y las demandas de riego en situación actual y futura, lo que permite determinar la superficie a beneficiar, concluyendo si corresponde al mejoramiento de la superficie existente o la inclusión de nuevas zonas de riego.

En forma complementaria a lo anterior, en esta memoria técnica se han incluido además las principales consideraciones a tomar en cuenta para el diseño futuro de las obras, previo a su postulación a la Ley de Fomento al Riego.

5.2 Anexos

En estos anexos se presentan los documentos que sirven de respaldo para el desarrollo de la memoria de cálculo hidráulica, estructural y de determinación de la superficie a beneficiar con el mejoramiento.

5.2.1 Mecánica de suelos

Se presentan los antecedentes de mecánica de suelos que respaldan el dimensionamiento geotécnico de las obras y su fundación. Se presentan las prospecciones efectuadas, ensayos realizados y los principales resultados desde el punto de vista de los parámetros geotécnicos de las obras a diseñar.

5.2.2 Estudio agroeconómico

Se presenta el estudio agronómico desarrollado en la zona del proyecto para estimar en definitiva las demandas de riego en situación actual y futura, además de la descripción de los tipos de cultivos posibles de implementar.

5.2.3 Archivo Excel de Memoria técnica

En este archivo se entrega la planilla de la memoria de cálculo hidráulico utilizada en el dimensionamiento de las obras, la que se encuentra ligada con las fórmulas y antecedentes correspondientes para hacer un correcto y fácil seguimiento de la misma y sus criterios utilizados.

5.2.4 Precios unitarios considerados en el análisis

En este documento se presentan los precios unitarios considerados en el dimensionamiento de las obras, los que son concordantes con los definidos por la Ley de Fomento al Riego.

6. Planos.

En este archivo se entregan los planos de las obras con sus principales dimensiones y ubicación de las mismas. Estos planos están desarrollados a nivel de perfil, de manera que gran parte de las obras y sus dimensiones se encuentran parametrizadas y se encuentran respaldadas por las memorias de cálculo presentadas.

3.2.4. Sistema de control y monitoreo de la distribución del agua al sistema

En el caso del sistema Vilama, no se han priorizado alternativas de mejoramiento del sistema de control y monitoreo de la distribución del agua al sistema, sin embargo, se ha incorporado un análisis a nivel preliminar de la incorporación de este tipo de sistemas en la red de riego existente.

Las propuestas de mejoras consideradas en las obras del control y monitoreo de la distribución de agua tienen relación con la medición de caudal en distintos puntos de la red y con la incorporación de sistemas de medición en los tranques del sistema y las mediciones en el río, Vilama de manera de permitir un monitoreo de la totalidad del sistema, incluso en época de crecidas. De esta manera, a continuación, se establece un resumen de las mejoras propuestas en el sistema de control y monitoreo de la distribución de agua en el sistema:

3.2.4.1. Sistema de medición de caudales en red de canales de riego.

El objetivo de este sistema es el de medir y controlar los caudales pasantes en los diversos puntos del sistema, de esta manera, se facilita la operación de la totalidad de la red de riego.

El proyecto de telemetría de la red de canales considera la implementación de un total de 4 equipos de medición:

- 4 equipos locales de medición (uno por cada grupo de riego).

  Se considera la implementación de sensores de flotador y contrapeso dentro de la red de canales de riego.

  Se contempla la implementación de 2 escalas limnimétricas de 1m de alto en cada punto de implementación, las que tienen un costo aproximado del orden de $150.000.-

  El costo estimado de cada uno de estos sensores es de $1.800.000. la boya de desbordamiento colgante a incluir para el flotador es del orden de $500.000 a los que hay que incorporar el valor de la implementación del sistema de aforo y el cercado para protección los que se estiman en un monto de $1.000.000 por cada equipo.

  La alimentación eléctrica de cada uno de estos equipos se contempla por medio de un panel solar con soporte orientable para mástil, se esta forma, el monto estimado de este panel es de $1.500.000.

  El cableado contemplado para la instalación de estos equipos es del orden de $300.000 por cada equipo.

  Desde el punto de vista de la instalación de los sistemas y su calibración, se tiene un costo estimado de $420.000 por cada uno de ellos.

De esta manera, el monto total estimado para cada uno de estos equipos locales de medición es de $5.670.000. Considerando la implementación de 4 de estos equipos, se tiene un total estimado de $22.680.000.-

- 4 equipos para la adquisición de datos, almacenamiento y Transmisión.

  Para la recopilación y envío de la señal se contempla la implementación de un equipo del tipo GSM con una antena omnidireccional exterior sobre mástil GSM con un costo del orden de $900.000, más el cableado requerido para la antena, evaluado en el orden de $300.000, en forma adicional, se contempla el ajuste de la operación del sistema en un costo aproximado de $1.500.000.

  De esta manera, el costo estimado por equipo de adquisición de datos, almacenamiento y transmisión es de $2.700.000. De esta manera, el monto total estimado para los 4 equipos proyectados es de $10.800.000.

- Central de Operación

  En adición a los costos antes descritos, se requiere del envío de la señal a una central de operación a definir por la Asociación de Regantes. Para esta central de operación se estima un costo de PC $2.000.000, costo de licencias $500.000, costo de impresora $200.000, costo de sistemas de comunicaciones $320.000, software de riego $1.200.000 y un sistema de alimentación eléctrica ininterrumpida de $300.000. De esta manera el costo total estimado para la implementación de esta central de operación es de $4.520.000.

De esta manera, el costo estimado para el control de caudales en 4 puntos de la red de riego es el siguiente:

Tabla Nº 3-8 Costo Telemetría en 4 puntos de canales matrices del sistema de distribución San Pedro

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Equipos Locales de Medición	Gl	4	5.670.000	22.680.000
Equipos de Adquisición de Datos, Almacenamiento y Transmisión	Gl	4	2.700.000	10.800.000
Central de Operación	Gl	1	4.520.000	4.520.000
Total Costo Directo				**38.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				1.900.000
Repuestos (5%)				1.900.000
Sub Total				**41.800.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				18.810.000
Total				**60.610.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría en 4 puntos de la red de riego de $60.610.000. Estos montos no incluyen la elaboración de la obra física de aforo en los puntos de medición.

3.2.4.2. Sistema de operación de compuertas en red de canales de riego.

El objetivo de este sistema es el levantar o cerrar las compuertas en los diversos puntos del sistema, de esta manera, se facilita la operación de la totalidad de la red de riego. Como se ha mencionado con anterioridad, para la implementación de este sistema se recomienda la instalación en una primera fase de los sistemas de medición de caudal, de manera que la apertura y cierre de las compuertas funcione en forma mancomunada con los caudales registrados y requeridos en el sistema.

El proyecto de telemetría de control de compuertas de la red de canales considera la implementación de un total de 4 equipos de apertura / cierre de compuertas:

- 4 equipos locales de apertura/cierre de compuertas (uno por cada grupo de riego).

  La implementación de estos equipos considera la alimentación eléctrica de las compuertas, el cual tiene un costo aproximado de $4.500.000, considerando alimentación mediante paneles solares, incluye además la incorporación de un sistema de motorización para la apertura y cierre de las compuertas, el cual tiene un costo estimado de $8.500.000, de igual manera se contempla la implementación de un sistema de control de la apertura y cierre de las compuertas, el cual tiene un costo de $8.000.000 aproximadamente (se considera que las compuertas a operar tienen un mando del tipo volante).

  Es necesario indicar que el monto considerado en este ítem no contempla el valor de las compuertas y sus elementos mecánicos, además de la obra civil para su localización.

  De esta manera, el monto estimado de implementación del sistema de apertura/cierre de las compuertas del sistema es el siguiente:

Tabla N° 3-9 Costo Telemetría apertura y cierre de compuertas en 4 puntos de canales matrices del sistema de distribución Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Alimentación eléctrica	Gl	4	4.500.000	18.000.000
Motorización	Gl	4	8.500.000	34.000.000
Control	Gl	4	8.000.000	32.000.000
Total Costo Directo				**84.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				4.200.000
Repuestos (5%)				4.200.000
Sub Total				**92.400.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				41.580.000

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Total				133.980.000

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría para la apertura y cierre de las compuertas en 4 puntos de la red de riego de $133.980.000. Estos montos no incluyen la implementación de las compuertas metálicas y todos sus mecanismos en los puntos de implementación.

3.2.4.3. Sistema de medición de niveles de agua en Estanques

El objetivo de este sistema es el de medir y controlar los niveles presentes en los estanques, de esta manera, se facilita la operación de los mismos y sus entregas de caudal al sistema.

El proyecto de telemetría de la red de canales considera la implementación de 1 equipo de medición en el tranque Vilama existente:

- Un equipo por cada estanque (1 tranque).
  Se contemplan 1 equipo local. Se considera la implementación de sensores de flotador y contrapeso dentro de la red de canales de riego.

  Se contempla la implementación de 4 escalas limnimétricas de 1m de alto en cada punto de implementación, las que tienen un costo aproximado del orden de $600.000.-

  El costo estimado de cada uno de estos sensores es de $1.800.000. la boya de desbordamiento colgante a incluir para el flotador es del orden de $500.000 a los que hay que incorporar el valor de la implementación del sistema de aforo y el cercado para protección los que se estiman en un monto de $1.000.000 por cada equipo.

  La alimentación eléctrica de cada uno de estos equipos se contempla por medio de un panel solar con soporte orientable para mástil, se esta forma, el monto estimado de este panel es de $1.500.000.
  El cableado contemplado para la instalación de estos equipos es del orden de $300.000 por cada equipo.

  Desde el punto de vista de la instalación de los sistemas y su calibración, se tiene un costo estimado de $420.000 por cada uno de ellos.

De esta manera, el monto total estimado para cada uno de estos equipos locales de medición es de $6.120.000.

- 1 equipo para la adquisición de datos de niveles en estanques, almacenamiento y Transmisión.

  Para la recopilación y envío de la señal se contempla la implementación de un equipo del tipo GSM con una antena omnidireccional exterior sobre mástil GSM con un costo del orden de $900.000, más el cableado requerido para la antena, evaluado en el orden de $300.000, en forma adicional, se contempla el ajuste de la operación del sistema en un costo aproximado de $1.500.000.

  De esta manera, el costo estimado por equipo de adquisición de datos, almacenamiento y transmisión es de $2.700.000.

De esta manera, el costo estimado para el control de niveles en 1 estanque del sistema es el siguiente:

Tabla N° 3-10 Costo Telemetría en 1 estanque del sistema de distribución Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Equipos Locales de Medición	Gl	1	6.120.000	6.120.000
Equipos de Adquisición de Datos, Almacenamiento y Transmisión	Gl	1	2.700.000	2.700.000
Total Costo Directo				**8.820.000**
Puesta en Marcha (5%)				441.000
Repuestos (5%)				441.000
Sub Total				**9.702.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				4.365.900
Total				**14.067.900**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene un costo estimado de implementación del sistema de telemetría para medición de los niveles de agua en el estanque Vilama tiene un monto estimado de $14.067.900. Estos montos no incluyen la elaboración de la obra física de medición de nivel en los puntos de medición.

3.2.4.4. Sistema de regulación de apertura de válvulas de entrega en Estanques

El objetivo de este sistema es el de controlar el porcentaje de apertura de las válvulas de entrega desde los embalses. Sobre la base de lo indicado con anterioridad, se contempla la implementación de 1 equipo de control de apertura y cierre (1 para las válvulas del embalse Vilama).

Es necesario recordar que se considera que previo a la implementación de estos sistemas de apertura de las obras de entrega de los embalses se tiene instaurado los sistemas de control de niveles de los embalses, de manera de poder determinar con claridad los momentos de apertura requeridos y las magnitudes de los mismos para los caudales de entrega.

De esta manera, estos mecanismos de control consideran lo siguiente:

- Un equipo de control en válvulas de entrega.

  Se contemplan 1 equipo local de apertura de válvulas en el tranque Vilama.

  Estos equipos locales de apertura consideran la implementación de sensores del tipo pendulares, lo anterior porque por norma general, la medida de los desplazamientos de algún elemento se realiza convirtiendo mecánicamente estos movimientos en giros, es decir, una carcasa se fija en el elemento cuyo giro se desea medir, en cuyo interior hay un disco que se mantiene en la misma posición gracias a una masa pendular. El costo estimado de cada uno de estos equipos es de $1.000.000.

  La implementación de estos equipos considera la alimentación eléctrica de 1 válvula, el cual tiene un costo aproximado de $4.500.000, considerando alimentación mediante paneles solares, incluye además la incorporación de un sistema de motorización para la apertura y cierre de las válvulas, el cual tiene un costo estimado de $6.500.000 por cada válvula.

De esta manera, el costo estimado para el control de niveles en 1 válvula de estanque del sistema es el siguiente:

Tabla N° 3-11 Costo Telemetría en 1 válvula de entrega en Estanque Vilama

Ítem	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Sensores del tipo pendular	c/u	1	1.000.000	1.000.000
Sistema de alimentación eléctrico por paneles solares para 2 válvulas	Gl	1	4.500.000	4.500.000
Sistema de Motorización para apertura y cierre de las válvulas	c/u	1	6.500.000	6.500.000
Total Costo Directo				**12.000.000**
Puesta en Marcha (5%)				600.000
Repuestos (5%)				600.000
Sub Total				**13.200.000**
Gastos Generales y Utilidades (45%)				5.940.000
Total				**19.140.000**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, el costo de implementación del sistema de control de apertura y cierre en 1 válvula de entrega de un tranque es de $19.140.000. Estos montos no incluyen el costo de la válvula de entrega ni su instalación.

3.2.4.5. Montos Totales implementación Sistema de Control y Monitoreo de la Distribución de Agua en el Sistema

Sobre la base de lo anterior, a continuación, se entrega un resumen de las alternativas de mejoramiento planteadas para el sistema de control y monitoreo de la distribución de agua en el sistema de Vilama, incluyendo los presupuestos estimativos de dichas mejoras.

Tabla Nº 3-12 Alternativas de Mejoramiento Sistema de Control y Monitoreo Propuesto Mediante Telemetría para el Sistema de Distribución San Pedro

Alternativa de Mejoramiento	Un.	Cantidad	P. U. ($)	Valor $
Sistema de medición de caudales en 4 canales matrices de la red de riego (1 medición por cada canal matriz de grupo de riego)	Gl	1	60.610.000	60.610.000
Sistema de Control apertura / cierre de 4 compuertas en el sistema de canales de riego (Se contempla 1 compuerta por cada grupo de riego)	Gl	1	133.980.000	133.980.000
Sistema de medición de niveles en 1 estanque del sistema Vilama	Gl	1	14.067.900	14.067.900
Sistema de apertura de 1 Válvula de entrega del Estanque Vilama	Gl	1	19.140.000	19.140.000
Total Costo Obras Mejoramiento				**227.797.900**

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que el sistema que incorpora el costo más elevado de implementación corresponde al de los mecanismos de apertura y cierre de las compuertas, lo anterior debido al alto costo del motor y su alimentación eléctrica del sistema de apertura.

Es necesario considerar que la alternativa de mejora planteada corresponde tan solo al estanque Vilama del sistema y de 4 puntos del total de la red, los cuales apuntan a tener medición d ellos caudales que ingresan a cada uno de los grupos en su turno de riego.

Es necesario recordar que los montos aquí expresados son aproximados y no incluyen las obras físicas que se están operando, es decir no incluyen los costos de las compuertas mecánicas ni de las válvulas de los estanques, además de sus elementos mecánicos ni las obras civiles para la implementación de los elementos aquí mencionados.

3.3. PROPUESTAS DE TURNOS DE RIEGO CON Y SIN PROYECTO

En este acápite del estudio se ha desarrollado una revisión y actualización de los horarios de los turnos de riego que hoy se aplican al riego de Vilama con el objeto de solucionar problemas que hoy se presentan por deficiencias en el sistema extra predial de conducción de las aguas. Esta actualización se ha desarrollado con el fin de proponer una mejor operación del sistema en el corto y mediano plazo.

Es necesario señalar que la definición del sistema de turnos de riego existente en la actualidad ha sido resultado de un análisis del tipo prueba y error en forma histórica por los regantes, el cual además se establece en función de su Asociación Atacameña de Regantes, la cual tiene un fin comunitario del tipo indígena de uso de las aguas más que un fin definido por el Código de Aguas de la DGA.

Este funcionamiento del tipo indígena de la comunidad de agua marca una diferencia importante de la operación del sistema con respecto a lo definido por el Código de Aguas, en el que las aguas son regidas por medio de derechos de agua y acciones para cada uno de sus integrantes, en este caso el uso de las aguas es del tipo comunitario y se utiliza un mismo turno de riego para los regantes, los que tienen derecho al uso del agua en función de los tamaños de las superficies de riego que disponen. De esta manera, considerando lo anterior, las optimizaciones que deben desarrollarse al sistema de riego tienen relación con las superficies disponibles de riego de los diferentes grupos, más que la distribución del agua en función de acciones.

De esta manera, es que las soluciones a implementar tienen relación con la optimización de los usos de las aguas en los turnos de riego definidos, lo anterior debido a que no ha habido incorporación de nuevas superficies de riego en la zona o mayores variaciones a la distribución histórica de los terrenos, debido a que las disponibilidades de agua en el río se han visto disminuidas en el último tiempo.

De esta manera, a continuación, se presenta un análisis de los turnos de riego en el sistema de Vilama.

3.3.1. Análisis del Funcionamiento de la Distribución y Repartición del Agua Actual a los Usuarios

A continuación, se presenta un resumen del funcionamiento de la distribución y repartición del agua a los usuarios en el sistema de conducción, distribución y almacenamiento del agua.

3.3.1.1. Sistema de medición de caudales

Saber cuánta es el agua que está pasando por un canal es fundamental para mantener una distribución eficiente del agua en un sistema de regadío, esto permite realizar las correcciones necesarias cuando el canal matriz que alimenta el sistema tiene una reducción y de esta forma distribuir equitativamente el agua entre todos los regantes.

Para la modelación del sistema actual de turnos de riego, se ha procedido a desarrollar un modelo basado en la red unifiliar de riego del sistema y los turnos de riego antes descritos, de esta manera se ha efectuado una primera iteración considerando la información recopilada de las encuestas agronómicas y las actividades de participación ciudadana, de manera de definir una situación actual aproximada.

De esta manera, en la tabla siguiente se ilustra los turnos de riego considerados para el sistema de San Pedro, tomando en cuenta que la distribución de los tiempos de duración de los días de riego por turno es función de la superficie de cada grupo de riego.

Tabla N° 3-13 Resumen de Desglose de los Turnos de Riego Situación Actual

Canal	Ayllu	Grupo Riego	Superficie (ha)	% DAA	Duración Turno (días)	Frecuencia (días)
Vilama	Vilama	1	8,70	0,025	1,00	29,00
Vilama	Alambrado	1	9,00	0,025		
Poconche	Poconche	2	67,35	0,190	6,00	24,00
Beter	Beter	3	151,17	0,427	13,00	17,00
Tulor	Tulor	4	117,42	0,332	10,00	20,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

En la tabla anterior, puede apreciarse que los turnos de riego tienen una frecuencia bastante alejada, la que se encuentra entre los 17 y los 29 días, dependiendo de la superficie a beneficiar. Es necesario indicar que en el caso del Grupo de riego 1, específicamente en el Ayllu de Vilama, se cuenta con un tranque de regulación corta, que permite abastecer con un poco más de caudal dicho sector.

El riego en el sector de Vilama se produce las 24 horas del día, es decir no se cierra el sistema, de manera de que se pueda regar durante todo el día. De esta manera se ha considerado que la totalidad de los grupos de riego riegan en el mes, obteniéndose una frecuencia de riego promedio de 23 días para cada grupo.

En la actualidad, el sistema de Vilama no posee un sistema de medición de caudales, operando en la actualidad en función de los tiempos de funcionamiento que establece el celador y la directiva con sus dirigentes para los distintos grupos de riego.

Lo anterior no permite desarrollar una entrega volumétrica del agua, quedando la repartición a criterio de la apertura de las compuertas y la distribución del agua en el sistema. Se ha consultado el celador al respecto y este indica que el sistema se encuentra operando así hace un tiempo, lo anterior debido a que las crecidas que han ocurrido en el último tiempo han dañado los sistemas de medición en los canales de riego que poseen bocatoma y al mismo tiempo con las labores de limpieza de los canales de riego, se han visto dañados los aforadores y reglas de medición.

Sobre la base de lo anterior, se establece una primera propuesta de obras para el control de la distribución del agua del sistema, la que corresponde a la incorporación de puntos de aforo en los distintos canales de riego, tanto en el matriz como en los derivados. Para lo anterior, se contempla la utilización de secciones uniformes de los canales de riego con obras que independicen los caudales de aguas arriba con respecto a los de aguas abajo, siendo los principales elementos utilizados para este propósito los aforadores del tipo triangular (o caídas de agua si el desnivel lo permite). Sobre la base de lo anterior, se contempla utilizar la fórmula de Manning para definir las curvas de caudal de los diferentes canales en función de las alturas de escurrimiento.

Una vez implementadas estas estaciones de aforo en la red de canales de riego, se continua con la siguiente implementación que corresponde al sistema de medición, para lo que se requiere de incorporar una piscina aquietadora a un costado del canal de riego, la cual por medio de un flotador permite registrar las alturas que presenta el nivel de agua (o un piezómetro en su defecto), información que es almacenada en un computador y convertida inmediatamente en caudal mediante un software.

Una vez efectuada la conversión de esta información en caudal, se implementa el sistema de envío de la señal por telemetría hacia un punto de la red, el que generalmente corresponde a la ubicación de la Asociación de Regantes.

Finalmente, y una vez que se tiene registro y control de los caudales pasantes en los distintos puntos del sistema, se puede implementar los sistemas de control a distancia de las compuertas y obras de entrega, las que han de operar en función de los registros que se tenga de los caudales pasantes en los puntos principales.

3.3.1.2. Control de Niveles de Tranques

En la actualidad, el tranque Vilama es el único tranque acumulador existente en la zona y se ubica en el grupo N°1 de riego, por lo que almacena las aguas de la noche para utilizarlas durante el día. De esta manera se logra llenar el embalse.

El vaciado del embalse es irregular en su caudal, este depende de la carga de agua que contenga el estanque, o sea, mientras baja el nivel del estanque, menos agua sale de las válvulas, lo que implica que se deben regular en forma constante (al menos 2 veces en el día).

En la actualidad para determinar los niveles de los estanques del sistema, no se cuenta con regletas de aforo ni con piezómetros que permitan determinar el nivel en el que se encuentran. Este trabajo se efectúa simplemente de forma visual.

Producto de lo anterior, se plantea la implementación de una serie de regletas que permitan la medición del nivel del agua en el embalse. En forma adicional, se propone la implementación de una estación de aforos ubicada aguas debajo de las entregas de los embalses, de manera de poder obtener un registro de los caudales que están siendo entregados desde los mismos. Para esta estación de aforos se plantea la implementación de una sección del tipo uniforme que permita la medición de los caudales mediante niveles de agua.

Una vez implementada la estación de aforos y las regletas del embalse, se puede implementar un sistema de medición de alturas de agua y de caudales entregados en forma automática, mediante la implementación de aquietadores con piezómetros (o flotadores en su defecto) los que permitirán realizar el registro de la información, el que posteriormente puede ser programado para su envío a la Asociación mediante telemetría.

Una vez implementado el envío de la información se puede analizar la factibilidad de implementar los sistemas de operación a distancia de las válvulas de entrega desde los estanques.

3.3.2. Análisis del Funcionamiento de la Distribución y Repartición del Agua con Proyecto a Usuarios

A continuación, se presenta un resumen del funcionamiento de la distribución y repartición del agua a los usuarios en el sistema de conducción, distribución y almacenamiento del agua, contemplando el mejoramiento del mismo por medio de la incorporación de sistemas de medición y mando a distancia del sistema, lo que permitiría la optimización de los tiempos de traslado.

En este análisis no se ha incorporado el estudio considerando las obras de regulación, lo anterior debido a la solicitud de los regantes de no incorporar sistemas de regulación nuevos al sistema. De esta manera, se mantendría la operación de los tranques existentes, ya que estos riegan a diversos grupos de riego y su operación la única variación que tendría es con respecto a la duración de su llenado contemplando las modificaciones en la duración del turno de riego.

Como se ha señalado con anterioridad, el sistema de riego implementado es del tipo comunitario y la distribución de las aguas se efectúa en función a las superficies disponibles para riego de cada sector, de esta manera, sobre la base de la información levantada de la encuesta agronómica, se establece una propuesta de redistribución de los caudales y los turnos de duración de los riegos en la zona en estudio.

3.3.2.1. Sistema de distribución de agua de riego propuesto

El Sistema de riego analizado no contempla diferencias con respecto a la distribución de las aguas de riego en los turnos. En caso de incluirse los tranques de regulación en los diversos Ayllus, deberá efectuarse una modificación que involucrará el almacenamiento de las aguas en la noche en dichos tranques al momento de tener los turnos correspondientes en la noche, para posteriormente utilizar estas aguas durante el día.

Como se ha explicado con anterioridad, esta planificación se dificulta de realizarse en la actualidad, lo anterior debido a la disminución de los caudales en el río Vilama, el cual en la actualidad dista de los 250 l/s considerados en un comienzo. Sin embargo, como las distribuciones de los caudales están en función de las superficies a regar, esta distribución se mantiene en el tiempo, lo único que varía es la cantidad de caudal que ingresaría por los canales, ero se mantiene la frecuencia y los tiempos de riego definidos.

3.3.2.2. Sistema de apertura y cierre de compuertas

Como se ha señalado con anterioridad, en la actualidad, el sistema de Vilama no posee un sistema de medición de caudales, operando en la actualidad en función de los tiempos de funcionamiento que establece el celador y la directiva con sus dirigentes para los distintos grupos de riego.

De igual manera, al no tener sistemas de telemetría y mando a distancia, el celador es el encargado de la apertura y cierre de las compuertas del sistema en función de los turnos de riego establecidos, sin embargo, debido a las grandes distancias que se deben recorrer, el trabajo contempla una demora en los tiempos de reacción frente a las dificultades. Por lo que estos tiempos de reacción pueden verse simplificados con la incorporación de sistemas de telemetría y mando a distancia.

Contemplando que en la actualidad no se tienen incorporados estos sistemas de mando a distancia, desde el punto de vista de las aperturas y cierres de las compuertas en los sistemas se debe seguir manteniendo en la actualidad.

De esta manera, el sistema de riego de San Pedro tiene un calendario de riego por cada grupo, lo que implica que el riego comienza a las 8am para el sector de Vilama. Son respecto a los otros grupos, estos deben retrasar su riego considerando el recorrido del agua por el canal matriz.

Los sectores intermedios de Poconche, Beter y Tulor comienzan su riego entre las 8 y las 10am. Lo anterior producto de los tiempos que demora el agua en recorrer las distancias entre la bocatoma y los grupos de riego. Estos tiempos pueden verse reducidos a cero en caso de la incorporación de tranques de regulación corta para cada uno de los grupos de riego.

De esta manera, sobre la base de la infraestructura existente y la propuesta de turnos de riego antes explicada, se tiene el siguiente itinerario de manejo del sistema:

Apertura de Compuertas

06:45 Apertura compuertas canal matriz y cierre compuertas entrada a tranque Vilama.
07:00 Apertura válvulas de vaciado de estanque Vilama. Comienzo de vaciado.
07:15 Apertura marco partidor derivado a Vilama.
07:30 Apertura Compuerta sector Alambrado.
08:00 Apertura compuertas de sector de Poconche (Beter o Tulor, según corresponda).
09:00 Término de puesta en marcha diaria de sistema.

Inspección Diaria

11:00 Visita inspectiva a sistema de riego. Aproximadamente 1 hora de recorrido.
15:00 Visita inspectiva a sistema de riego. Aproximadamente 1 hora de recorrido.
*Apertura de Válvula Vilama según corresponda.

Cierre de Compuertas

19:30 Cerrado de válvulas de vaciado estanque Vilama. Apertura compuerta entrada a estanque Vilama y regulado de compuerta de canal matriz. Comienzo de llenado.
20:00 Cerrado de Compuertas sector Alambrado.
20:30 Cerrado de compuertas sector Pcocnhe (Beter o Tulor, según corresponda).
21:30 Termino de cierre de compuertas.

En la actualidad, estas labores son realizadas por una sola persona (celador), el cual tiene un horario no convencional y debido a la extensión del sistema, requiere de la utilización de un vehículo para su movilización. De igual manera, debido a las grandes distancias, se hace de una enorme complejidad el poder manejar el sistema para una sola persona, contemplando que las compuertas no son manejadas en forma remota y la gran mayoría de ellas no tienen control por volante, sino que de forma manual tipo sube-baja, las que una vez que son operadas quedan inmovilizadas por medio de candados, cuyas llaves maneja el celador.

Sobre la base de lo anterior, se proponen como medidas de mejoramiento de estos problemas, la implementación de compuertas metálicas operadas con volante y en complementación, la incorporación de sistemas de mando a distancia, las cuales han de operar en mancomunidad con la información de la medición de caudales señalada en el punto anterior. Esta propuesta de mejoramiento fue expuesta a los regantes, sin embargo, no ha sido priorizada por los mismos para su implementación.

3.3.2.3. Alertas de Crecidas

De acuerdo a los antecedentes recopilados en la zona, además de la información entregada por los miembros de la asociación de regantes, durante los meses de diciembre, enero, febrero y marzo se producen en la cuenca del río Vilama crecidas de gran magnitud, las cuales provocan daños estructurales en los canales que componen el sistema de distribución y además provocan graves daños en los cultivos ya que el agua trae alta cantidad de arcilla y sales.

Debido a lo anterior, se propone establecer una metodología de trabajo con la finalidad de evitar al máximo los daños provocados por dichas crecidas, de esta manera, se proponen las siguientes actividades y elementos para establecer un sistema de alertas de crecidas:

i) Aviso de Crecidas.

El aviso de las crecidas debe venir dado desde aguas arriba en la parte alta de la cuenca, en este caso, se propone el sector de Guatín, el caudal debe tener implementada una estación fluviométrica y pluviómetro, además de un sistema de medición de temperatura, con lo que se podrá estimar la ocurrencia de la crecida y una estimación preliminar de los tamaños de la misma. En forma adicional, el aviso se deberá efectuar mediante una llamada telefónica a los tomeros y dirigentes de la Asociación de Regantes.

ii) Actividades previas a la llegada de la crecida al sector de Vilama

Según los cálculos de la hidrología del río Vilama, se tiene un tiempo estimado para la llegada de la crecida entre el sector de Guatín y el río Vilama es del orden de 1 hora (según lo informado por los lugareños es del orden de 1,5 horas). Lo anterior significa que entre que se da el aviso de la crecida desde Guatín, se tiene 1 hora y 30 minutos aproximadamente para tomar las previsiones del caso en el sistema.

Considerando la gran carga de material (arrastre de fondo y en suspensión) que traerá la crecida, se recomienda en este periodo efectuar la apertura de las compuertas de los desarenadores, efectuar la limpieza de los mismos (en los casos en que se tenga descarga natural) y cerrar las obras de toma, de manera de que los canales de riego no queden colmatados de material. De igual manera se recomienda cerrar la totalidad de las compuertas alimentadoras a los tranques, para evitar el ingreso de material a los mismos.

iii) Actividades durante la ocurrencia del evento de crecida.

Se recomienda desarrollar una inspección constante sobre el sistema de captación, regulación y distribución, de manera de monitorear el evento y establecer medidas correctivas en caso de ser requeridas y establecer el final del evento.

iv) Actividades después del evento.

Después de ocurrido el evento de la crecida, se deberá recorrer el sistema de captación, regulación y distribución completo con la finalidad de establecer en terreno si existen daños o no. En caso de existir daños, se deberá desarrollar un informe en el cual se deben indicar los pormenores encontrados, su evaluación y propuesta de medidas a tomar.

En la actualidad no se tiene constancia de la existencia de un sistema de accionar frente a eventos de crecidas, lo anterior debido a los daños que se han apreciado en los sistemas una vez ocurridos los eventos, al mismo tiempo que el grado de sedimentación en las obras, lo cual ocurre debido a que el sistema sigue captando caudal, aunque la crecida este pasando con gran cantidad de material.

3.4. MEMORIA DE DIMENSIONAMIENTO DE LAS IDEAS CONCEPTUALES

Se han confeccionado las correspondientes memorias de cálculo en que se detalla la forma en que se aborda el problema y su resolución siguiendo las buenas prácticas de la ingeniería. En el caso de las estructuras se ha definido una cuantía en base a la experiencia en esta área.

Las memorias desarrolladas incluyen:

- Introducción.
- Objetivos.
- Antecedentes utilizados (bibliografía).
- Consideraciones para el diseño futuro de obras.
- Memoria de dimensionamiento.
- Desarrollo con esquema y/o planos de las obras propuestas.
- Cubicaciones y presupuesto estimativo.
- Resumen de los resultados.
- Conclusiones.

Se ha desarrollado una memoria de dimensionamiento por cada una de las ideas conceptuales priorizadas y seleccionadas en conjunto con los regantes. Cada una de las memorias se incluye dentro de las carpetas de proyectos desarrolladas. Estos documentos se ubican en los Anexos del Tomo 4.

3.5. ESQUEMAS Y/O PLANOS GENERALES

Para cada una de las carpetas de proyectos desarrolladas se presenta su plano correspondiente, en el que se encuentra la ubicación general de las obras, junto con sus esquemas referenciales de planta, perfiles longitudinales y transversales, junto con el dimensionamiento de las obras.

Estos planos se ubican en cada una de las carpetas de proyectos desarrolladas. Estos documentos se ubican en el Anexo Tomo 4.

3.6. CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS ESTIMATIVOS

Para cada una de las carpetas de proyectadas, se ha incluido la cubicación de las obras y sus presupuestos estimativos, los que se han desarrollado sobre la base de los precios unitarios existentes en la base de datos de la Ley de fomento al Riego y aquellas partidas que no se encuentran tipificadas dentro de dicha base de datos, han sido estimadas sobre la base de otros proyectos de similares características o cotizaciones efectuadas al respecto.

Cada una de las obras planteadas ha sido cubicada en función de las obras y planos desarrollados.

En cada proyecto se presenta una tabla resumen con las principales cubicaciones, precios unitarios y presupuestos estimativos de las obras. De igual manera, se ha incluido en los presupuestos el desglose en forma separada de las componentes principales, como son el costo directo, los gastos generales y el margen de utilidad e imprevistos.

Esta información se ubica en cada una de las carpetas de proyectos desarrolladas. Estos documentos se ubican en el Anexo Tomo 4.

4. PRIORIZACIÓN DE INFRAESTRUTURA A CONSTRUIR Y/O RECUPERAR

Sobre la base de la información generada en el estudio, a continuación, se presenta l metodología de priorización de la infraestructura a construir y/o recuperar.

4.1. METODOLOGÍA DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN CANALES DE RIEGO

Para la priorización de obras en los canales de riego, se han desarrollado matrices multicriterio, las que por medio de diversos ponderadores han permitido desarrollar la priorización de las diversas obras identificadas y diseñadas a nivel de perfil.

Los principales factores considerados en esta matriz multicriterio y sus respectivos ponderadores son los siguientes:

4.1.1. Aspectos Económicos (20%)

Parte fundamental de los criterios de selección de las obras tiene relación con los costos de las obras, pero no solamente de los costos totales de la misma, sino que también tienen relación con los costos por ha y costos por beneficiario de estas, ya que de esta manera se relaciona además del costo global, la inversión comparada con beneficio recibido por hectárea y la estimación bruta de dinero que debería pagar cada beneficiario de la obra.

4.1.1.1. Costo Total de la Obra

Un primer aspecto por considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 30% con respecto al total de este ítem.

4.1.1.2. Costo Total de la Obra por Hectárea

Un primer aspecto por considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas por hectárea beneficiada, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 35% con respecto al total de este ítem.

4.1.1.3. Costo Total de la Obra por Beneficiario

Un primer aspecto por considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas por beneficiario, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 35% con respecto al total de este ítem.

En la tabla siguiente se ilustran los principales parámetros obtenidos de este ítem.

Tabla N° 4-1 Resumen de Aspectos Económicos Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego (1 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Aspectos Económicos (20%)			Aspectos Económicos (20%)		
						Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)	Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)
1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	74,71	151	53.637.278	717.940	355.214	6,52	6,92	6,97
2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	74,71	151	18.402.446	246.318	121.871	7,00	7,00	7,00
3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	74,71	151	170.710.748	2.284.979	1.130.535	4,94	6,66	6,86
6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	74,71	146	201.069.275	2.691.330	1.377.187	4,53	6,59	6,82
7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	74,71	142	92.326.209	1.235.795	650.185	6,00	6,83	6,92
8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	74,71	142	369.750.354	4.949.141	2.603.876	2,24	6,21	6,65
9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	74,71	142	391.223.518	5.236.562	2.755.095	1,95	6,16	6,63
10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	74,71	146	60.977.831	816.194	417.656	6,42	6,90	6,96
1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	38,65	42	69.735.547	1.804.283	1.660.370	6,30	6,74	6,78
2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	38,65	42	74.443.524	1.926.094	1.772.465	6,24	6,72	6,77
4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	9,45	42	130.978.575	13.860.167	3.118.538	5,48	4,70	6,57

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Tabla Nº 4-2 Resumen de Aspectos Económicos Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego (2 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Aspectos Económicos (20%)			Aspectos Económicos (20%)		
						Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)	Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)
5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	7,00	6,96	6,94
6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	7,00	6,96	6,94
7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	38,65	42	52.510.732	1.358.622	1.250.256	6,54	6,81	6,84
1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	38,65	42	18.402.446	476.131	438.153	7,00	6,96	6,95
2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	9,46	8	338.276.682	35.758.634	42.284.585	2,67	1,00	1,00
1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	24,64	84	461.393.541	18.725.387	5.492.780	1,00	3,88	6,24
3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	24,64	84	230.308.447	9.346.934	2.741.767	4,13	5,46	6,63
4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	7,00	6,96	6,94
6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.	24,64	84	241.485.256	9.800.538	2.874.824	3,98	5,39	6,61
7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	7,00	6,96	6,94
9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	7,00	6,96	6,94

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.1.2. Aspectos Técnicos (30%)

Los aspectos técnicos de las obras tienen relación con las características principales que presentan las obras y su influencia en el riego y las superficies a beneficiar con su mejoramiento. Estos factores son las pérdidas por infiltración y la ubicación de la obra en el canal, lo anterior debido a que mientras mayor pérdida por infiltración tenga la obra en la situación actual, mayor será el beneficio si se mejora esta componente, de igual manera en el caso de la ubicación de la obra dentro del canal, si la obra se ubica en el tramo inicial del canal de riego y se mejora, mayor será la cantidad de beneficiarios hacia aguas abajo y mientras más aguas abajo se ubique la obra en el canal, menor serán los beneficiarios de la misma.

Sobre la base de lo anterior, se ha definido un subfactor para la priorización de estas obras, pérdidas por infiltración.

4.1.2.1. Pérdidas por infiltración

Este aspecto tiene una ponderación del 100% dentro del ítem de aspectos técnicos y contempla que aquella obra que permite mejorar una mayor cantidad de infiltración tendrá una mayor evaluación dentro del sistema. Para esta estimación se ha determinado la cantidad de caudal que está perdiendo la obra, de manera de que aquellas que tienen mayor perdida (y por ende al mejorar la obra se recuperará una mayor cantidad de caudal), tendrán una mejor evaluación.

Aquellas que tienen la mayor pérdida por infiltración a mejorar tendrán calificación 7,0 mientras que la que tenga una menor perdida por infiltración mejorar tendrá calificación 1,0. Aquellos valores que se encuentren en forma intermedia tendrán valores proporcionales a la regla lineal con respecto a las notas máximas y mínimas.

Es necesario destacar que además de la pérdida por infiltración, se ha dejado a modo informativo el % de perdida que presenta la obra y su ubicación en el canal de riego.

En la tabla siguiente se ilustran los principales parámetros obtenidos de este ítem de aspectos técnicos.

Tabla N° 4-3 Resumen de Aspectos Técnicos Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego (1 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Caudal (l/s)	Aspectos Técnicos			Aspectos Técnicos (30%)
					% de Pérdidas por Infliltración	Ubicación obra en Canal	Caudal Perdido Filtración (l/s)	Pérdidas por Infliltración (100%)
1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	221	100	Inicio	221,0	7,00
2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	221	8	Inicio	17,7	1,42
3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	221	8	Inicio	17,7	1,42
6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	221	8	Inicio	17,7	1,42
7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	221	10	Inicio	22,1	1,55
8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	221	10	Inicio	22,1	1,55
9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	221	10	Inicio	22,1	1,55
10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	221	8	Inicio	17,7	1,42
1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	114	10	Inicio	11,4	1,25
2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	114	10	Inicio	11,4	1,25
4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	28	8	Final	2,2	1,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Tabla N° 4-4 Resumen de Aspectos Técnicos Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego (2 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Caudal (l/s)	Aspectos Técnicos			Aspectos Técnicos (30%)
					% de Pérdidas por Infliltración	Ubicación obra en Canal	Caudal Perdido Filtración (l/s)	Pérdidas por Infliltración (100%)
5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	114	8	Inicio	9,1	1,19
6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	114	8	Inicio	9,1	1,19
7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	114	8	Todo	9,1	1,19
1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	114	10	Inicio	11,4	1,25
2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	28	10	Todo	2,8	1,02
1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	73	8	Todo	5,8	1,10
3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	73	8	Inicio	5,8	1,10
4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	114	8	Inicio	9,1	1,19
6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.	73	8	Inicio	5,8	1,10
7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	114	8	Inicio	9,1	1,19
9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	114	8	Inicio	9,1	1,19

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.1.3. Aspectos Legales/Ambientales (20%)

Los aspectos legales y ambientales tienen relación con la ubicación de la obra, de manera que esta no interfiera con lugares patrimoniales, ambientales o arqueológicos de la zona, lo anterior considerando que el sector de San Pedro de Atacama es sensible en este tipo de componentes. De esta manera en este ítem se tienen solo dos evaluaciones, si la obra pasa por un lugar patrimonial tiene evaluación 1,0 mientras que si la obra no tiene problemas patrimoniales tendrá evaluación 7,0.

En la tabla siguiente se ilustran los principales parámetros obtenidos de este ítem de aspectos legales/ambientales.

Tabla N° 4-5 Resumen de Aspectos Legales/Ambientales Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Legales / Ambientales	Puntaje Matriz Aspectos Legales / Ambientales (20%)
				Paso por lugares patrimoniales	Paso por lugares patrimoniales (100%)
1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	NO	7,00
2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	NO	7,00
3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	NO	7,00
5-1-VIL-TR	1	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	NO	7,00
6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	NO	7,00
7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	NO	7,00

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Legales / Ambientales	Puntaje Matriz Aspectos Legales / Ambientales (20%)
				Paso por lugares patrimoniales	Paso por lugares patrimoniales (100%)
8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	NO	7,00
9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	NO	7,00
10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	NO	7,00
1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	NO	7,00
2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	NO	7,00
4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	NO	7,00
5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	NO	7,00

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Legales / Ambientales	Puntaje Matriz Aspectos Legales / Ambientales (20%)
				Paso por lugares patrimoniales	Paso por lugares patrimoniales (100%)
6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	NO	7,00
7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	NO	7,00
9-4-BET-TR	2	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	NO	7,00
1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	NO	7,00
2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	NO	7,00
1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	NO	7,00
3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	NO	7,00
4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	NO	7,00
6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor,	NO	7,00

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Legales / Ambientales	Puntaje Matriz Aspectos Legales / Ambientales (20%)
				Paso por lugares patrimoniales	Paso por lugares patrimoniales (100%)
			previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.		
7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	NO	7,00
9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	NO	7,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.1.4. Aspectos Sociales (30%)

Debido a la fuerte componente social que involucran estos proyectos de riego, se ha incorporado dentro de la matriz de priorización este elemento, el cual para su cobertura contempla la inclusión de 3 aspectos principales, los que son el número de beneficiarios, el interés de los beneficiarios y la disposición a pago o aportes de los futuros beneficiarios. Estos componentes se explican a continuación.

4.1.4.1. Número de Beneficiarios

Con las obras planteadas se espera beneficiar al mayor número de usuarios de riego, de tener una alta componente social en el proyecto, lo anterior considerando que en la zona en estudio todos los usuarios de riego son del tipo pequeño y usuarios de INDAP. De esta manera, si la obra beneficia al mayor número de usuarios, se calificará con nota 7,0. Mientras que aquella que beneficie al menor número de usuarios se evaluará con calificación 1,0. Aquellos valores que se encuentren en forma intermedia tendrán valores proporcionales a la regla lineal con respecto a las notas máximas y mínimas.

Este ítem tiene una ponderación del 35% dentro de la componente de aspectos sociales de la matriz multicriterio.

4.1.4.2. Interés de los Beneficiarios

Otro aspecto directo en la selección de las obras a ejecutar tiene relación con el interés que presentan los usuarios con su ejecución, para este análisis se ha tomado en consideración las priorizaciones que han desarrollado los regantes en las actividades de participación ciudadana, de manera de que aquella obra que ha presentado una mayor priorización por parte de ellos tendrá una calificación de 7,0 mientras que aquella que ha presentado una menor priorización tendrá calificación de 1,0. Aquellos valores que se encuentren en forma intermedia tendrán valores proporcionales a la regla lineal con respecto a las notas máximas y mínimas.

Este ítem tiene una ponderación del 50% dentro de la componente de aspectos sociales de la matriz multicriterio.

4.1.4.3. Disposición a pago o aportes

Otro aspecto importante en las obras que sean ejecutadas con la Ley de Fomento al Riego tiene relación con la disposición a pago o aportes que hagan los regantes para la ejecución de las obras en el momento de realizar la postulación de los proyectos, producto de lo anterior se ha incluido esta componente en la matriz multicriterio.

Para la evaluación de esta componente se tienen solo dos opciones, si presenta o no disposición a pago o aportes para el desarrollo de dicha obra. De esta manera, se tiene que, si presenta disposición a pago o aportes, se evaluará con nota 7,0 mientras que, si no presenta disposición a pago o aportes, se evaluara con nota 1,0.

Este ítem tiene una ponderación del 15% dentro de la componente de aspectos sociales de la matriz multicriterio.

En la tabla siguiente se ilustran los principales parámetros obtenidos de este ítem de aspectos sociales.

Tabla Nº 4-6 Resumen de Aspectos Sociales Matriz de Priorización de Obras de Mejoramiento de la Red de Riego

Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales			Puntaje Matriz Aspectos Sociales (30%)		
			Número beneficiarios	Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Número beneficiarios (35%)	Interés Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)
1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	146	3	SI	7,00	5,00	7,00
1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	5	4	SI	1,00	4,00	7,00
1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	5	2	SI	1,00	6,00	7,00
1	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	146	4	SI	7,00	4,00	7,00
1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	5	1	SI	1,00	7,00	7,00
1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	5	1	SI	1,00	7,00	7,00

Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales			Puntaje Matriz Aspectos Sociales (30%)		
			Número beneficiarios	Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Número beneficiarios (35%)	Interés Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)
1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	5	1	SI	1,00	7,00	7,00
1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	5	1	SI	1,00	7,00	7,00
1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	5	1	SI	1,00	7,00	7,00
2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	42	2	SI	2,57	6,00	7,00

Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales			Puntaje Matriz Aspectos Sociales (30%)		
			Número beneficiarios	Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Número beneficiarios (35%)	Interés Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)
2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	42	2	SI	2,57	6,00	7,00
2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	42	2	SI	2,57	6,00	7,00
2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	42	1	SI	2,57	7,00	7,00
2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	42	1	SI	2,57	7,00	7,00
2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	42	3	SI	2,57	5,00	7,00
2	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	42	5	SI	2,57	3,00	7,00

Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales			Puntaje Matriz Aspectos Sociales (30%)		
			Número beneficiarios	Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Número beneficiarios (35%)	Interés Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)
3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	15	1	SI	1,43	7,00	7,00
3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	15	2	SI	1,43	6,00	7,00
4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	84	2	SI	4,36	6,00	7,00
4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	84	7	SI	4,36	1,00	7,00
4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	84	3	SI	4,36	5,00	7,00
4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo	84	2	SI	4,36	6,00	7,00

Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales			Puntaje Matriz Aspectos Sociales (30%)		
			Número beneficiarios	Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Número beneficiarios (35%)	Interés Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)
		al cruce del río San Pedro mediante tuberia.						
4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inicio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	84	3	SI	4,36	5,00	7,00
4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inicio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	84	3	SI	4,36	5,00	7,00

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.2. APLICACIÓN MATRIZ MULTICRITERIO DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN CANALES DE RIEGO

Sobre la base de lo anteriormente expuesto, a continuación, se presenta la aplicación de la matriz multicriterio de priorización de las obras en los canales de riego, junto con los resultados obtenidos.

En la tabla siguiente se aprecia los parámetros obtenidos de aplicación de la matriz multicriterio antes descrita.

Tabla Nº 4-7 Aplicación de Matriz Multicriterio de Obras de Mejoramiento en Red de Canales de Riego (1 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Económicos (20%)			Aspectos Técnicos (30%)	Aspectos Legales / Ambientales (20%)	Aspectos Sociales (30%)			NOTA FINAL
				Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)	Pérdidas por Infiltración (100%)	Paso por lugares patrimoniales (100%)	Número beneficiarios (35%)	Interes Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)	
1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	6,52	6,92	6,97	7,00	7,00	7,00	5,00	7,00	6,66
2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	7,00	7,00	7,00	1,42	7,00	1,00	4,00	7,00	4,25
3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	4,94	6,66	6,86	1,42	7,00	1,00	6,00	7,00	4,39
6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	4,53	6,59	6,82	1,42	7,00	1,00	7,00	7,00	4,51
7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	6,00	6,83	6,92	1,55	7,00	1,00	7,00	7,00	4,66
8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	2,24	6,21	6,65	1,55	7,00	1,00	7,00	7,00	4,37
9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	1,95	6,16	6,63	1,55	7,00	1,00	7,00	7,00	4,35
10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	6,42	6,90	6,96	1,42	7,00	1,00	7,00	7,00	4,65
1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	6,30	6,74	6,78	1,25	7,00	2,57	6,00	7,00	4,59
2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	6,24	6,72	6,77	1,25	7,00	2,57	6,00	7,00	4,58
4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	5,48	4,70	6,57	1,00	7,00	2,57	6,00	7,00	4,30

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Tabla N° 4-8 Aplicación de Matriz Multicriterio de Obras de Mejoramiento en Red de Canales de Riego (2 de 2)

Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	Aspectos Económicos (20%)			Aspectos Técnicos (30%)	Aspectos Legales / Ambientales (20%)	Aspectos Sociales (30%)			NOTA FINAL
				Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / Beneficiario (35%)	Pérdidas por Infliltración (100%)	Paso por lugares patrimoniales (100%)	Número beneficiarios (35%)	Interes Beneficiarios (50%)	Disposición a pago o aportes (15%)	
5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	7,00	6,96	6,94	1,19	7,00	2,57	7,00	7,00	4,79
6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	7,00	6,96	6,94	1,19	7,00	2,57	7,00	7,00	4,79
7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	6,54	6,81	6,84	1,19	7,00	2,57	5,00	7,00	4,44
1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	7,00	6,96	6,95	1,25	7,00	1,43	7,00	7,00	4,68
2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	2,67	1,00	1,00	1,02	7,00	1,43	6,00	7,00	3,37
1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	1,00	3,88	6,24	1,10	7,00	4,36	6,00	7,00	4,17
3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	4,13	5,46	6,63	1,10	7,00	4,36	1,00	7,00	3,75
4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	7,00	6,96	6,94	1,19	7,00	4,36	5,00	7,00	4,67
6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.	3,98	5,39	6,61	1,10	7,00	4,36	6,00	7,00	4,48
7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	7,00	6,96	6,94	1,19	7,00	4,36	5,00	7,00	4,67
9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	7,00	6,96	6,94	1,19	7,00	4,36	5,00	7,00	4,67

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Tabla Nº 4-9 Priorización de Obras de Mejoramiento en Red de Canales de Riego

Nº	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	PRIORIZADO
1	1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	6,66
2	5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	4,79
3	6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	4,79
4	1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	4,68
5	4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	4,67
6	7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	4,67
7	9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	4,67
8	7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	4,66
9	10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	4,65
10	1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	4,59
11	2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	4,58

Nº	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	PRIORIZADO
12	6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	4,51
13	6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tubería.	4,48
14	7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	4,44
15	3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	4,39
16	8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	4,37
17	9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	4,35
18	4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	4,30
19	2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	4,25
20	1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	4,17
21	3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	3,75
22	2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre.	3,37

Nº	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	PRIORIZADO
				Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Como se aprecia en la tabla anterior, la priorización de obras tiene relación en la mayoría con obras de desarenado en la red de riego, concordando con ser el gran problema levantado en las actividades de participación ciudadana y posteriormente obras de cierre de los diversos canales de riego de manera de evitar problemas de filtraciones y también de caída de arena proveniente desde las dunas.

La aplicación de la matriz multicriterio puede apreciarse en el Anexo del Tomo 4 Priorización.

4.3. METODOLOGÍA DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN TRANQUES

Para la priorización de obras en tranques, se han desarrollado matrices multicriterio, las que por medio de diversos ponderadores han permitido desarrollar la priorización de las diversas obras identificadas y diseñadas a nivel de perfil.

Los principales factores considerados en esta matriz multicriterio y sus respectivos ponderadores son los siguientes:

4.3.1. Aspectos Económicos (30%)

Parte fundamental de los criterios de selección de las obras tiene relación con los costos de las obras, pero no solamente de los costos totales de la misma, sino que también tienen relación con los costos por ha y costos por beneficiario de las mismas, ya que de esta manera se relaciona además del costo global, la inversión comparada con beneficio recibido por hectárea y la estimación bruta de dinero que debería pagar cada beneficiario de la obra.

4.3.1.1. Costo Total de la Obra

Un primer aspecto a considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 30% con respecto al total de este ítem.

4.3.1.2. Costo Total de la Obra por Hectárea

Un primer aspecto a considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas por hectárea beneficiada, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 35% con respecto al total de este ítem.

4.3.1.3. Costo Total de la Obra por Beneficiario

Un primer aspecto a considerar en la matriz multicriterio tiene relación con el costo de las obras proyectadas por beneficiario, de manera de que aquella obra que tiene un mayor costo se evaluara con nota 1,0 y aquella que presenta un menor costo se evaluara con calificación 7,0.

Para la distribución de las calificaciones se han ordenado los presupuestos y por medio de relación lineal con la evaluación se han vinculado su nota de 1,0 a 7,0.

Este ponderador tiene un peso del 35% con respecto al total de este ítem.

En la tabla siguiente se presenta un resumen con los aspectos económicos considerados en la matriz multicriterio de priorización.

Tabla N° 4-10 Resumen de Aspectos Económicos Matriz de Priorización de Obras de Tranques

Código Obra	Descripción	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Aspectos Económicos			Aspectos Económicos (30%)		
				Costo ($)	Costo / Ha	Costo / beneficiario	Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / beneficiario (35%)
5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	74,71	151	30.328.281	405.947	200.850	7	7	7
9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	38,65	37	566.079.730	14.646.306	15.299.452	1	1	6
8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	38,65	68	562.161.711	14.544.934	8.267.084	1	1	6
12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	38,65	7	581.435.659	15.043.613	83.062.237	1	1	1

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.3.2. Aspectos Legales/Ambientales (20%)

Los aspectos legales y ambientales tienen relación con la ubicación de la obra, de manera que esta no interfiera con lugares patrimoniales, ambientales o arqueológicos de la zona, lo anterior considerando que el sector de San Pedro de Atacama es sensible en este tipo de componentes. De esta manera en este ítem se tienen solo dos evaluaciones, si la obra pasa por un lugar patrimonial tiene evaluación 1,0 mientras que si la obra no tiene problemas patrimoniales tendrá evaluación 7,0.
En la tabla siguiente se presenta un resumen con los aspectos legales/ambientales considerados en la matriz multicriterio de priorización.

Tabla N° 4-11 Resumen de Aspectos Legales/Ambientales Matriz de Priorización de Obras de Tranques

Código Obra	Descripción	Ubicación	Aspectos Legales / Ambientales	Puntaje Matriz Aspectos Legales / Ambientales (20%)
			Paso por lugares patrimoniales	Paso por lugares patrimoniales (100%)
5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	NO	7
9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	NO	7
8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	NO	7
12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	Implementación de 1 Tranque de cabecera para el Ayllu de Poconche	NO	7

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.3.3. Aspectos Sociales (50%)

Debido a la fuerte componente social que involucran estos proyectos de riego, se ha incorporado dentro de la matriz de priorización este elemento, el cual para su cobertura contempla la inclusión de 3 aspectos principales, los que son el número de beneficiarios, el interés de los beneficiarios y la disposición a pago o aportes de los futuros beneficiarios. Estos componentes se explican a continuación.

4.3.3.1. Interés de los Beneficiarios

Este aspecto tiene relación tiene relación con el interés que presentan los usuarios con su ejecución, para este análisis se ha tomado en consideración las priorizaciones que han desarrollado los regantes en las actividades de participación ciudadana, de manera de que aquella obra que ha presentado una mayor priorización por parte de ellos tendrá una calificación de 7,0 mientras que aquella que ha presentado una menor priorización tendrá calificación de 1,0. Aquellos valores que se encuentren en forma intermedia tendrán valores proporcionales a la regla lineal con respecto a las notas máximas y mínimas.

Este ítem tiene una ponderación del 70% dentro de la componente de aspectos sociales de la matriz multicriterio.

4.3.3.2. Disposición a pago o aportes

Otro aspecto importante en las obras que sean ejecutadas con la Ley de Fomento al Riego tiene relación con la disposición a pago o aportes que hagan los regantes para la ejecución de las obras en el momento de realizar la postulación de los proyectos, producto de lo anterior se ha incluido esta componente en la matriz multicriterio.

Para la evaluación de esta componente se tienen solo dos opciones, si presenta o no disposición a pago o aportes para el desarrollo de dicha obra. De esta manera, se tiene que, si presenta disposición a pago o aportes, se evaluará con nota 7,0 mientras que, si no presenta disposición a pago o aportes, se evaluara con nota 1,0.

Este ítem tiene una ponderación del 30% dentro de la componente de aspectos sociales de la matriz multicriterio.

En la tabla siguiente se presenta un resumen con los aspectos legales/ambientales considerados en la matriz multicriterio de priorización.

Tabla N° 4-12 Resumen de Aspectos Sociales Matriz de Priorización de Obras de Tranques

Código Obra	Descripción	Ubicación	Aspectos Sociales		Puntaje Matriz Aspectos Sociales (50%)	
			Prioridad Regantes	Disposición a pago o aportes	Interés Beneficiarios (70%)	Disposición a pago o aportes (30%)
5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	4	SI	4	7
9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	5	SI	3	7
8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	4	SI	4	7
12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	Implementación de 1 Tranque de cabecera para el Ayllu de Poconche	4	SI	4	7

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

4.4. APLICACIÓN MATRIZ MULTICRITERIO DE PRIORIZACIÓN OBRAS EN TRANQUES

Sobre la base de lo anteriormente expuesto, a continuación, se presenta la aplicación de la matriz multicriterio de priorización de las obras en tranques, junto con los resultados obtenidos.

Tabla N° 4-13 Aplicación de Matriz Multicriterio de Obras de Mejoramiento en Tranques

Código Obra	Descripción	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Aspectos Económicos (30%)			Aspectos Legales / Ambientales (20%)	Aspectos Sociales (50%)		NOTA FINAL
				Costo ($) (30%)	Costo / Ha (35%)	Costo / beneficiario (35%)	Paso por lugares patrimoniales (100%)	Interes Beneficiarios (70%)	Disposición a pago o aportes (30%)	
5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	74,71	151	7	7	7	7	4	7	6,0
9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	38,65	37	1	1	6	7	3	7	4,3
8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	38,65	68	1	1	6	7	4	7	4,8
12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	38,65	7	1	1	1	7	4	7	4,2

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Tabla Nº 4-14 Priorización de Obras de Mejoramiento en Tranques

Nº	Código Obra	Descripción	Ubicación	NOTA FINAL
1	5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	6,0
2	8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	4,8
3	9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	4,3
4	12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	Implementación de 1 Tranque de cabecera para el Ayllu de Poconche	4,2

Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2020.

Como se aprecia en la tabla anterior, la primera priorización la tiene el mejoramiento del tranque Vilama, seguido por la incorporación de nuevos tranques en los Ayllus de Tulor, Beter y Poconche.

5. PROPUESTAS DE ALTERNATIVAS DE INVERSIÓN

Para la zona de San Pedro de Atacama, se ha efectuado el levantamiento de alternativas de inversión que permitan mejorar e incrementar la cantidad de recurso hídrico disponible para riego, para lo anterior, se ha efectuado un análisis de diversas tecnologías, entre las que se encuentran las siguientes:

- ✓ Sistema de Hidroponía - NGS
- ✓ Sistema Barrier Ball para disminuir evaporación en tranques.
- ✓ Desalación y tratamiento del agua por medio de las tecnologías propuestas por las empresas Aquaminerals, Vigaflow y Simtech.
- ✓ Rehúso de las aguas de la PTAS de San Pedro de Atacama en Riego.

El desarrollo y análisis completo de estas alternativas, se presenta en el Anexo del Tomo 4 Nuevas Iniciativas.

Sobre la base del análisis antes presentado, a continuación, se presenta un cuadro resumen con las principales características y aspectos vinculados con la evaluación desarrollada, para las diversas alternativas de tratamiento de desalación de las aguas y parámetros de la NCh 1.333, que incorporan la hidroponía y un sistema NGS.

Tabla N° 5-1 Evaluación de proyectos para la modificación de 1 ha de riego actual

Tecnología	Costo Tratamiento ($)	Hidroponía ($)	Costo ($)	Qingresado (l/s)	% Rechazo	Q riego (l/s)	Sup. Riego (ha)	Costo /ha	VAN (MM$)
Aquaminerals	238.701.090	274.896.150	513.597.240	1,28	35	0,83	3,8	135.157.168	472
Vigaflow	115.831.435	209.789.167	325.620.602	1,28	50	0,64	2,9	112.282.966	390
Simtech	350.682.358	209.789.167	560.471.525	1,28	50	0,64	2,9	193.266.043	115

Fuente: Elaboración propia - SMI 2020

Tabla N° 5-2 Evaluación de proyectos para el riego de 1 ha en situación futura

Tecnología	Costo Tratamiento ($)	Hidroponía ($)	Costo ($)	Qingresado (l/s)	% Rechazo	Q riego (l/s)	Sup. Riego (ha)	Costo /ha	VAN (MM$)
Aquaminerals	147.353.529	72.341.092	219.694.621	0,34	35	0,22	1,0	219.694.621	-49
Vigaflow	52.294.917	72.341.092	124.636.009	0,44	50	0,22	1,0	124.636.009	46
Simtech	300.739.318	72.341.092	373.080.410	0,44	50	0,22	1,0	373.080.410	-242

Fuente: Elaboración propia - SMI 2020

Como se aprecia en las tablas anteriores, para la inclusión de grandes superficies de riego, la alternativa que involucra una mayor rentabilidad corresponde a la alternativa de tratamiento con tecnología Aquaminerals, esto se debe a que dicha tecnología involucra un menor porcentaje de rechazo en el agua, por lo que, a igualdad de caudal tratado, se genera un mayor volumen de agua disponible para riego. Además, para una mayor cantidad de hectáreas de riego, se aprecia de mejor manera la influencia del beneficio del cambio de cultivo en situación actual, pasando de alfalfa, maíz y huerta frutal en la situación actual a tomates con hidroponía en la situación futura.

Desde el punto de vista, de incluir una menor superficie de riego, se aprecia que la mejor tecnología corresponde a la de Vigaflow, lo anterior debido a que tiene un menor costo de implementación y al ser una superficie pequeña, no se logra apreciar la mayor rentabilidad de los cultivos por ha de riego en situación futura incorporada.
Un gráfico que resume el comportamiento de las tecnologías expuestas en función del VAN obtenido puede apreciarse en la figura siguiente.

Figura 5-1 Rentabilidades diversas tecnologías

Fuente: Elaboración propia – SMI 2020

Como se aprecia en la figura anterior, se tiene que, para menores superficies de riego, la tecnología más conveniente es la de Vigaflow, mientras que, para superficies mayores, la mejor tecnología corresponde a Aquaminerals, mientras que la tecnología de Simtech es la que tiene los menores indicadores de rentabilidad, por lo que es la menos atrayente de implementar.

Sobre la base de la gráfica, se puede apreciar que las distintas tecnologías tienen un cierto hectareaje sobre las que resultan rentables, en el caso de Vigaflow, esta rentabilidad comienza para superficies mayores a 0,75 ha, mientras que en el caso de Aquaminerals es de 1,3ha y la tecnología Simtech es para 2,3 ha.

Desde el punto vista de la incorporación de un sistema del tipo Barrier Ball, es recomendable la instalación, una vez implementado el sistema de tratamiento del agua (desalación y parámetros NCh 1.333) y la instalación de hidroponía con sistema NGS y además, que ya se haya utilizado la totalidad del agua disponible en el tranque de Solor, quedado dar uso al agua que se estaba perdiendo por evaporación. Sobre la base de estos criterios, el VAN obtenido para esta alternativa es de $ 485.711.895 Por lo que para esta condición si es rentable.

En el caso de implementar el sistema Barrier Ball en la situación actual no es conveniente, obteniéndose una rentabilidad negativa, con un VAN de $ -159.815.081.

Desde el punto de vista del rehúso de las aguas de la PTAS de San Pedro de atacama en agricultura, específicamente en la siembra de alfalfa, producto para el cual se recomienda el rehúso de las aguas, considerando que al momento de salir de la PTAS la calidad del cagua cumplirá con la normativa D.S. 90 se tiene el siguiente cuadro resumen de los resultados obtenidos.

Tabla Nº 5-3 Evaluación de proyectos rehúso de aguas en alfalfa

Has Regadas	Costo Riego ($)	Costo Labores Agrícolas ($)	Costo Energia Solar ($)	Costo Total ($)	Costo / ha	VAN (MM$)
11,3	103.583.333	12.335.833	16.107.540	132.026.706	11.683.779	-31
10,0	91.666.667	10.916.667	14.254.460	116.837.794	11.683.779	-27
5,0	45.833.333	5.458.333	7.127.230	58.418.896	11.683.779	-14
3,0	27.500.000	3.275.000	4.276.338	35.051.338	11.683.779	-8
1,0	9.166.667	1.091.667	1.425.446	11.683.780	11.683.780	-3

Fuente: Elaboración propia - SMI 2020

Como se aprecia en la tabla anterior, se tiene que para los proyectos de rehúso de aguas, no se obtienen rentabilidades positivas, lo anterior se debe al alto costo del sistema de riego a implementarse versus el ingreso obtenido por el cultivo de alfalfa. En este caso, se tiene que efectuando una optimización del sistema de riego a utilizarse o cambiando el tipo de cultivo a beneficiar, pueden obtenerse rentabilidades positivas, por lo que es una alternativa atractiva desde el punto de vista del análisis. Es necesario indicar que para este análisis de perfil se han considerado los costos de implementación de sistema de riego utilizados por fundación Chile para su proyecto de rehúso en la región de Coquimbo.

Es necesario indicar que hoy en día la PTAS de San Pedro de Atacama, no cumple con los indicadores del D.S. 90, por lo que previo a la implementación del estudio de rehúso se requiere del mejoramiento de la PTAS.

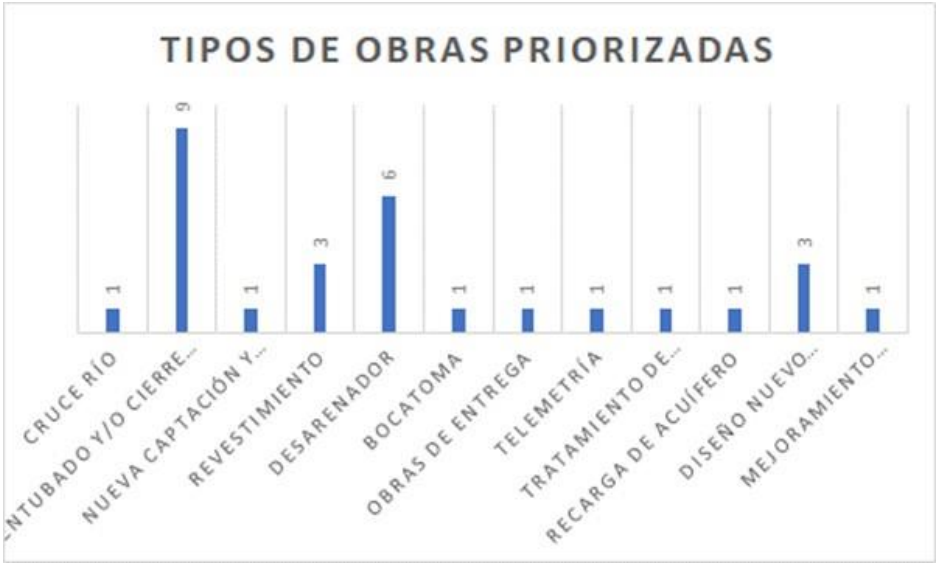
6. CONCLUSIONES

De las obras priorizadas, se tiene que las principales (y aquellas que presentan mayor prioridad) corresponden a las de construcción de desarenadores, entubado y/o cierre de canal para evitar problemas de arenas y dunas, además de aquellas obras vinculadas con revestimiento de canales de riego y mejora del diseño del canal.

Es necesario agregar que, dentro de las alternativas a analizar solicitadas por los regantes, se encuentran las de tratamiento de aguas, recarga de acuíferos y definición de nuevas fuentes de captación y conducción de las aguas. Sus prioridades principales tienen relación con el mejoramiento de la disponibilidad de agua para riego. Estas alternativas han sido analizadas en forma preliminar en etapas anteriores del estudio, siendo descartadas porque no cumplen con factibilidad técnica tanto desde el punto de vista de la calidad de las aguas como de los costos y beneficios obtenidos.

En las gráficas siguientes se presenta un resumen de lo anterior.

Figura 6-1 Tipos de Obras Priorizadas Validadas por la Comunidad y Asociación de Regantes



Fuente: Elaboración Propia. SMI, año 2019.

Como se aprecia en la gráfica anterior, las principales obras priorizadas corresponden a los desarenadores y entubado y/o cierre de los canales de riego, seguido por los revestimientos de los canales y mejoramiento de los diseños del canal.

Es necesario destacar, que en el caso de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores de Vilama, si existe interés en el desarrollo de nuevas alternativas de tranques o embalses. Producto de lo anterior, es que se han desarrollado 3 perfiles de mejoramiento de nuevas alternativas de embalse en la zona.

De las actividades desarrolladas en el estudio, se ha desarrollado un total de diseños a nivel de perfil de 26 obras (22 vinculadas con mejoramientos en la red de canales de riego, 1 con mejora de un tranque existente y 3 con proyectos de nuevos tranques) priorizadas por los regantes para la totalidad del sector en estudio, las que pueden desglosarse en 12 tipologías principales.

De las obras priorizadas, se tiene que las principales (y aquellas que presentan mayor prioridad) corresponden a las de construcción de desarenadores, entubado y/o cierre de canal para evitar problemas de arenas y dunas, además de aquellas obras vinculadas con revestimiento de canales de riego y mejora de sifones en el sistema.

Es necesario destacar, que en el caso de la Asociación Atacameña de Regantes y Agricultores de Vilama, se ha indicado expresamente en las actividades de participación ciudadana, que se desea analizar el desarrollo de nuevas alternativas de tranques o embalses. Producto de lo anterior, es que se han desarrollado 3 perfiles de mejoramiento de nuevas alternativas de embalse en la zona y un mejoramiento del tranque Vilama.

Sobre la base de la selección y priorización antes descrita, en esta etapa se ha procedido a desarrollar los perfiles de proyectos de construcción y mejoramiento de canales, tranques y obras anexas, considerando para esta selección los requerimientos y prioridades de los regantes.

En la tabla siguiente se presenta un ranking con las obras priorizadas y su ranking de selección según los indicadores antes mencionados.

Tabla N° 6-1 Resumen Principales Características Obras Diseñadas y Priorizadas en Canales de Riego (1 de 3)

N°	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Costo Total ($)	Costo / Ha	Costo / beneficiario	Costo Estimado a Pagar por Beneficiario (*) ($)	Pago mensual estimado por beneficiario (**) ($)	NOTA FINAL
1	1-1-VIL-DB	1	Diseño Bocatoma canal Vilama	Bocatoma Vilama	74,71	151	53.637.278	717.940	355.214	71.043	5.920	6,66
2	5-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	115.015	9.585	4,79
3	6-2-BET-DM	2	Desarenador canal Beter	Inicio canal Beter. Ubicado aprox. en el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado)	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	115.015	9.585	4,79
4	1-3-POC-DM	3	Desarenador canal Poconche	En cabecera del Ayllu de Poconche, aprox. En el Km 0,48 del derivado a Poconche	38,65	42	18.402.446	476.131	438.153	87.631	7.303	4,68
5	4-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Inicio Ayllu de Tulor. Sector donde sale la tubería luego del cruce del río San Pedro. Aprox. en el Km 3,25 del canal derivado Tulor	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	115.015	9.585	4,67
6	7-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	115.015	9.585	4,67
7	9-4-TUL-DM	4	Desarenador canal Tulor	Implementación de 2 desarenadores, uno al inciio del derivado Tulor y otro en aprox. el Km 1,70 del derivado Tulor, previo al ingreso a la tubería para el cruce del Río San Pedro	38,65	32	18.402.446	476.131	575.076	115.015	9.585	4,67
8	7-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Entre la entrada a San Pedro (aprox. Km 4,55 del canal matriz Vilama, donde inician las poblaciones) y antes del Liceo (aprox. Km 5,25 del canal matriz Vilama).	74,71	142	92.326.209	1.235.795	650.185	130.037	10.836	4,66
9	10-1-VIL-ECC	1	Entubado canal Vilama	Tramo ubicado entre la bocatoma del canal Vilama y la estación de Aforos de la DGA, ubicada aprox. en el Km 0,46 del canal Matriz Vilama	74,71	146	60.977.831	816.194	417.656	83.531	6.961	4,65

Notas: (*) y (**) son estimaciones en función de una subvención del 80% y que los beneficiarios deben aportar el 20% del costo total de la obra, contemplando un periodo de construcción de las mismas de 1 año

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Tabla N° 6-2 Resumen Principales Características Obras Diseñadas y Priorizadas en Canales de Riego (2 de 3)

N°	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Costo Total ($)	Costo / Ha	Costo / beneficiario	Costo Estimado a Pagar por Beneficiario (*) ($)	Pago mensual estimado por beneficiario (**) ($)	NOTA FINAL
10	1-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre el inicio del derivado Beter y aprox. el Km 0,330 del derivado Beter	38,65	42	69.735.547	1.804.283	1.660.370	332.074	27.673	4,59
11	2-2-BET-ECC	2	Cierre canal Beter	Tramo inicial derivado Beter, entre aprox. el Km 0,70 del derivado Beter (una vez que el canal sale del tramo entubado) y el Km 1,05 (inicio del Ayllu de Beter)	38,65	42	74.443.524	1.926.094	1.772.465	354.493	29.541	4,58
12	6-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Alto Vilama y aguas abajo de Tranque. Entre la entrega desde el canal matriz a canal Vilama y aprox. el Km 2,95 del canal matriz Vilama (salida Ayllu Vilama)	74,71	146	201.069.275	2.691.330	1.377.187	275.437	22.953	4,51
13	6-4-TUL-ECC	4	Entubado canal Tulor	Desde inicio del Derivado Tulor, hasta aprox. el Km 1,70 del canal derivado Tulor, previo al cruce del río San Pedro mediante tuberia.	24,64	84	241.485.256	9.800.538	2.874.824	574.965	47.914	4,48
14	7-2-BET-OE	2	Obras de entrega canal Beter	Totalidad de las entregas del derivado Beter en el Ayllu de Beter	38,65	42	52.510.732	1.358.622	1.250.256	250.051	20.838	4,44
15	3-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Alto Vilama (antes tranque) entre Km 0,86 de canal matriz Vilama y entrega a Tranque Vilama	74,71	151	170.710.748	2.284.979	1.130.535	226.107	18.842	4,39
16	8-1-VIL-RE	1	Revestimiento canal Vilama	Entre la salida del liceo (Aprox. Km 5,40 del canal matriz, luego del cruce de la Ruta 27) y luego del tranque de Solor y la llegada a la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama)	74,71	142	369.750.354	4.949.141	2.603.876	520.775	43.398	4,37

Notas: (*) y (**) son estimaciones en función de una subvención del 80% y que los beneficiarios deben aportar el 20% del costo total de la obra, contemplando un periodo de construcción de las mismas de 1 año

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Tabla N° 6-3 Resumen Principales Características Obras Diseñadas y Priorizadas en Canales de Riego (3 de 3)

N°	Código Obra	Grupo de Riego	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Costo Total ($)	Costo / Ha	Costo / beneficiario	Costo Estimado a Pagar por Beneficiario (*) ($)	Pago mensual estimado por beneficiario (**) ($)	NOTA FINAL
17	9-1-VIL-ECC	1	Cierre canal Vilama	Entre la carretera (Aprox. Km 7,85 del canal matriz Vilama) y aprox. Km 9,70 del canal matriz Vilama donde el canal ya se separa de la carretera, antes de las entregas a Beter y Poconche.	74,71	142	391.223.518	5.236.562	2.755.095	551.019	45.918	4,35
18	4-2-BET-RE	2	Revestimiento canal Beter	Final Canal derivado Beter derecho. Iniciando al final del matriz Beter en el Km 1,8 aprox.	9,45	42	130.978.575	13.860.167	3.118.538	623.708	51.976	4,30
19	2-1-VIL-DM	1	Desarenador Tranque Vilama	Tranque Vilama	74,71	151	18.402.446	246.318	121.871	24.374	2.031	4,25
20	1-4-TUL-ECC	4	Cierre canal Tulor	Tramo ubicado entre el inicio del Ayllu de Tulor, aprox. en el Km 3,25 y el final del canal derivado Tulor	24,64	84	461.393.541	18.725.387	5.492.780	1.098.556	91.546	4,17
21	3-4-TUL-ECC	4	Entubado y cruce de río San Pedro canal Tulor	Paso por río seco San Pedro. Tramo comprendido aprox. entre el Km 1,70 y 2,70 del derivado a Tulor en el cruce del río San Pedro	24,64	84	230.308.447	9.346.934	2.741.767	548.353	45.696	3,75
22	2-3-POC-ECC	3	Cierre canal Poconche	Totalidad del derivado de Pococnhe en el sector del Ayllu del mismo nombre. Aprox. entre los Km 0,51 y el final del derivado Poconche	9,46	8	338.276.682	35.758.634	42.284.585	8.456.917	704.743	3,37

Notas: (*) y (**) son estimaciones en función de una subvención del 80% y que los beneficiarios deben aportar el 20% del costo total de la obra, contemplando un periodo de construcción de las mismas de 1 año

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Tabla N° 6-4 Resumen Principales Características Obras Diseñadas y Priorizadas en Tranques

Código Obra	Descripción	Ubicación	N° Has Mejoradas	N° Beneficiarios	Costo ($)	Costo / Ha	Costo / beneficiario	Costo Estimado a Pagar por Beneficiario (*) ($)	Pago mensual estimado por beneficiario (**) ($)	NOTA FINAL
5-1-VIL-TR	Mejoramiento Tranque Vilama	Tranque Vilama	74,71	151	30.328.281	405.947	200.850	40.170	3.347	6,0
8-4-TUL-TR	Diseño tranque Tulor	En inicio del derivado hacia Tulor se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta	38,65	68	562.161.711	14.544.934	8.267.084	1.653.417	137.785	4,8
9-4-BET-TR	Diseño tranque Beter Alt 2	En inicio del derivado hacia Beter se incluye la implementación de un Tranque de Regulación Corta. Se barajan 2 posibles alternativas de ubicación	38,65	37	566.079.730	14.646.306	15.299.452	3.059.890	254.991	4,3
12-1-VIL-TR	Diseño tranque de cabecera Poconche	Implementación de 1 Tranque de cabecera para el Ayllu de Poconche	38,65	7	581.435.659	15.043.613	83.062.237	16.612.447	1.384.371	4,2

Notas: (*) y (**) son estimaciones en función de una subvención del 80% y que los beneficiarios deben aportar el 20% del costo total de la obra, contemplando un periodo de construcción de las mismas de 1 año

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Desde el punto de vista de las nuevas iniciativas de inversión levantadas y sobre la base de los antecedentes antes presentados, se tiene que la alternativa de nueva iniciativa de inversión más interesante desde el punto de vista económico, corresponde a la implementación de un sistema de tratamiento de agua mediante tecnología Vigaflow con la incorporación de hidroponía y sistema NGS, considerando el cultivo de algún fruto de alta rentabilidad como son los tomates. Siendo recomendable esta implementación a partir de superficies de 0,75 ha.

Sobre la base de lo anterior, se tiene que el costo aproximado de la implementación de esta tecnología para la superficie a beneficiar de 0,75 ha es de $124.636.009.

Otra alternativa plausible de revisar tiene relación con el rehúso de las aguas de la PTAS de San Pedro de Atacama, la cual puede lograr rentabilidades positivas, en función de la optimización que se desarrolle del sistema de riego a implementarse. Se recomienda efectuar su análisis en función de una pequeña superficie del orden de 0,75ha, pero una vez se haya mejorado la calidad del agua efluente de la PTAS, ya que en la actualidad no cumple con los indicadores del D.S. 90.

Desde el punto de vista de las alternativas de inversión identificadas en la zona, se recomienda continuar analizando las siguientes:

1. Alternativa de Tratamiento de agua mediante desalación e incorporación de sistemas de invernadero mediante hidroponía, contemplando cultivos de alta rentabilidad. Se recomienda implementar estos proyectos para superficies superiores a las 0,75 ha,

2. Alternativa de Rehúso de las aguas de la PTAS de San Pedro de Atacama en riego, mediante la incorporación de un tratamiento que permita llevar la calidad del agua efluente de la PTAS a normativa NCh1333. Esta alternativa debe incluir también sistema de invernaderos e hidroponía, además de cultivos de alta rentabilidad.

Con respecto a las posibilidades de fuentes de financiamiento de las nuevas iniciativas de inversión levantadas, se sugiere el análisis (como mínimo) de las siguientes alternativas para dar continuidad a esta cartera de propuestas y proyectos presentados:

- ✓ Postulación por medio del Fondo Nacional de Desarrollo Regional (FNDR).

  Este financiamiento tiene como institución responsable al Ministerio del Interior / Subdere / Gobierno Regional (GORE).

Es una fuente de financiamiento de iniciativas regionales, definido como un fondo de compensación territorial, al financiar iniciativas de impacto social, especialmente aquellas que apuntan a elevar a calidad de vida de los sectores más necesitados. El fondo se divide en dos modalidades: FNDR tradicional y FNDR BID. En este caso, correspondería la presentación por medio de la componente tradicional, ya que esta financia todo tipo de proyectos, independiente del sector.

Los proyectos que postulan a este financiamiento pueden ser presentados por los municipios, servicios públicos o empresas del Estado, los cuales a su vez deberán ser sometidos al Sistema Nacional de Inversiones (SIN) y ser recomendados por la Secretaria Regional de Planificación y Coordinación (SERPLAC) o el Ministerio de Planificación y Coordinación (MIDEPLAN), de acuerdo a los montos y metodologías de evaluación técnico económica de dicho sistema.

En este caso, el estudio desarrollado corresponde a un nivel de perfil, por lo que correspondería conseguir fondos para el desarrollo a nivel de prefactibilidad / factibilidad, para luego postular a su diseño definitivo y ejecución.

- ✓ Concurso Fondo de Innovación para la Competitividad FIC 2017.

El fondo de innovación para la competitividad (FIC) fue creado el año 2006 y constituye el principal instrumento del Estado para financiar proyectos de investigación científica, innovación empresarial y emprendimiento, entre otros.

A este fondo postulan solo agencias públicas especializadas. Las principales son Innova Chile, de CORFO, y CONICYT. Adicionalmente, hay programas implementados a través de la Fundación para la Innovación Agraria (FIA), la Iniciativa Científica Milenio (ICM) y algunos programas del Ministerio de Educación.

La gestión del FIC se realiza a través de la firma de convenios de desempeño, que siguen procesos de análisis y discusión, revisión, ejecución y seguimiento a los productos y actores o instituciones ejecutoras. En los convenios se incluye la definición de indicadores y metas para cada programa y son formalizados en acuerdo con la Dirección de Presupuestos, con toma de razón por parte de la Contraloría General de la República. Una vez puestos en marcha, la gestión de los recursos es monitoreada por el Ministerio de Economía, de tal manera de hacer ajustes y correcciones en los casos que sea necesario, para asegurar el cumplimiento de las metas.

La asignación de los recursos provenientes del FIC es realizada por las agencias mediante procesos de evaluación regional y nacional, externa e interna y, en algunos casos -dependiendo del monto involucrado y la envergadura de la iniciativa-, se acude a evaluación por parte de paneles de expertos internacionales. La decisión final la toma un comité de conformación público-privada y representación multisectorial, cuyos miembros son de conocimiento público.

Los pagos realizados a los beneficiarios finales se establecen según convenios o contratos que contemplan, entre otros aspectos, los hitos críticos y los informes finales y/o parciales. Algunos de los criterios de evaluación para la selección de los proyectos son el mérito innovador de la iniciativa, el mérito del proponente, el impacto del proyecto, la factibilidad y calidad de la propuesta y la rentabilidad social, entre otros.

✓ Ley de Fomento al Riego y Drenaje N° 18.450

La Ley de Fomento al Riego y Drenaje N°18.450 es un instrumento de fomento que, a través de un sistema de concursos, puede bonificar hasta un 90% del costo total del proyecto para acceder a infraestructura y sistemas de riego tecnificado, realizar nuevas construcciones y mejoramiento del sistema de conducción y distribución de aguas de riego y la construcción del proyecto de una obra de riego y/o drenaje. La bonificación se otorga a los proyectos aprobados y seleccionados en concurso y se hace efectiva una vez que el proyecto es construido.

De esta manera, los proyectos que pueden postular son los siguientes:

- Proyectos de tecnificación en la aplicación del agua de riego.
- Proyectos que fomenten la eficiencia en la conducción y distribución del agua de riego.
- Proyectos de construcción y/o mejoramiento de obras de arte en los sistemas de conducción y distribución.
- Proyectos de habilitación de suelos de mal drenaje.
- Proyectos de riego que incorporen fuentes de Energías Renovables no Convencionales en su diseño.

En este caso quedaría fuera del financiamiento las obras de los invernaderos de hidroponía, los que son parte fundamental para el lograr cultivos de alta rentabilidad en los proyectos antes mencionados.

Para postular tanto las personas naturales como jurídicas deben acreditar la titularidad de la tierra, la titularidad sobre los derechos de aguas y presentar un proyecto mediante un consultor de la Ley N°18.450. Link a Busque su Consultor.

Pueden presentar sus proyectos Organizaciones de Usuarios del Agua, constituidas y en proceso de constitución; personas naturales, que exploten un predio agrícola y personas jurídicas, cuyo objetivo sea la explotación agrícola. Link a Capacitación en Riego.

✓ Apoyo a la Formulación de Proyectos Indígenas – AFOPROIN

Objetivo: facilitar a las organizaciones indígenas chilenas el desarrollo o formulación de iniciativas, ideas de negocio o proyectos productivos, económica y socio-culturalmente sustentables, a través de la aplicación del Protocolo Multicultural, haciendo posible su acceso a la cobertura financiera COBIN.

▪ **Qué otorga:** el Comité otorgará una transferencia de dinero no reembolsable (Subsidio), de hasta el 90% del costo total de las actividades necesarias, para el desarrollo de las tres etapas que contempla el Protocolo de Formulación de Iniciativas Multiculturales, las que se detallan más adelante, con un tope de hasta $35.000.000. El 10% restante deberá ser aportado por uno de los participantes, de manera pecuniaria o valorada.

▪ **Quiénes:**
o Entidad articuladora o beneficiario: entidad responsable ante el Comité de Desarrollo y Fomento Indígena por la ejecución de la formulación de la iniciativa, idea de negocio o proyecto. Podrán ser personas jurídicas del sector privado, constituidas en Chile, con o sin fines de lucro.
o Beneficiario atendido: entidades Indígenas chilenas, titulares de iniciativas, ideas de negocio o proyectos productivos, económicamente y socioculturalmente sustentables, cuya participación le dará pertinencia.

o Socios estratégicos: órganos de la administración del Estado y Servicios Públicos que acompañan en la formulación de los proyectos.

✓ Cobertura Indígena – COBIN

Objetivo: este instrumento, administrado por la Gerencia de Inversión y Financiamiento de COREO, es un programa de cobertura o subsidio contingente que consiste en el otorgamiento de una cobertura, complementaria de riesgo, para el fomento de operaciones de financiamiento que los intermediarios financieros otorguen a proyectos de base indígena.

Qué otorga: cobertura de hasta el 90% del saldo de capital insoluto de operaciones de crédito, leasing, factoring, boleta de garantía, para financiamiento de inversiones (incluyendo aporte de capital); capital de trabajo y reprogramación de pasivos financieros (cuya operación original debe destinarse a inversiones o capital de trabajo), que otorguen los intermediarios financieros registrados para el COBIN, con un tope definido por el Comité de Desarrollo y Fomento Indígena, el cual no podrá superar los UF 300.000, por beneficiario.

Los beneficiarios de este instrumento son:

o Personas naturales que tengan la calidad de indígena; las comunidades indígenas y las asociaciones indígenas, constituidas o creadas de conformidad a la Ley N° 19.253, y las empresas, cooperativas u otras entidades relacionadas a todos ellos, que cuenten con una calificación de "proyecto de desarrollo productivo indígena", otorgada por el Consejo Directivo del Comité de Desarrollo y Fomento Indígena, de Corto, al momento de cursar la operación.

· Los Intermediarios financieros elegibles para este instrumento son:

- Bancos y filiales bancarias.
- Empresas de leasing o de factoring no bancarias.
- Cooperativas de Ahorro y Crédito supervisadas por la Superintendencia de Bancos (SBIF) y Departamento de Cooperativas del Ministerio de Economía.
- Fundaciones, Corporaciones y Organismos No Gubernamentales, que habitualmente otorguen créditos productivos.
- Sociedades Anónimas y Sociedades por Acciones con Directorio.
- Otras Cooperativas que, habitualmente, otorguen créditos productivos de libre disponibilidad.
- Instituto de Desarrollo Agropecuario (INDAP).

✓ Línea de Apoyo a la Inversión de los Pueblos Originarios (IPRO INDÍGENA) de CORFO

Esta línea de financiamiento se crea el año 2017, como una alternativa para proyectos indígenas, que requieran apoyo en la materialización de inversiones productivas y de servicios. Soporte a proyectos de alto impacto, que luego de un escalamiento, lograría, a través de inversiones más pequeñas, complementar con créditos con Cobertura COBIN. El apoyo consiste en un cofinanciamiento de hasta $40.000.000 por proyecto de inversión, de base indígena.

- ✓ Programa de Desarrollo de Proveedores – PDP Indígena de CORFO

  Consiste en un apoyo a la incorporación y fortalecimiento de capacidades, habilidades y competencias en empresas de base indígena –productoras de bienes y/o servicios, que sean proveedores o tengan potencial, para convertirse en proveedores directos de empresas demandantes de sectores productivos relevantes– para mejorar la productividad de la cadena, la oferta de valor y acceder a nuevos mercados. El apoyo consiste en hasta el 70% del costo de todas las actividades necesarias, para el diagnóstico de las empresas participantes y el diseño de un plan de trabajo, con un tope de $10.000.000; y hasta el 70% con tope de $60.000.000, para la etapa de desarrollo, que contempla la realización de un conjunto de actividades necesarias, para la implementación del plan de trabajo, establecido en la etapa de diagnóstico.

- ✓ Fondo de Capital de Riesgo de CORFO

  los programas de capital de riesgo llevan años operando a través de la Gerencia de Inversión y Financiamiento de Corfo y buscan fomentar la creación de fondos de inversión, que permitan el financiamiento de empresas chilenas, que presenten un alto potencial de crecimiento, y que, de manera adicional, requieran del apoyo técnico y operacional de un socio estratégico. Las empresas de base indígena en su mayoría requieren de un apoyo técnico y operacional, o socio estratégico, lo cual hace que estos programas sean una alternativa muy favorable para el financiamiento y logro de los objetivos del Comité. El apoyo de estos programas, consisten en aportes mediante una línea de crédito de largo plazo disponible para Fondos de Inversión, con cargo a recursos del programa específico.

7. SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO (SIG)

Dada la naturaleza del presente estudio, donde la mayor parte de los datos ingresados en el modelo son de carácter geográfico, se considera necesario elaborar un Sistema de Información Geográfica (SIG), con el fin de permitir un análisis visual detallado de los datos de entrada y los resultados obtenidos.

Esta modalidad permite trabajar en un sistema agrupado y multicapa, donde cada capa proporciona información diferente y localizada geográficamente, facilitando la interpretación por parte del usuario.

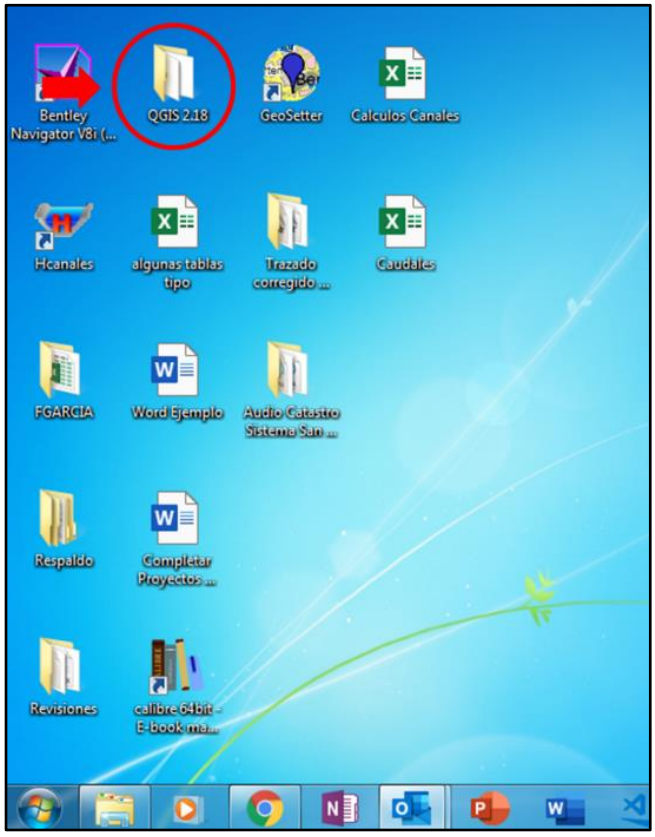
Este sistema se elabora en el entorno proporcionado por el programa de código libre QGIS, en donde los archivos de diferentes tipos se georreferencian en Datum SIRGAS (WGS 84) y Huso 19. En algunos casos, las coberturas integran la información contenida en las bases de datos con las cuales fueron generadas.

Las cubiertas cartográficas son almacenadas en una estructura de directorios y carpetas, diseñada a partir de un orden temático de la información. Esta estructura se mantiene dentro del entorno SIG, en donde la información se agrupa de manera concordante. Se detalla un índice numérico en el encabezado de cada nombre de carpeta, usando un correlativo general de las capas temáticas, para mayor comprensión y facilidad en la búsqueda de archivos específicos.

7.1. APERTURA

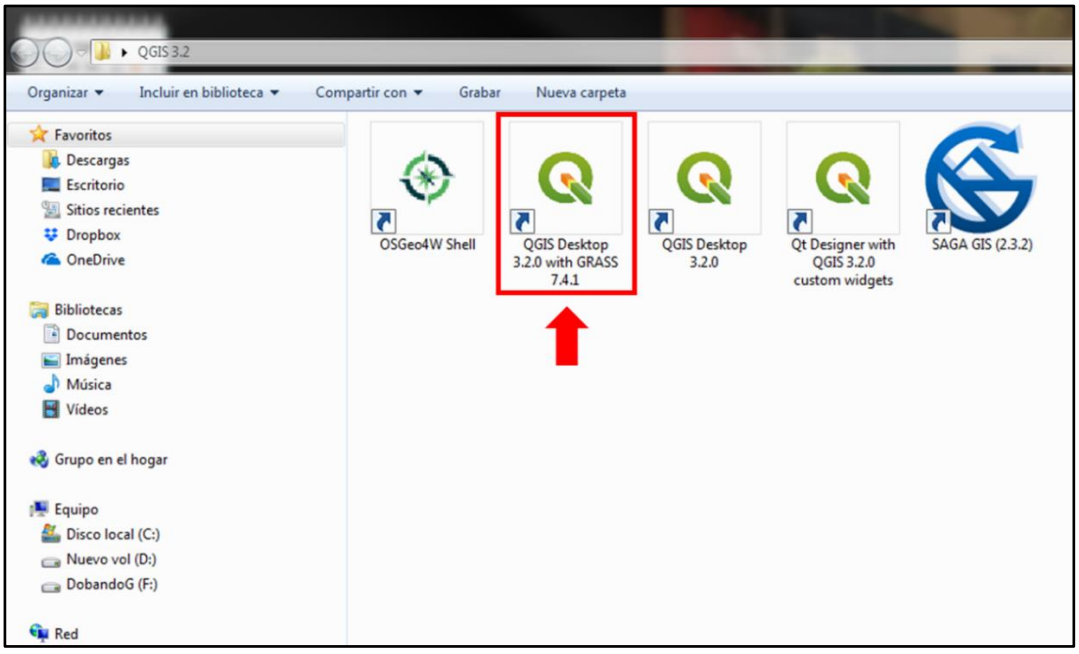
Una vez instalado el programa, en el Escritorio del computador aparece una carpeta denominada QGIS 2.XX o 3.XX, dependiendo de la versión instalada (Figura N° 7-1). En su interior, contiene el ícono de cada uno de los programas instalados junto con el software principal. Para abrir el programa y desplegar la interfaz gráfica, hacer doble clic en el ícono destacado en la Figura N° 7-2.

Figura N° 7-1 Carpeta generada en Escritorio.



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Figura N° 7-2 Íconos en el interior de la carpeta del programa.

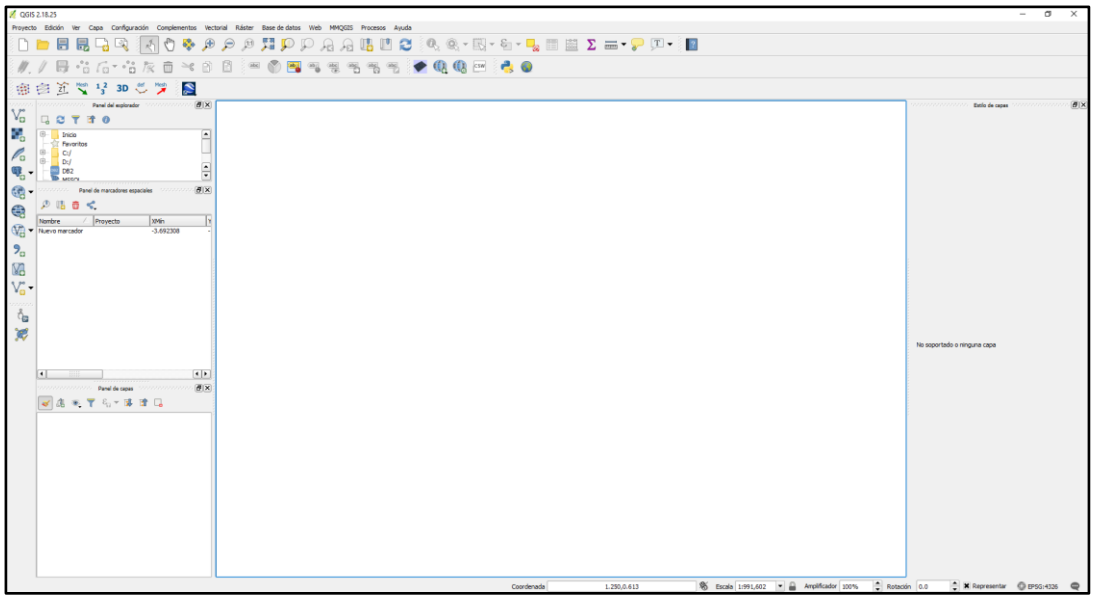


Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

7.2. INTERFAZ

Una vez abierto el programa, se desplegará una ventana como la que se aprecia en la siguiente figura:

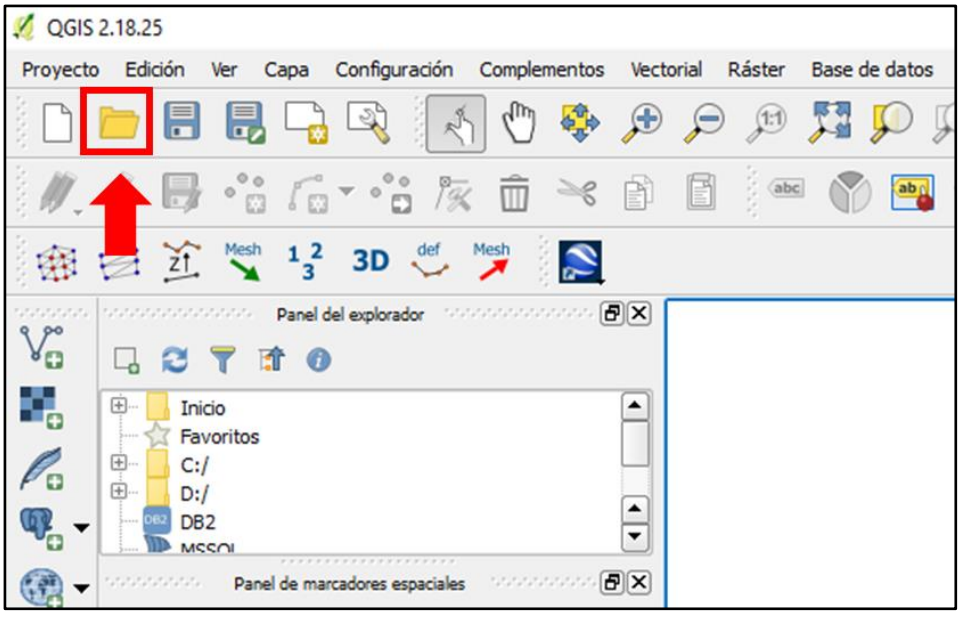
Figura N° 7-3 Ventana general del programa QGIS.



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Para abrir el proyecto, dirigirse al ícono de carpeta, que aparece en la esquina superior izquierda (Figura N° 7-4).

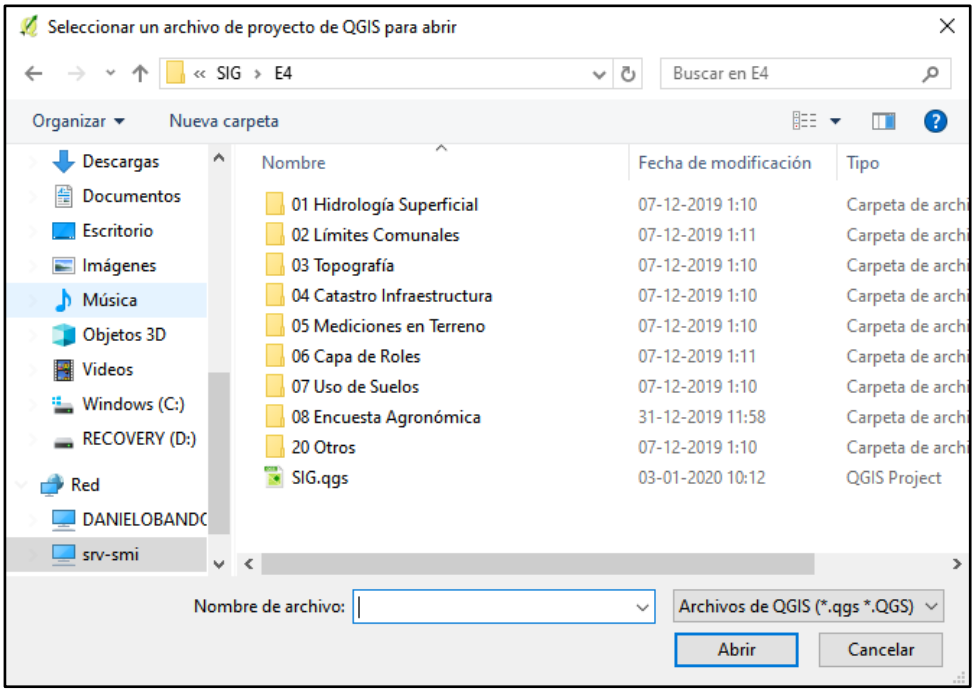
Figura N° 7-4 Apertura de proyectos elaborados en QGIS.



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Una vez abierta, se desplegará una ventana como la que se expone en la siguiente figura, en donde el usuario debe buscar la ubicación del proyecto en las carpetas desplegadas:

Figura N° 7-5 Ventana de ubicación del proyecto.



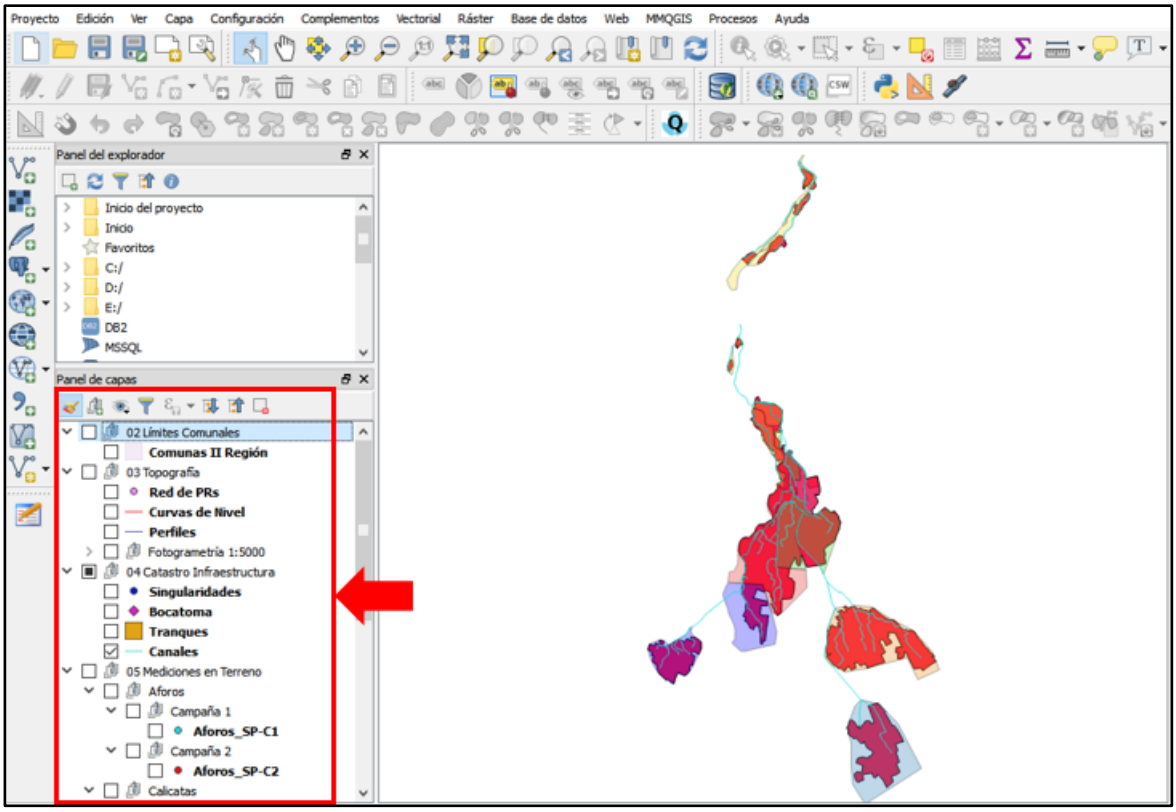
Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Una vez ubicado en la carpeta contenedora, se debe **abrir el archivo que posee extensión *.qgs**. Realizado esto, el proyecto SIG se desplegará completamente en la ventana principal de QGIS. En la Figura N° 7-6 se muestra la interfaz con el proyecto abierto, además de destacarse el panel de capas.

El panel señalado tiene por objetivo mostrar de manera ordenada y diferenciada todas las capas del proyecto. En este caso, las capas de agrupan en grandes tópicos para que el usuario sea capaz de interpretar de mejor manera la información proporcionada. Para el despliegue de una capa, solo basta con seleccionarla haciendo clic y ésta se expondrá en pantalla.

Cabe señalar que, para efectuar zooms de un sector particular del proyecto, solo se requiere mover la rueda de desplazamiento del mouse (Scroll).

Figura Nº 7-6 Ventana del proyecto.



Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

Tomar en consideración que, al hacer clic sobre un grupo, todas las capas contenidas por él se encenderán y se desplegarán en pantalla.

7.3. PROYECTO

7.3.1. Desglose de capas

En la siguiente tabla, se expone el contenido de cada agrupación temática, indicando subgrupos según proceda y describiendo sus elementos constitutivos.

Tabla N° 7-1 Tipo de archivo y descripción por cada una de las temáticas en el SIG

Temática	Subgrupo	Subsubgrupo	Capa	Archivo	Tipo	Descripción
01 Hidrología Superficial	Cuencas	-	Subcuencas_VL	Vectorial	Polígono	Superficie de las subcuencas del río Vilama en el punto de control del estudio
			Cuenca_VL	Vectorial	Polígono	Superficie de la cuenca del río Vilama en el punto de control del estudio
	Ríos y Quebradas	-	Río Vilama	Vectorial	Línea	Cauce del río Vilama
			Quebradas Vilama	Vectorial	Línea	Quebradas adyacentes al estudio, afluentes del río Vilama
	Estaciones	-	Est. Pluviometría	Vectorial	Punto	Estaciones meteorológicas cuyos registros de precipitación fueron utilizados en el estudio
			Est. Fluviometría	Vectorial	Punto	Estaciones fluviométricas cuyos registros de caudal fueron utilizados en el estudio
			Est. Temperatura	Vectorial	Punto	Estaciones meteorológicas cuyos registros de temperatura fueron utilizados en el estudio
			Est. Evapotranspiración	Vectorial	Punto	Estaciones agrometeorológicas cuyos registros de evapotranspiración fueron utilizados en el estudio
	Isolíneas	-	Iso. Ppmáx48 T=100	Vectorial	Línea	Isoyetas determinadas en base a la precipitación máxima de 48 hrs con un periodo de retorno de 100 años de las estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio
			Iso. T	Vectorial	Línea	Isotermas determinadas a partir de la temperatura registrada por las estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio
			Iso. ETP	Vectorial	Línea	Isolíneas de evapotranspiración potencial determinadas en base a la evapotranspiración registrada por las estaciones agrometeorológicas utilizadas en el estudio
	Polígonos de Thiessen	Precipitación	Est. Pp Polígonos	Vectorial	Punto	Estaciones meteorológicas utilizadas para la construcción de los polígonos de Thiessen
			Pol. Thiessen Pp	Vectorial	Polígono	Polígonos de Thiessen en función de la precipitación
			Áreas Pp cuenca_VL	Vectorial	Polígono	Área de la cuenca del río Vilama interceptada por el Polígono de Thiessen de precipitación
		Temperatura	Est. T Polígonos	Vectorial	Punto	Estaciones meteorológicas utilizadas para la construcción de los polígonos de Thiessen
			Pol. Thiessen T	Vectorial	Polígono	Polígonos de Thiessen en función de la temperatura
			Áreas T cuenca_VL	Vectorial	Polígono	Área de la cuenca del río Vilama interceptada por el Polígono de Thiessen de temperatura
		Evapotranspiración	Est. ETP Polígonos	Vectorial	Punto	Estaciones agrometeorológicas utilizadas para la construcción de los polígonos de Thiessen
			Pol. Thiessen ETP	Vectorial	Polígono	Polígonos de Thiessen en función de la evapotranspiración potencial
			Áreas ETP cuenca_VL	Vectorial	Polígono	Área de la cuenca del río Vilama interceptada por el Polígono de Thiessen de evapotranspiración potencial
02 Límites Comunales	-	-	Comunas II Región	Vectorial	Polígono	Límites de las comunas pertenecientes a la II región de Antofagasta
03 Topografía	-	-	Red de PRs_VL	Vectorial	Punto	Ubicación de los puntos de referencia (PR) del estudio
	-	-	Curvas de Nivel_VL	Vectorial	Línea	Curvas de nivel asociadas a la zona del estudio
	Perfiles	-	Perfiles Canales_VL	Vectorial	Línea	Ubicación espacial de los perfiles transversales realizados a los canales presentes en el estudio
			Perfiles Topobatimétricos_VL	Vectorial	Línea	Ubicación espacial de los perfiles transversales realizados en el río Vilama en el sector de la bocatoma matriz
	Levantamientos Puntuales	-	Lev. Puntuales-Puntos_VL	Vectorial	Punto	Elementos de tipo punto generados en los levantamientos topográficos de obras puntuales
			Lev. Puntuales-Líneas_VL	Vectorial	Línea	Elementos de tipo línea generados en los levantamientos topográficos de obras puntuales
			Lev. Puntuales-Áreas_VL	Vectorial	Polígono	Elementos de tipo polígono generados en los levantamientos topográficos de obras puntuales
	Levantamiento Bocatoma	-	Lev. Bocatoma Matriz-Puntos_VL	Vectorial	Punto	Elementos de tipo punto generados en el levantamiento topográfico de la bocatoma matriz
			Lev. Bocatoma Matriz-Líneas_VL	Vectorial	Línea	Elementos de tipo línea generados en el levantamiento topográfico de la bocatoma matriz
			Lev. Bocatoma Matriz-Áreas_VL	Vectorial	Polígono	Elementos de tipo polígono generados en el levantamiento topográfico de la bocatoma matriz

Temática	Subgrupo	Subsubgrupo	Capa	Archivo	Tipo	Descripción
	Fotogrametría 1:5000	-	Fot. 1_5000-Puntos_VL	Vectorial	Punto	Elementos de tipo punto generados en la fotogrametría escala 1:5000 del área en estudio
			Fot. 1_5000-Líneas_VL	Vectorial	Línea	Elementos de tipo línea generados en la fotogrametría escala 1:5000 del área en estudio
			Fot. 1_5000-Áreas_VL	Vectorial	Polígono	Elementos de tipo polígono generados en la fotogrametría escala 1:5000 del área en estudio
04 Catastro de Infraestructura	-	-	Singularidades_VL	Vectorial	Punto	Información de la ficha de catastro de particularidades detectadas en la infraestructura de riego
	-	-	Bocatomas_VL	Vectorial	Punto	Información de la ficha de catastro de las bocatomas detectadas en la infraestructura de riego
	-	-	Tranques_VL	Vectorial	Polígono	Información de la ficha de catastro de los tranques detectados en la infraestructura de riego
	-	-	Canales_VL	Vectorial	Línea	Información de la ficha de catastro de los canales detectados en la infraestructura de riego
05 Mediciones en Terreno	Aforos	Campaña 1	Aforos-C1_VL	Vectorial	Punto	Información de los aforos realizados en la primera campaña en diversos puntos de los canales presentes en el estudio
	Calicatas	-	Calicatas_VL	Vectorial	Punto	Información de las calicatas realizadas en diversos sectores adyacentes a la infraestructura de riego
	Calidad de Aguas	Campaña 1	Muestra Fisico-Química-C1_VL	Vectorial	Punto	Información de las muestras físico-químicas realizadas en la primera campaña de calidad de aguas en diversos puntos de los canales presentes en el estudio
			Muestra Bacteriológica-C1_VL	Vectorial	Punto	Información de las muestras bacteriológicas realizadas en la primera campaña de calidad de aguas en diversos puntos de los canales presentes en el estudio
		Campaña 2	Muestra Bacteriológica-C2_VL	Vectorial	Punto	Información de las muestras bacteriológicas realizadas en la segunda campaña de calidad de aguas en diversos puntos de los canales presentes en el estudio
06 Capa de Roles	-	-	Límite Predial y Roles_VL	Vectorial	Línea	Perímetro y rol de los predios pertenecientes a la zona del proyecto
07 Uso de Suelos	-	-	Uso Suelo_VL	Vectorial	Polígono	Delimita los sectores de suelo según su uso
08 Encuesta Agronómica	-	-	Área Encuesta Agronómica_VL	Vectorial	Polígono	Área abarcada por el desarrollo de la encuesta agronómica en terreno
09 Superficies Regadas	-	-	Superficie de Riego_VL	Vectorial	Polígono	Superficie de riego actual en la zona de estudio
10 Proyectos Conceptuales Priorizados	Distribución_VL - Puntuales	-	Desarenador y Mantención (DM)	Vectorial	Punto	Tipos de proyectos conceptuales de distribución (Formato campos SIG - CNR)
			Obra de Entrega (OE)			
	Distribución_VL - Lineales	-	Entubado y/o Cierre de Canal (ECC)	Vectorial	Línea	Tipos de proyectos conceptuales de distribución (Formato campos SIG - CNR)
			Revestimiento (RE)			
	Aducción_VL	-	Entubado y/o Cierre de Canal (ECC)	Vectorial	Línea	Tipos de proyectos conceptuales de aducción (Formato campos SIG - CNR)
	Acumulación_VL	-	Tranque (TR)	Vectorial	Punto	Tipos de proyectos conceptuales de acumulación (Formato campos SIG - CNR)
	Bocatoma_VL	-	Bocatoma (BO)	Vectorial	Punto	Tipos de proyectos conceptuales de bocatoma (Formato campos SIG - CNR)
11 Otros	Caminos	-	Red Vial Chile - Vilama de Atacama	Vectorial	Línea	Rutas enroladas de la Red Vial Nacional
	Fotografía Aérea	-	Mapa de fondo	Raster	Polígono	Imagen satelital de la zona de estudio

Fuente: Elaboración propia. SMI 2020.

La información contenida en el SIG con las coberturas solicitadas para la presente entrega se encuentra disponible en el **Anexo del Tomo 4 – SIG**