



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA

**EXPERIENCIA DE RECARGA GESTIONADA DE ACUÍFEROS EN LA  
CUENCA DE SANTIAGO (CHILE). LECCIONES APRENDIDAS DESPUÉS  
DE DOS AÑOS DE OPERACIÓN**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE GEÓLOGA

**KARINA PAZ DE REQUESENS MONTIEL**

**PROFESORA GUÍA**  
AMPARO EDWARDS SEPÚLVEDA

**PROFESORA COGUÍA**  
LINDA DANIELE

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN**  
JOSE LUIS FUENTES VASQUEZ  
MATIAS TAUCARE TORO

Este trabajo ha sido realizado con la contribución de la Sociedad de Canalistas del Maipo

SANTIAGO DE CHILE  
2022

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO  
DE GEÓLOGA  
POR: KARINA PAZ DE REQUESENS MONTIEL  
FECHA: 2022  
PROFESORA GUIA: AMPARO EDWARDS SEPÚLVEDA

## **EXPERIENCIA DE RECARGA GESTIONADA DE ACUÍFEROS EN LA CUENCA DE SANTIAGO (CHILE). LECCIONES APRENDIDAS DESPUÉS DE DOS AÑOS DE OPERACIÓN**

La disponibilidad del agua se ha visto afectada negativamente debido al cambio climático (Sadoff & Muller, 2010) Chile enfrenta un escenario de sequía con un déficit de precipitaciones del 25% al 45% y aumentos en la temperatura media que van de 0,5°C a 1°C (Garreaud et al., 2017, 2020; Vuille et al., 2015). Además, el crecimiento demográfico y su consecuente desarrollo económico trae consigo un aumento de la demanda de este recurso. El gobierno de Chile ha anunciado diversas estrategias para afrontar la escasez hídrica, dentro de las cuales se encuentra el uso de la recarga gestionada de acuíferos (RGA). A pesar de lo mencionado, la documentación de esta tecnología en el país es escasa y, además, existen barreras normativas para su implementación (Rojas Calderón, 2019).

El objetivo de este trabajo se orienta a disminuir la incertidumbre en el uso de esta tecnología y, así, motivar el desarrollo de estos proyectos. Para lograrlo, se analiza un proyecto piloto de RGA realizado por la Sociedad de Canalistas del Maipo, el cual consistió en la construcción de dos sistemas de RGA en el campus Antumapu (La Pintana, Chile). Esta experiencia contó con un exhaustivo plan de monitoreo, y su operación se realizó durante los años 2016 y 2017.

Este estudio analiza la operación de las piscinas de infiltración, cuyo diseño consta de una planta de tratamiento primario (PT) y dos piscinas con operación cíclica. La experiencia registró datos, continuos y manuales, de niveles superficiales de piscinas y aforadores, a partir de los cuales se estimaron caudales en distintos puntos de la planta piloto, y de niveles subterráneos, con los cuales se monitoreó el comportamiento del agua frente a la presencia de una capa de arcilla. Los datos continuos fueron corregidos a partir de los datos manuales y representados gráficamente en series de tiempo; luego, fueron analizados por periodos acotados al funcionamiento de cada piscina de infiltración. Además, se contó con datos de turbiedad, que se analizaron minuciosamente debido a su influencia en la colmatación de las piscinas.

La experiencia logró infiltrar 780.000 m<sup>3</sup> de agua, con pérdidas por evaporación del 0,25%. Además, la PT tuvo una eficiencia de remoción del 50%, con turbiedades medias finales de 120 NTU. La capa de arcilla resultó no ser del todo restrictiva, con variaciones espaciales de sus propiedades hidráulicas, que implicó la formación de montículos de entre 4 m y 6 m de altura. Se identificaron errores sistemáticos importantes en las estimaciones de los caudales. Pese a contar con puntos a mejorar, se concluye que la experiencia analizada fue capaz de poner a prueba una metodología de operación y monitoreo de una planta piloto de RGA de manera exitosa. Por esta razón, se divulgan y ponen a disposición pública los datos utilizados en este estudio (Anexo D).

*Para la persona que me hace ser quien soy,*

*Mi hermano, Felipe*

## Agradecimientos

Primero que todo, quiero agradecer a quien me propuso este desafío, Amparo, por su gran apoyo, orientación, comprensión y paciencia durante los tropezones este proceso. A José Luis, ya que sin su enorme disposición este proyecto no se hubiera llevado a cabo, a la profesora Linda por la realización de las gestiones necesarias para posibilitar este estudio, y a Matías, por su constante apoyo y aliento en esta última etapa.

Para agradecer a quienes formaron parte de mi vida universitaria me gustaría contar una historia. Llegaba del extranjero sin conocer a nadie más que mi familia. Hice mi primera tarea con un grupo de mujeres que, desde ese día, me adoptaron a pesar de ser muy distinta a ellas. El día de hoy puedo decir que son mis amigas, les agradezco a Alondra, Catalina, Javiera y Josefa por siempre estar presentes y por acompañarme desde el inicio de esta aventura.

El semestre avanzaba y yo no podía dejar de lado una de mis mayores pasiones, el fútbol. Entré a la rama de Futbolito, lugar donde viví grandes alegrías y frustraciones, pero, sobre todo, lugar donde conocí a grandiosas personas. Le quiero agradecer a este equipo por haberme dado tantas lecciones, por acogerme y levantarme en cada caída, y por hacerme crecer como persona.

En mi tercer año decidí formar parte del Centro Deportivo de Ingeniería (CDI). En este lugar adquirí y descubrí habilidades que no sabía que tenía, cumplí objetivos que no pensé que pudiera lograr y concreté proyectos que perduran hasta el día de hoy. Le agradezco a quienes formaron parte de los CDI 2018 y 2019, y en especial a la Pauli, una gran amiga que dejó esta experiencia.

Vivo muy lejos de la U y perdí el contacto de quienes conocía cerca de mi casa. Un día camino a clases, un sujeto al verme estudiar me pregunta si soy estudiante de la facultad. Gracias a eso, hoy cuento con un vecino que apaña a todo. Guille, gracias por hacer los viajes de ida y vuelta a la U más cortos, por las conversaciones filosóficas y por incluirme siempre en tus pichangas.

Dentro de Geología conocí mi *partner* de carrera, ninguno tenía conocidos en la especialidad, así que hicimos grupo en todas las tareas, estudiamos para todos los controles, y se convirtió en una de más personas que más estimo en la U. Cesar, gracias por darme techo y comida antes de cada control, explicarme cada cosa que no entendía y calmarme cada vez que colapsaba.

Avanzaba en la carrera y llegaba el momento de realizar mi primera práctica. Quien había sido mi auxiliar publica una oferta en la cual quedo seleccionada. Tras finalizar la práctica, Antonio me invita a salir. Ese día comienza nuestro viaje juntos, lleno de una gran cantidad de desafíos. *Wei*, gracias por estar siempre a mi lado, por apoyarme y soportarme en esta etapa, por tus sabios consejos y, sobre todo, por el amor que me entregas cada día.

En toda esta historia hay quienes siempre estuvieron y siempre estarán para mí, mi familia. Gracias por soportarme con falta de sueño, por entender mi ausencia, por abrazarme y aconsejarme cada vez que lloré y por creer siempre en mí y de lo que soy capaz. Gracias, mamá y papá por estar siempre presentes.

## Tabla de Contenido

1.	Introducción.....	1
1.1.	Formulación del Estudio.....	1
1.2.	Ubicación de área de estudio.....	3
1.3.	Resumen del proyecto de recarga artificial.....	3
1.4.	Objetivos.....	4
1.4.1.	Objetivo General.....	4
1.4.2.	Objetivos Específicos.....	4
2.	Marco Teórico.....	5
2.1.	Recarga.....	5
2.2.	Concepto de recarga gestionada de acuíferos.....	5
2.3.	Sistemas de Recarga Gestionada de Acuíferos.....	7
2.4.	Técnicas de recarga gestionada de acuíferos.....	10
2.4.1.	Criterios de implementación y selección de técnica de RGA.....	11
2.5.	Recarga Gestionada Mediante Piscinas de Infiltración.....	14
2.5.1.	Tasas de Infiltración.....	16
2.5.2.	Efectos de la profundidad del agua en la infiltración.....	17
2.5.3.	Colmatación.....	19
2.5.4.	Montículos.....	20
2.5.5.	Calidad del agua.....	22
3.	Marco Geológico, Climatológico e Hidrogeológico.....	24
3.1.	Unidades morfoestructurales.....	24
3.1.1.	Litología de la Cordillera Principal.....	24
3.1.2.	Sedimentología de la Depresión Central.....	25
3.1.2.1.	Espesor del relleno sedimentario.....	27
3.1.2.2.	Estratigrafía.....	27
3.2.	Clima.....	28
3.1.	Marco Hidrogeológico Regional.....	30
3.1.1.	Hidrología.....	30
3.1.1.	Acuíferos de la Cuenca del Río Maipo.....	31
3.1.2.	Superficie piezométrica y direcciones de flujo.....	31
3.1.3.	Propiedades hidráulicas.....	33

3.1.4.	Hidroquímica.....	34
3.1.4.1.	Aguas subterráneas.....	34
3.1.4.2.	Aguas superficiales .....	35
4.	Caracterización Hidrogeológica de Área de Estudio.....	37
4.1.	Caracterización textural .....	37
4.1.1.	Superficial.....	37
4.1.2.	Estratigrafía .....	38
4.2.	Nivel de aguas subterráneas.....	40
4.3.	Propiedades hidráulicas .....	41
4.3.1.	Tasa de infiltración superficial .....	41
4.3.2.	Tasa de infiltración subsuperficial.....	42
4.3.3.	Curva característica del suelo-agua .....	42
4.4.	Caracterización hidroquímica .....	43
4.5.	Modelo hidrogeológico conceptual simplificado.....	45
5.	Marco legal.....	48
6.	Descripción del Proyecto: Planta Piloto de Recarga Gestionada de Acuíferos.....	51
6.1.	Diseño de la planta piloto .....	51
6.2.	Descripción de Sistema de Monitoreo .....	52
6.1.	Calendario de operación de la planta piloto de RGA .....	54
7.	Metodología.....	56
7.1.	Corrección de los datos continuos de nivel.....	56
7.1.1.	Localización de datos sincrónicos .....	56
7.1.2.	Identificación de grupos .....	57
7.1.3.	Valor de corrección .....	57
7.1.4.	Control de calidad.....	57
7.1.	Obtención de caudales .....	59
7.1.1.	Canaleta Parshall .....	59
7.1.2.	Vertederos triangulares.....	59
7.2.	Control y aseguramiento de calidad de los datos hidroquímicos.....	62
8.	Resultados.....	63
8.1.	Registro de niveles.....	63
8.1.1.	Niveles de las Piscinas de Sedimentación .....	63

8.1.2.	Niveles de las Piscinas de Infiltración.....	65
8.1.3.	Niveles Piezométricos de los Pozos de Observación .....	65
8.2.	Caudales.....	67
8.2.1.	Caudales Entrantes a la Planta de Tratamiento .....	67
8.2.2.	Caudales Entrantes a las Piscinas de infiltración.....	67
8.3.	Hidrogeoquímica.....	69
8.3.1.	Campanías de Muestreo.....	69
8.4.	Factores Externos.....	75
8.4.1.	Precipitación .....	75
8.4.2.	Evapotranspiración .....	75
8.1.	Resultados Integrados .....	76
9.	Discusión .....	79
9.1.	Análisis por periodos .....	79
9.1.1.	Operación de la Piscina de Infiltración 1 durante el 2016.....	79
9.1.2.	Operación de la Piscina de Infiltración 2 durante el 2016.....	84
9.1.3.	Operación de la Planta de Tratamiento (L2PD a L5PD) .....	88
9.1.4.	Operación de la Piscina de Infiltración 1 durante el 2017.....	91
9.2.	Análisis de desempeño.....	94
9.3.	Situación de la recarga gestionada en Chile .....	98
10.	Conclusiones.....	101
11.	Bibliografía.....	105
ANEXOS .....		117
Anexo A. Datos para la clasificación textural del suelo superficial. ....		118
Anexo B. Pozos de observación .....		119
Anexo C. Gráficos de dispersión que compara datos originales con corregidos. ....		123
Anexo D. Datos resultantes del monitoreo de la experiencia piloto [Formato Digital]		

## Índice de Figuras

Figura 1. Ubicación de la Planta Piloto de Recarga Artificial. Fuente: Elaboración propia. ....	3
Figura 2. Sección transversal que muestra los distintos procesos que se llevan a cabo durante la recarga. Fuente: Traducido de Healy, 2010.....	6
Figura 3. Ejemplos de sistemas de recarga gestionada. Fuente: Elaboración propia. ....	8
Figura 4. Esquemas de Técnicas de RGA. Fuente: Traducido de Alam et al., 2021. ....	10
Figura 5. Criterios para la implementación de un proyecto de recarga gestionada de acuíferos. Fuente: Traducido de Alam et al., 2021. ....	13
Figura 6. Sección que muestra la geometría y variables para el modelo de infiltración de flujo de pistón Green y Ampt. Fuente: Traducido de Bouwer, 2002.....	17
Figura 7. Secciones que muestran los efectos de la profundidad del agua en la infiltración. Caso con conexión hidráulica con un nivel freático poco profundo (a), muy profundo (b) y sin conexión hidráulica (c). Fuente: Bouwer, 2002 .....	18
Figura 8. Diagramas conceptuales de los distintos casos de formación de montículos en una piscina de infiltración. Fuente: Traducido de Maliva, 2020.....	20
Figura 9. Sección que muestra la geometría y variables del montículo de agua subterránea debajo del área de infiltración redonda de radio R. Fuente: Bouwer, 2002.....	22
Figura 10. Marco geológico de la zona de estudio. (a) Macroestructuras de Chile Central. (b) Litologías de la subcuenca Río Maipo Alto. (c) Depósitos no consolidados de la cuenca de Santiago. Fuente: Elaboración propia a partir de Fock, 2005; Proyecto Geoparque, 2019; Urtubia, 2015 .....	26
Figura 11. (a) Espesor y (b) estratigrafía del relleno sedimentario de la cuenca de Santiago. Fuente: Modificado de Ayala & Cabrera, 2000 y F. González et al., 2018. ....	28
Figura 12. Impactos de la Megasequía de Chile Central. Fuente: Traducido de Garreaud et al., 2017 .....	29
Figura 13. Gráfico del contexto climático del área de estudio. Datos de la Estación Quinta Normal (DMC: 330020). Fuente: Elaboración propia.....	30
Figura 14. Contexto hidrológico del área de estudio. (a)División administrativa de cuencas y SHAC del sistema Maipo-Mapocho. (b) Canales de riego. Fuente: Elaboración propia. ....	32
Figura 15. Profundidades de agua subterránea del acuífero del Río Maipo. Fuente: Modificado de M. Muñoz et al., 2015.....	33



Figura 16. Distribución de permeabilidades en profundidad del relleno de la cuenca del río Maipo. Fuente: Modificado de Urtubia, 2015. ....	34
Figura 17. Índice de Calidad General de la Región Metropolitana de Santiago. Fuente: DGA, 2016. ....	36
Figura 18. Estudios previos realizados por la SCM en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia. ....	37
Figura 19. Granulometría y clasificación textural del suelo. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014. ....	38
Figura 20. Caracterización textural de la zona no saturada. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014. ....	39
Figura 21. Caracterización del estrato de arcilla en el área de estudio. Fuente: (Ramírez et al., 2014).....	40
Figura 22. Niveles estáticos de los pozos cercanos al área de estudio. Fuente: Elaboración propia .....	41
Figura 23. Obtención de parámetros de las SWCC a partir de Van Genuchten (1980). Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014 .....	43
Figura 24. Diagrama de Piper de las muestras de agua superficial y subterránea (DGA). Fuente: Ramírez et al., 2014. ....	44
Figura 25. Puntos de muestreo de la campaña del 2012 para la determinación de calidad de aguas. Fuente: Elaboración propia.....	45
Figura 26. Modelo conceptual simplificado del área de estudio. Fuente: Elaboración propia.....	46
Figura 27. Interacción entre las distintas herramientas regulatorias de la RGA en Chile. Fuente: Elaboración propia.....	50
Figura 28. Esquema del funcionamiento de la planta piloto de RGA. Fuente: Elaboración propia. ....	51
Figura 29. Calendario de operación de la planta piloto de RGA. Fuente: Elaboración propia. ....	54
Figura 30. Sistema de monitoreo de la planta piloto de recarga gestionada. Fuente: Elaboración propia.....	55
Figura 31. Pasos realizados para corregir los datos registrados por los transductores de presión. Elaboración propia.....	58

Figura 32. Datos para el cálculo de caudal a través de una canaleta Parshall. Fuente: Elaboración propia a partir de (Azevedo Netto et al., 1998). .....	60
Figura 33. Parámetros de diseño de un vertedero triangular de pared delgada. Fuente: Modificado de Shen, 1981. ....	60
Figura 34. Valores empíricos requeridos para obtener el caudal con un vertedero triangular. Fuente: Modificado de Shen, 1981.....	61
Figura 35. Coeficiente de descarga $C_e$ en función de $h/P$ y $P/B$ ( $\theta=90^\circ$ ). Fuente: Traducido de Shen, 1981. ....	61
Figura 36. Curva final para el cálculo de caudales de un vertedero triangular de $90^\circ$ . Fuente: Elaboración propia.....	62
Figura 37. Niveles corregidos de las piscinas de sedimentación de la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.....	64
Figura 38. Niveles corregidos de las piscinas de infiltración. Fuente: Elaboración propia. ....	64
Figura 39. Niveles piezométricos corregidos obtenidos de los pozos de observación. Fuente: Elaboración propia.....	66
Figura 40. Promedios diarios de los caudales entrantes a la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.....	68
Figura 41. Promedios diarios de los caudales de entrada a cada piscina de infiltración. Fuente: Elaboración propia.....	68
Figura 42. Diagramas de caja de los parámetros fisicoquímicos según cada periodo de funcionamiento. Fuente: Elaboración propia.....	71
Figura 43. Series de tiempo de los promedios diarios de los parámetros fisicoquímicos. Fuente: Elaboración propia.....	72
Figura 44. Diagrama de Piper de las muestras obtenidas. Fuente: Elaboración propia. ....	74
Figura 45. Ubicación de las estaciones utilizadas para la creación de las series de tiempo. Fuente: Elaboración propia.....	75
Figura 46. Ajuste lineal realizado para la estimación de la EVT total diaria en la estación INIA. Fuente: Elaboración propia.....	76
Figura 47. Series de tiempo de los factores externos que pueden influir en la planta piloto. Fuente: Elaboración propia.....	77

Figura 48. Series de tiempo corregidas y unificadas. Fuente: Elaboración propia. ....	78
Figura 49. Estratigrafía detallada de los pozos de observación construidos en el área de estudio. Fuente: Elaboración propia a partir de Ramírez et al., 2014. ....	81
Figura 50. Información integrada del periodo 1. Fuente: Elaboración propia. ....	83
Figura 51. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 1, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocatoma y la final a la medida en la PI1. Fuente: Elaboración propia. ....	84
Figura 52. Información integrada del periodo 2. Fuente: Elaboración propia. ....	85
Figura 53. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 2, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocatoma y la final a la medida en la PI2. Fuente: Elaboración propia. ....	87
Figura 54. Información integrada del periodo 3. Fuente: Elaboración propia. ....	90
Figura 55. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 3, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocatoma y la final a la medida en la PA. Fuente: Elaboración propia. ....	91
Figura 56. Información integrada del periodo 4. Fuente: Elaboración propia. ....	93
Figura 57. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 4, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la L1PD1 y la final a la medida en la PI1. Fuente: Elaboración propia. ....	94
Figura 58. Esquema de lo ocurrido en cada uno de los periodos de operación de la planta piloto de recarga gestionada de acuíferos. Fuente: Elaboración propia. ....	96
Figura 59. Valores de turbiedad relevantes para evaluar el desempeño de la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia. ....	97
Figura 60. Rangos de costos nivelados según técnica de gestión hídrica, los cuales consideran costos de inversión, operación y mantenimiento. Fuente: Elaboración propia a partir de Dillon et al., 2009; Ross & Hasnain, 2018. ....	99

## Índice de tablas

Tabla 1. Clasificación unificada de los sistemas de recarga gestionada. Fuente: Elaborado en base a Bouwer, 1999, 2002; Murillo et al., 1999; Todd & Mays, 2005. ....	9
---	---

Tabla 2. Descripción de las distintas técnicas de recarga gestionada. (Alam et al., 2021) .....	12
Tabla 3. Desempeño de las técnicas RGA más comunes según su capacidad de almacenamiento o tratamiento: baja (*), media (**) y alta (***) (Alam et al., 2021). .....	13
Tabla 4. Resultados de las pruebas de infiltración a través del método de doble anillo. Fuente: Ramírez et al., 2014.....	41
Tabla 5. Resultados de las pruebas de infiltración indirecta realizadas en los pozos de observación. Fuente: Ramírez et al., 2014.....	42
Tabla 6. Estadística básica de los parámetros fisicoquímicos de las estaciones DGA (2010-2012). Fuente: Ramírez et al., 2014.....	44
Tabla 7. Comparación de calidad de aguas para parámetros de Norma DS N° 46/02. Fuente: Ramírez et al., 2014.....	47
Tabla 8. Características de los pozos de observación. Fuente: Ramírez et al., 2014 .....	53
Tabla 9. Identificación de los transductores de presión según profundidad de habilitación. ....	65
Tabla 10. Error de balance iónico de cada una de las muestras tomadas en 2016. (*) Muestra descartada. ....	70
Tabla 11. Disponibilidad de datos de precipitación según estación. ....	75
Tabla 12. Resultados de las campañas de muestreo hidroquímico y su comparación con la Norma N° DS. 46/02. ....	73
Tabla 13. Resultados relevantes del periodo 1. ....	79
Tabla 14. Resultados relevantes del periodo 2. ....	84
Tabla 15. Comparación de los análisis hidroquímicos obtenidos con la campaña de caracterización realizada el año 2012.....	87
Tabla 16. Resultados relevantes periodo 4. ....	91
Tabla 17. Valores obtenidos por periodo.....	94
Tabla 18. Estadísticas de la turbiedad final resultante por periodo de operación. Fuente: Elaboración propia.....	97

# 1. Introducción

## 1.1. Formulación del Estudio

A pesar de que el agua es el líquido más abundante en la Tierra y es la base de toda forma de vida, sólo una pequeña parte está disponible para el consumo humano. Aproximadamente, el 97% del agua es salada y pertenece a los océanos; así, el 3% restante es conformado por agua dulce. Dos tercios de esta agua dulce se encuentra en forma de hielo, dejando únicamente el tercio restante disponible para el consumo. Dentro de esta porción, menos del 2% es agua superficial y el 98% restante es agua subterránea (Bouwer, 2002; Shiklomanov, 1998).

Adicionalmente, estudios recientes indican que, a nivel mundial los acuíferos están conformados por cerca de un 5% por aguas jóvenes, es decir, aguas cuya edad es menor a los 100 años (Gleeson et al., 2016). Este tipo de recurso se renueva con mayor rapidez y es menos vulnerable a la contaminación que las llamadas aguas no-renovables, denominadas así debido a que superan la escala de tiempo humana (Margat et al., 2006), haciéndolas más vulnerables a la sobreexplotación. Gran parte de los acuíferos del norte de Chile se conforma de aguas no-renovables, característica común de las zonas áridas (Houston & Hart, 2004), mientras que las zonas húmedas poseen acuíferos con aguas más jóvenes (Gleeson et al., 2016).

Algunos factores naturales también afectan la disponibilidad de recursos hídricos. Según el Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático (IPCC), los efectos anticipados del cambio climático se manifestarán a través del agua, y estos serán más negativos que positivos (Sadoff & Muller, 2010). En el 2010 se proyectaba en Chile un aumento de hasta 4°C de la temperatura promedio y una disminución del 15% en sus precipitaciones para fines del siglo 21 (Sadoff & Muller, 2010). En la actualidad, ya se registran déficits de precipitaciones del 25% al 45% (Megasequía de Chile Central; Garreaud et al., 2017, 2020) y anomalías cálidas que van de 0,5 a 1,0°C (Garreaud et al., 2017, 2020; Vuille et al., 2015). Estos eventos han resultado en la disminución de los volúmenes de agua encontrados en glaciales, ríos, aguas subterráneas y represas (Barcaza et al., 2017; Garreaud et al., 2017, 2020) .

Otros factores agravantes que afectan la disponibilidad de agua es el crecimiento poblacional y su consecuente desarrollo económico. El constante crecimiento demográfico conlleva un aumento en la demanda de agua y alimentos, lo cual resulta, entre otras cosas, en la expansión de la agricultura, actividad económica que, debido al escenario climático depende cada vez más de la extracción de aguas subterráneas, situación que se agrava en zonas semiáridas (Bierkens & Wada, 2019; A. A. Muñoz et al., 2020; Perrone & Jasechko, 2017). El aumento en el uso de este recurso trae consigo problemas administrativos, legales y ambientales, como son la generación de subsidencias, el deterioro de acuíferos y su calidad de aguas, la disminución de caudales y el daño a ecosistemas (Bierkens & Wada, 2019; Custodio et al., 2016; Massuel & Riaux, 2017; Peña-Guerrero et al., 2020; Perrone & Jasechko, 2017).

Debido al escenario presentado, en donde participan y se ven afectados distintos actores tales como ciudadanos, pequeños agricultores y grandes empresarios, es necesario mejorar la gestión

del agua, con el objetivo de alcanzar la seguridad hídrica<sup>1</sup>. La Asociación Mundial del Agua (GWP) asegura que para realizar dichos cambios se deben realizar tres grandes inversiones (Las 3 I), en información, institución e infraestructura. Información mejor y más accesible, Instituciones más fuertes y adaptables, e Infraestructura natural y artificial para el almacenamiento, transporte y tratamiento del agua (Sadoff & Muller, 2010).

Los debates acerca del almacenamiento tienden a limitarse a las represas a gran escala (Dillon et al., 2019); sin embargo, existe una gran variedad de opciones. Entre estas están las naturales, como los acuíferos, humedales y lagos; y las artificiales a distintas escalas, que van desde la recolección doméstica de agua lluvia, hasta la construcción de grandes embalses y la recarga gestionada de acuíferos (Sadoff & Muller, 2010).

La recarga gestionada de acuíferos (MAR debido a sus siglas en inglés: *Managed aquifer recharge*) permite el almacenamiento subterráneo de agua con efectos económicos y pérdidas por evaporación prácticamente nulas. Existe una gran variedad de métodos para la recarga gestionada: se puede realizar a través de estructuras en el lecho fluvial, piscinas o zanjas de infiltración, pozos de inyección, entre otros. Así, esta técnica cuenta con gran versatilidad, ya que sus métodos son adaptables a la hidrología e hidrogeología local y, por lo general, depende del tipo de acuífero, topografía, el uso del suelo, la calidad del agua subterránea ambiental y los usos previstos del agua (Bouwer, 2002; Dillon et al., 2019; Maliva, 2020).

Chile, no ajeno a la realidad mundial, ha anunciado diversas medidas y estrategias para afrontar la escasez hídrica. En estos documentos se habla del impulso y desarrollo de nuevas tecnologías dentro de las cuales se encuentra la recarga gestionada de acuíferos (G. R. de Coquimbo, 2015; Ministerio del Interior y Seguridad Pública, 2015; MOP, 2013). A pesar de lo mencionado, dentro del país hay una escasa documentación de la experiencia en esta materia (Rojas Calderón, 2019), razón por la cual se impulsa este estudio.

La documentación y posterior divulgación de estas experiencias es de vital importancia para el completo entendimiento de estos sistemas, cuantificación de impactos y posterior implementación masiva (Dillon et al., 2019). De hecho, estudios aseguran que parte de la poca utilización de este mecanismo se debe a la falta de acceso a la información, lo cual resulta en que los tomadores de decisiones adopten estrategias mucho más costosas, pero consideradas más “seguras” (Sheehan, 2009; Stefan & Ansems, 2018). La difusión de resultados de proyectos exitosos respaldada de una evidencia científica sólida permitirá que haya una mayor confianza en los nuevos proyectos de recarga gestionada, que estos sean sostenibles y seguros y una adopción a mayor escala (Dillon et al., 2019; Stefan & Ansems, 2018).

---

<sup>1</sup> La seguridad hídrica se define como “la provisión confiable de una cantidad y calidad de agua aceptable para la salud, la producción de bienes y servicios y los medios de subsistencia, junto con un nivel aceptable de riesgos relacionados con el agua” (Grey & Sadoff, 2007).

La experiencia que se analiza en el presente estudio corresponde al proyecto desarrollado por la Sociedad de Canalistas del Maipo (SCM), que consistió en la construcción de una planta piloto de recarga gestionada en el acuífero de Santiago (Región Metropolitana), con el objetivo de evaluar el potencial de recarga artificial en el sector y establecer los requerimientos operacionales para el desarrollo de proyectos a mayor escala (Ramírez et al., 2014; VAI, 2017).

## 1.2. Ubicación de área de estudio

La planta piloto de recarga gestionada de acuíferos construida por la SCM, abarca un área de 0,15 km<sup>2</sup> aproximadamente y se ubica en las dependencias del campus Antumapu de la Universidad de Chile, comuna de La Pintana, Región Metropolitana (Figura 1).

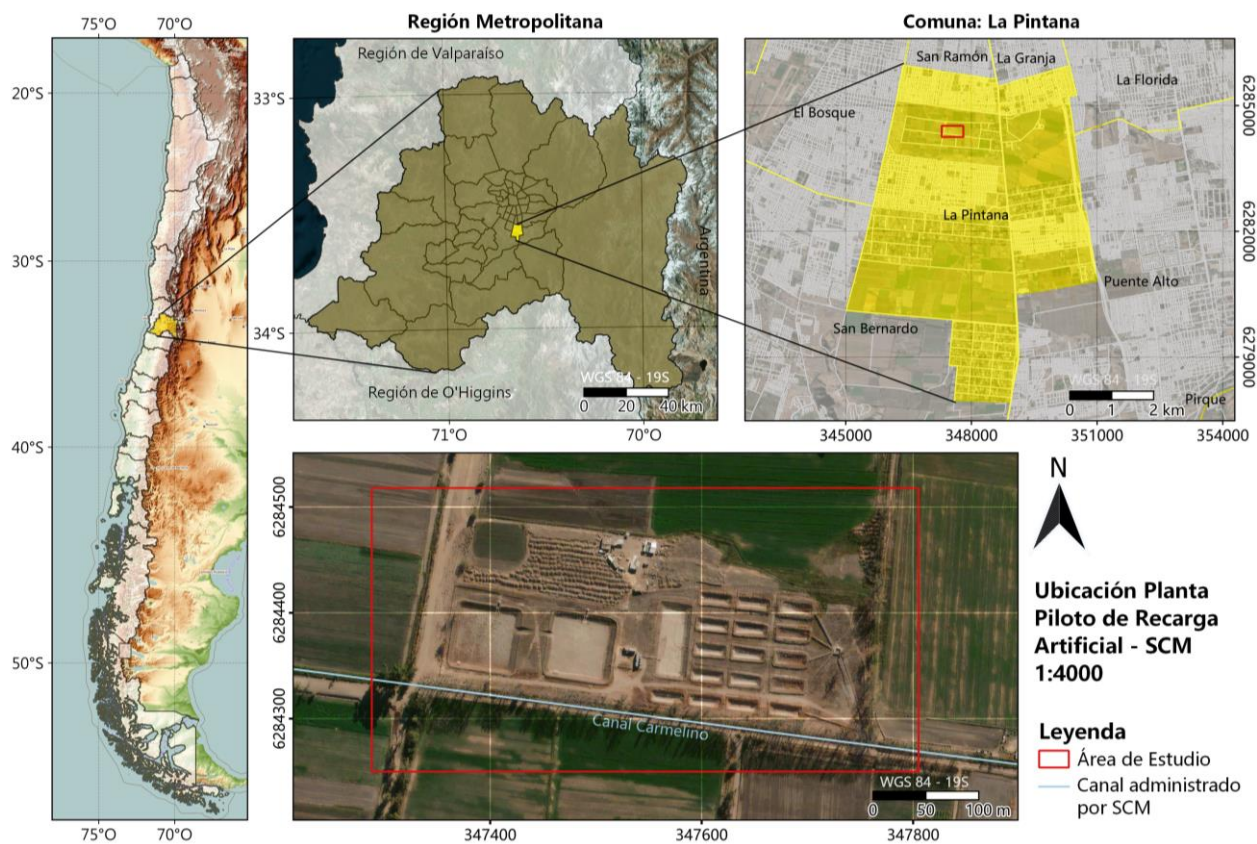


Figura 1. Ubicación de la Planta Piloto de Recarga Artificial. Fuente: Elaboración propia.

## 1.3. Resumen del proyecto de recarga artificial

La planta piloto de recarga artificial contempló el estudio de dos sistemas de recarga, las piscinas de infiltración y pozos de inyección en zona vadosa. Tras su construcción, se realizaron pruebas experimentales de recarga a finales del 2014; sin embargo, su operación continua comenzó el 2 de marzo del 2016 (SCM, 2018) y los últimos registros con los cuales se cuentan datan de diciembre del 2017. Cabe destacar que los pozos de inyección construidos no pudieron ser operados de forma continua debido a factores administrativos, por lo que la experiencia analizada en este documento corresponde a la operación de las piscinas de infiltración.

El proyecto contó con una gran cantidad de estudios previos (Garcés et al., 2016; Ramírez et al., 2014; VAI, 2017), en donde, además de reunir y presentar información bibliográfica de la hidrogeología e hidrogeoquímica del área de estudio, se caracterizó la estratigrafía local en detalle, estimaron parámetros hidráulicos, se describieron niveles freáticos y direcciones de flujo, se estimaron flujos esperados en la zona saturada y no saturada, y se caracterizaron hidroquímicamente las aguas superficiales y subterráneas.

El agua utilizada por la planta piloto era captada a partir del canal de riego Carmelino, que atraviesa el campus Antumapu y es administrado por la SCM. Este contaba con un caudal que fluctuaba entre los 80 L/s y 120 L/s, siendo su fuente de agua el río Maipo. El agua era primero dirigida a una planta de tratamiento primario, lugar donde se eliminaban sólidos en suspensión mediante sedimentación. Luego, el agua era llevada a cada uno de los sistemas de infiltración mencionados anteriormente, piscinas de infiltración y pozos de inyección, para realizar la recarga gestionada. Cada uno de los sistemas contaba con sistemas de emergencia en caso de rebose (VAI, 2017).

El plan de monitoreo contempló la medición continua de flujos de entrada y salida de los sistemas, medición continua de niveles en distintos pozos de observación, y un análisis hidrogeoquímico periódico, con el objetivo de controlar el desempeño de la planta piloto y medir la respuesta del acuífero (VAI, 2017).

Una descripción más detallada del diseño, funcionamiento y plan de monitoreo se encuentra en el capítulo 6.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

El objetivo general de este estudio consiste en analizar el desempeño de las piscinas de infiltración pertenecientes a la planta piloto de recarga gestionada sobre el acuífero subyacente durante los años 2016 y 2017, de manera que esta experiencia pueda ser utilizada por diversos actores locales y motive el desarrollo de proyectos futuros.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

1. Describir cuantitativamente las distintas componentes de la experiencia de recarga gestionada, como lo son los caudales de ingreso y los volúmenes infiltrados.
2. Analizar variables críticas del sistema de recarga gestionada como los son la colmatación, la formación de montículos y las tasas de infiltración.
3. Describir la hidrogeoquímica de las aguas a través de su paso por las distintas etapas del proceso de recarga.
4. Establecer factores a mejorar, considerando tanto el funcionamiento de la planta como su plan de monitoreo.



## 2. Marco Teórico

### 2.1. Recarga

A grandes rasgos, la recarga se define como el flujo descendente de agua que llega al nivel freático y se suma al almacenamiento de agua subterránea (Lerner et al., 1990). La recarga se expresa comúnmente como un volumen [ $L^3$ ] y las tasas de recarga como una tasa de flujo [ $L^3/T$ ] en una porción específica del acuífero o una tasa de flujo por unidad de superficie [ $L/T$ ] (Healy, 2010).

Un proceso mediante el cual el agua entra al subsuelo es la infiltración; sin embargo, no toda el agua que se infiltra llega al acuífero. El agua puede regresar a la atmósfera por evapotranspiración, verse obstaculizada por horizontes de baja conductividad hidráulica, aflorar en depresiones locales o permanecer almacenada en la zona no saturada. Por lo tanto, se debe hacer una distinción clara entre la recarga potencial, definida por primera vez por Rushton (1988) como la cantidad potencial de agua disponible para recargar desde la zona del suelo, y la recarga real, que es el agua que efectivamente llega al acuífero (Lerner et al., 1990; Simmers, 1997).

La recarga ocurre a través de mecanismos difusos, también llamados directos, (Lerner et al., 1990; Simmers, 1997) y focalizados (Figura 2). La recarga difusa o directa se lleva a cabo en grandes áreas en respuesta a la precipitación que se infiltra y percola a través de la zona no saturada hasta alcanzar el nivel freático. La recarga focalizada es ocasionada producto del movimiento de agua desde cuerpos de agua superficiales, como ríos, canales o lagos, hacia un acuífero subyacente (Simmers, 1997).

La interacción del clima, geología, morfología, suelo y vegetación determina el mecanismo de recarga. En general, la recarga difusa domina en ambientes húmedos, y está controlada por la precipitación, la capacidad de infiltración del suelo y la capacidad de almacenamiento y transporte del subsuelo. En zonas (semi) áridas aumenta la importancia de la recarga focalizada ya que la evapotranspiración potencial suele exceder la precipitación, por lo que la recarga de agua subterránea depende, particularmente, de eventos de lluvia de alta concentración, de la acumulación de agua de lluvia en depresiones y arroyos, y de la capacidad del agua de lluvia para escapar de la evapotranspiración por rápida percolación a través de grietas, fisuras o canales (de Vries & Simmers, 2002; Healy, 2010; Lerner et al., 1990).

### 2.2. Concepto de recarga gestionada de acuíferos

El concepto de recarga artificial ha ido evolucionando desde su aparición con Todd (1959) quien definió la recarga artificial como "la práctica de aumentar por medios artificiales la cantidad de agua que ingresa a un depósito de agua subterránea". Morel-Seytoux (1985) definió la "recarga gestionada" (*Managed recharge*) como "cualquier proceso que facilite la transformación del agua superficial en agua subterránea". Posteriormente, Dillon (2005) introdujo el término "gestión de la recarga de acuíferos" (*Management of aquifer recharge*) para describir el "almacenamiento y tratamiento intencional de las aguas en los acuíferos". Finalmente, este término fue reemplazado

por "recarga de acuíferos gestionada (RAG)", MAR por sus siglas en inglés (*Managed Aquifer Recharge*). La RAG se ha definido, alternativamente, como "la recarga intencionada de agua a los acuíferos para su posterior recuperación o beneficios ambientales" (Dillon, 2009; Parsons et al., 2012).

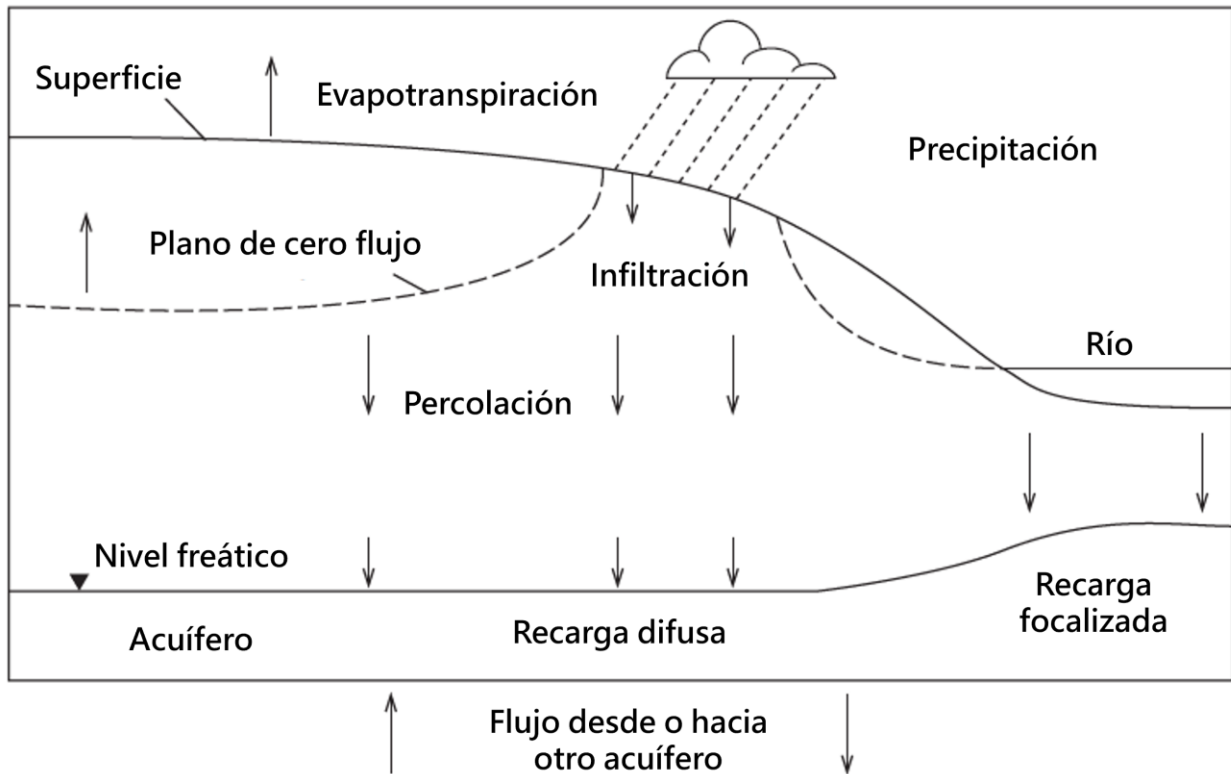


Figura 2. Sección transversal que muestra los distintos procesos que se llevan a cabo durante la recarga. Fuente: Traducido de Healy, 2010.

Las actividades humanas también pueden aumentar la recarga de aguas subterráneas de maneras no planificadas, no intencionales y no gestionadas. Por ejemplo, diversos estudios en Chile han demostrado que los canales de riego no revestidos aportan en gran medida a la recarga de acuíferos en cuencas de Chile Central (Arumí et al., 2009; Taucare et al., 2020, 2021). Para realizar una distinción, se recomienda la utilización del término "recarga antropogénica de acuíferos" (*Anthropogenic Aquifer Recharge*; AAR, por sus siglas en inglés) para describir, de manera amplia, el aumento en la recarga de aguas subterráneas causado por actividades humanas. La MAR incluye métodos destinados a incrementar el volumen de agua almacenada, el aspecto clave que lo diferencia de la AAR es la intencionalidad y la existencia de cierto control sobre el proceso de recarga (Maliva, 2020).

Los propósitos de los proyectos de recarga gestionada son variados, e incluyen los siguientes aspectos (Murillo et al., 1999; Todd & Mays, 2005):

- Mantener o aumentar el agua subterránea como un recurso económico.
- Mantener las condiciones hídricas de sistemas ecológicos o medioambientales.
- Lograr una operación coordinada de las reservas de agua superficial y subterránea.

- Combatir condiciones adversas, como el descenso progresivo de los niveles de agua subterránea, balances salinos no favorables o intrusiones salinas.
- Proveer de almacenamiento subsuperficial a aguas superficiales locales o importadas.
- Reducir o detener la subsidencia.
- Proveer un sistema de distribución de agua subsuperficial localizada para pozos cercanos establecidos.
- Proveer tratamiento y almacenamiento de aguas residuales para su reúso subsecuente.
- Conservar o extraer energía en forma de agua caliente o fría.
- Realizar tratamiento por dilución de constituyentes químicos en determinados acuíferos.

Así, en la mayoría de las situaciones, los proyectos de recarga gestionada no solo sirven como mecanismos de conservación de agua, sino que también permiten reducir problemas asociados a la sobreexplotación (Todd & Mays, 2005).

A lo largo de este documento se utilizará el término “Recarga de acuíferos gestionada” (RAG), para referirse a la recarga antropogénica, intencional y controlada de acuíferos, evitando el uso coloquial del término “Recarga artificial de acuíferos” (RAA) que suele usarse como sinónimo de este último en distintos documentos (Amphos 21, 2014; G. R. de Coquimbo, 2015; Ministerio del Interior y Seguridad Pública, 2015; MOP, 2013).

### **2.3. Sistemas de Recarga Gestionada de Acuíferos**

Los sistemas de RGA corresponden a los distintos dispositivos y estructuras construidos para facilitar la infiltración de aguas, inducir la recarga de acuíferos o recargar directamente acuíferos de manera intencional y controlada.

Existen una gran variedad de dispositivos de RGA. Algunos autores establecen dos grandes grupos: superficiales y profundos (Bouwer, 1999; Murillo et al., 1999); otros prefieren dividirlos en cuatro categorías, en función de la zona donde se efectúa la infiltración: superficial, en zona vadosa, en zona saturada y combinado (Bouwer, 2002); o simplemente enumeran los distintos sistemas de recarga (Todd & Mays, 2005).

Los métodos de recarga superficial buscan aumentar el contacto agua-terreno en términos temporales y espaciales. Se emplean fundamentalmente en acuíferos libres, con suelos superficiales permeables, de manera de permitir una rápida llegada de agua al acuífero (Murillo et al., 1999). Estos se pueden construir dentro o fuera del cauce. Los sistemas dentro del cauce consisten en presas a lo largo del lecho del río para hacer retroceder el agua, esparcirla por todo el ancho del lecho del río y así aumentar la infiltración de agua (Figura 3). En estos sistemas el nivel freático debe estar muy por debajo del nivel del río para que el agua infiltre hacia el acuífero; además, el canal debe limpiarse periódicamente para eliminar el sedimento fino acumulado que restringe la infiltración de agua (Bouwer, 1999). Los sistemas fuera del canal consisten en la construcción de estructuras para la infiltración, como piscinas, pozos de grava, campos irrigados por inundación, tuberías perforadas o cualquier otra instalación donde el agua se coloca o esparce

en el suelo para su infiltración y posterior traslado a las aguas subterráneas subyacentes (Figura 3) (Bouwer, 2002).

Los métodos de recarga en profundidad se pueden diferenciar entre aquellos que inyectan agua en la zona no saturada de los que lo hacen directamente al acuífero (Bouwer, 2002). La recarga a través de la zona no saturada se puede lograr con sistemas de infiltración vertical, como zanjas o pozos en la zona vadosa (Figura 3). Su principal ventaja es que son relativamente económicos, pero una vez que se obstruyen, no se pueden bombear para lavar a contracorriente, ni reconstruir o limpiar para restaurar las tasas de infiltración. Cuando no se dispone de suelos permeables, o no hay suficiente superficie para la infiltración superficial o los acuíferos son profundos y/o confinados, se utiliza la recarga directa a través de pozos de inyección (Figura 3).

También existe la posibilidad de combinar estos sistemas. Si se encuentran suelos permeables en zonas más superficiales del suelo, el agua puede moverse directamente a través de este. Sin embargo, si se encuentra con capas más profundas de textura fina, el movimiento descendente del agua se restringe significativamente formando montículos muy elevados. En este caso, la infiltración superficial aún se puede usar si se instalan sistemas de infiltración vertical a través de la capa restrictiva. La ventaja de estos sistemas es que el agua ha sido filtrada a través del suelo, por lo que su potencial de obstrucción se reduce significativamente (Bouwer, 2002).

Con el fin de presentar de manera resumida los sistemas de recarga gestionada existentes, la Tabla 1 muestra una clasificación unificada de los sistemas que más se reiteran en base a la literatura revisada.

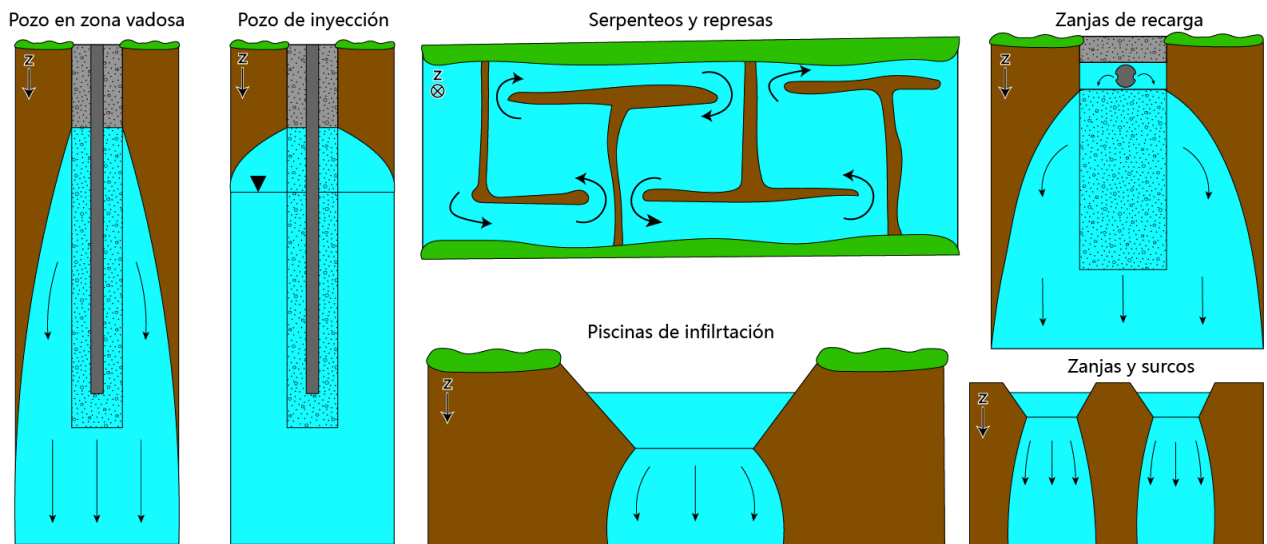


Figura 3. Ejemplos de sistemas de recarga gestionada. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 1. Clasificación unificada de los sistemas de recarga gestionada. Fuente: Elaborado en base a Bouwer, 1999, 2002; Murillo et al., 1999; Todd & Mays, 2005.

<b>Clasificación de los sistemas de recarga gestionada</b>			
Superficiales	En cauces	Serpenteos y represas	En ríos de bajas pendientes se construyen diques de 1m de altura en forma de T o L que obligan al agua a recorrer caminos tortuosos.
		Escarificación	Consiste en retrabajar el lecho del río, arando y removiendo horizontes superficiales con el fin de eliminar finos y mejorar la infiltración.
	Fuera de Cauces	Piscinas de infiltración	Son dispositivos alargados, poco profundos, y de gran superficie. La infiltración se produce predominantemente por el fondo.
		Zanjas y surcos	En áreas con topografía irregular, las zanjas o surcos poco profundos, de fondo plano, y poco espaciados, proporcionan un área máxima de contacto con el agua, para recargar el agua del arroyo o canal de origen. Esta técnica requiere menos preparación del suelo que las piscinas de infiltración y es menos sensible a la sedimentación.
		Canales	Son dispositivos poco profundos que siguen la topografía del terreno. La infiltración se produce tanto por el fondo como por los flancos.
Método de inundación	Se aplica en topografías planas, y se basa en extender agua por la superficie del terreno. Cuenta con una preparación del terreno menos costosa que otros métodos.		
En profundidad	Zona no saturada	Zanjas de recarga	Excavaciones de aproximadamente 1 m de ancho y hasta aproximadamente 5 m de profundidad; se rellenan con arena gruesa o grava fina; el agua se aplica a través de una tubería perforada en la superficie del relleno y la zanja se cubre para mezclarse con el entorno.
		Fosas	Son semejantes a las piscinas, pero la superficie lateral es importante. Domina la infiltración por los flancos.
		Pozos secos	Normalmente tienen aproximadamente 1 m de diámetro y hasta 60 m de profundidad; se rellenan con arena gruesa o grava fina, y el agua se aplica, normalmente, a través de una tubería perforada o con malla en el centro. Se debe evitar la caída libre de agua en esta tubería, para evitar el arrastre de aire y la formación de burbujas de aire atrapado en el relleno y el suelo alrededor del pozo en la zona vadosa.
	Zona Saturada	Pozos de Inyección	Mediante la construcción de pozos profundos se inyecta agua en el acuífero.

## 2.4. Técnicas de recarga gestionada de acuíferos

Las técnicas de RGA se componen de una fuente de agua, un sistema de recarga y un lugar de infiltración y extracción establecidos, destinados en su conjunto al cumplimiento de un objetivo determinado. Gran cantidad de técnicas de RGA están desarrolladas para el aumento del volumen de agua dulce almacenada en un acuífero o para reducir la tasa de disminución en el almacenamiento causada por el bombeo excesivo de agua subterránea. La segunda categoría amplia de técnicas de RGA tiene un objetivo principal de tratamiento de agua. Se aprovechan diversos procesos de atenuación de contaminantes naturales para mejorar la calidad del agua recargada. Algunos sistemas de RGA tienen objetivos duales de almacenamiento y tratamiento (Maliva, 2020). Alam et al., 2021 presenta un resumen de las distintas técnicas de RGA (Tabla 2), junto con distintos esquemas (Figura 4)

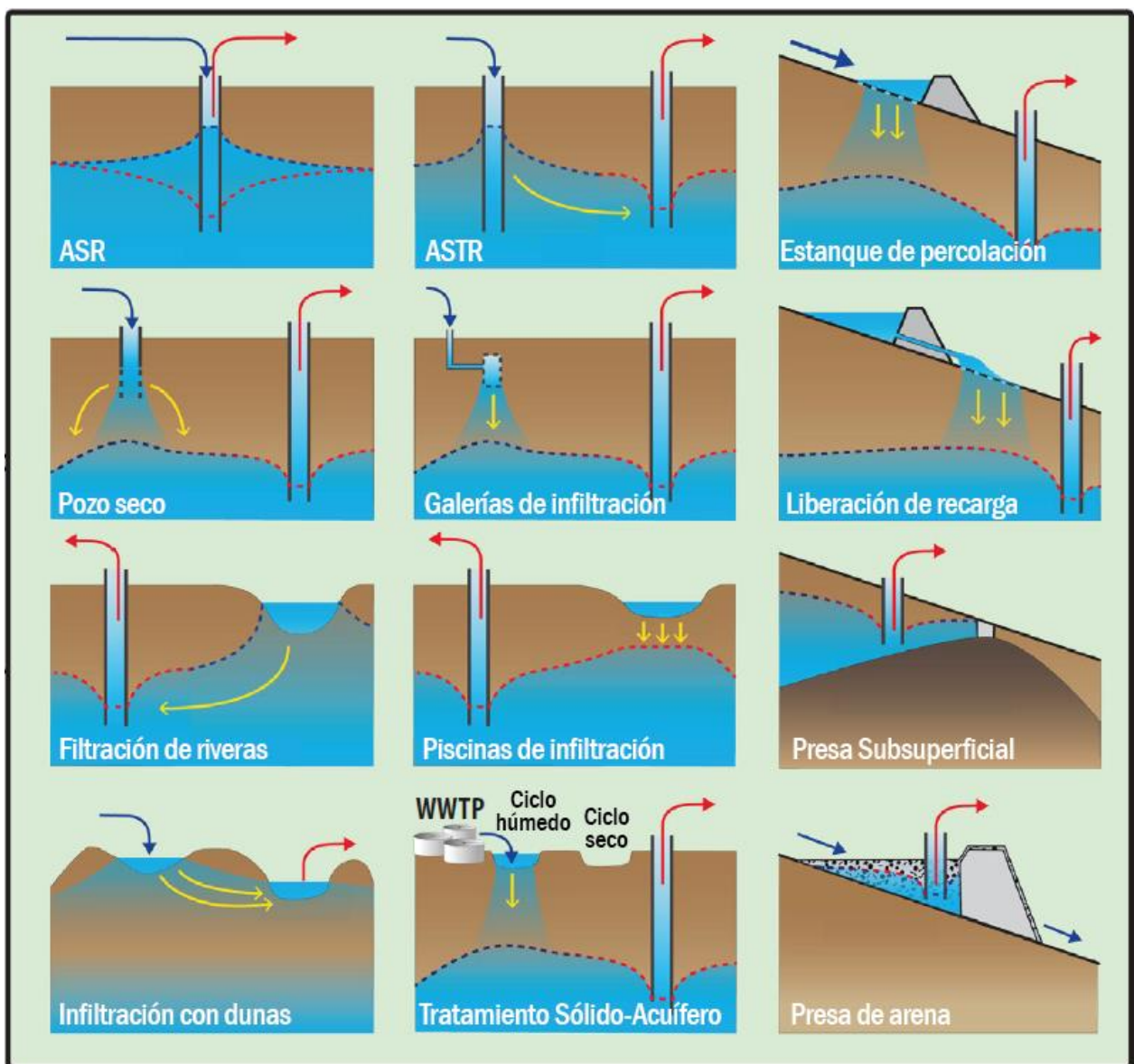


Figura 4. Esquemas de Técnicas de RGA. Fuente: Traducido de Alam et al., 2021.

### **2.4.1. Criterios de implementación y selección de técnica de RGA**

La elección de la ubicación de un proyecto RGA y la selección del sistema de recarga gestionada dependerán de diversos factores. El lugar de implementación deberá requerir una alta demanda de agua subterránea, y, además, ser factible en términos hidrogeológicos, climáticos, políticos y socioculturales. Luego, dependiendo del objetivo que se quiera realizar, se seleccionará entre los diversos sistemas de RGA disponibles (Alam et al., 2021; Maliva, 2020).

La factibilidad hidrogeológica apunta principalmente a características hidráulicas y distribución estratigráficas del subsuelo y acuífero. Si el objetivo es únicamente aumentar el almacenamiento, los sistemas superficiales requerirán suelos permeables ( $> 1$  m/d) sin capas finas en su zona no saturada; sin embargo, si se desea un cierto grado de remoción de contaminantes, será necesario optar por suelos que contengan un cierto porcentaje de material fino (20% a 40%). Con respecto a las propiedades hidráulicas del acuífero, un análisis estadístico demostró que la mayoría de los proyectos son implementados en acuíferos cuya porosidad drenable es moderada (9-15 L/s) a alta ( $>15$  L/s) (Alam et al., 2021; Fuentes & Vervoort, 2020).

La variable climatológica influye en la selección del sistema, su operación y elección de la fuente de agua. En regiones donde disminuye el almacenamiento de agua, también lo hace su disponibilidad, por lo que en esos sectores se suelen usar fuentes no convencionales de aguas como las aguas recicladas, residuales y de tormenta (Alam et al., 2021). También, se debe identificar el contraste entre las estaciones climáticas, refiriéndose a las diferencias y características entre los periodos húmedos y secos. En lugares donde existen periodos húmedos intensos y largos periodos secos, se diseñan sistemas para almacenar el agua de la época lluviosa que sirvan de protección ante eventos extremos. En lugares donde no existe un mayor contraste, los sistemas se basan en el tratamiento de las aguas superficiales disponibles (Alam et al., 2021; Amphos 21, 2014). De hecho, países del medio oriente, cuyo clima característico es árido y su disponibilidad de recursos hídricos baja, han utilizado ampliamente técnicas de RGA haciendo uso de aguas desalinizadas (Parimalarenganayaki, 2021).

La factibilidad social, cultural y económica hace alusión a la compatibilidad y aceptación que deben tener los proyectos implementados con las costumbres de los agentes locales que se verán beneficiados con este. Esta aceptación que será creciente a medida que se implementen más proyectos de esta envergadura y se denoten los beneficios (Dillon et al., 2019; Stefan & Ansems, 2018). Además, se debe tener en cuenta la variabilidad de la demanda según el tamaño de la población, el tipo de práctica de riego, y el número y la naturaleza de las industrias (Parimalarenganayaki, 2021).

Tabla 2. Descripción de las distintas técnicas de recarga gestionada. (Alam et al., 2021)

<b>Técnica RGA</b>	<b>Nombre en inglés</b>	<b>Descripción</b>
Almacenamiento y recuperación/ Almacenamiento, transporte y recuperación	<i>Aquifer storage and recovery (ASR)/aquifer storage transport and recovery (ASTR)</i>	Inyección de agua dulce al acuífero mediante pozos para su posterior recuperación utilizando el mismo (ASR) o diferente (ASTR) pozo.
RGA para la agricultura	<i>Agricultural managed aquifer recharge (Ag-MAR)</i>	Almacenamiento temporal de agua en grandes terrenos agrícolas para recarga de aguas subterráneas. La profundidad de aplicación del agua y el tiempo de retención deben determinarse en función de los tipos de cultivos en la tierra.
Tratamiento de suelo-acuífero	<i>Soil-aquifer treatment (SAT)</i>	Aguas residuales parcialmente tratadas infiltradas en un acuífero somero a través de la zona vadosa y saturada. La zona vadosa debe ser gruesa y tener una alta conductividad hidráulica.
Infiltración en la zona vadosa sin pasar por la capa impermeable	<i>Vadose zone infiltration bypassing impermeable layer (VZ)</i>	Estructura de infiltración poco profunda, como galerías de infiltración, pozos, trincheras y pozos secos construidos en la zona vadosa para evitar la capa impermeable y recargar el acuífero.
Estanque de percolación	<i>Percolation tanks</i>	Se crean para capturar el flujo de corrientes efímeras durante las estaciones húmedas.
Presas de control/Presas de arena/Presas subterráneas/Descarga de agua de presas	<i>Check dams/sand dams/subsurface dam/recharge release</i>	Presas temporales o permanentes sobre el arroyo efímero para la captación de escorrentías. Las presas de control almacenan el agua del canal; la presa de arena almacena el flujo estacional mientras reduce la evaporación; la presa subterránea se construye bajo tierra para almacenar agua subterránea; la liberación de recarga permite drenar el agua almacenada cuando sea necesario.
Filtración de riveras/Filtración de dunas	<i>Bank filtration/dune filtration</i>	La filtración de riveras implica el bombeo de agua subterránea cerca de los arroyos para aumentar la infiltración y mejorar la calidad del agua superficial. La filtración de dunas permite que el agua se infiltre a través de las dunas para su posterior recolección en un estanque en una elevación más baja.
Mejores prácticas de gestión de aguas pluviales	<i>Stormwater Best Management Practices (BMPs)</i>	Una combinación de prácticas para la infiltración de aguas pluviales para mejorar la calidad del agua. Las prácticas de ejemplo incluyen pavimentos permeables, bioretención, estanque de detención.

Finalmente, la factibilidad política se refiere a limitaciones importantes que podrían restringir el uso del agua para la implementación de la RGA (Maliva, 2020). En esta línea se deben desarrollar políticas y soluciones apropiadas basadas en las limitaciones locales y las necesidades de agua. El establecimiento de políticas y pautas adecuadas, como la coordinación entre agencias, nuevas leyes, la integración de las ciencias sociales, y la mejora de la cooperación internacional



para controlar el comercio de agua virtual, puede mitigar este problema. La implementación de la RGA puede requerir la formulación de incentivos para propietarios de tierras, acuerdos y alianzas entre las partes interesadas y el marco legal y regulatorio (Alam et al., 2021).

Una vez analizada la factibilidad de la realización de este tipo de proyectos, se selecciona una técnica de RGA en base al objetivo y a la caracterización de terreno realizada anteriormente. Como se mencionó, los objetivos más comunes de la RGA son la mejora de la calidad de aguas y el aumento del almacenamiento subterráneo. En base a 34 casos de estudio, Alam et al., 2021 determinaron el desempeño de diversos sistemas de recarga gestionada con respecto a dichos objetivos (Tabla 3). En la Figura 5 se presenta un diagrama de flujo que resume los criterios de implementación de un proyecto de recarga gestionada (Alam et al., 2021).

Tabla 3. Desempeño de las técnicas RGA más comunes según su capacidad de almacenamiento o tratamiento: baja (\*), media (\*\*) y alta (\*\*\*) (Alam et al., 2021).

Técnica RGA	Almacenamiento	Tratamiento
Almacenamiento y recuperación (ASR)/almacenamiento, transporte y recuperación (ASTR)	***	*
Piscinas de infiltración	*	***
RGA para la agricultura	***	*
Tratamiento de suelo acuífero (SAT)	*	***
Infiltración en la zona vadosa sin pasar por la capa impermeable (VZ)	***	**
Canal de infiltración/sistema de esparcimiento	**	*
Tanques de percolación	**	**
Represas de control/represas de arena/represas subterráneas/liberación de recarga	**	*
Sistemas de inundación superficial y de zanjas y surcos	**	*
Filtración de bancos/filtración de dunas	*	***
Mejores prácticas de gestión de aguas pluviales (BMPs)	*	***

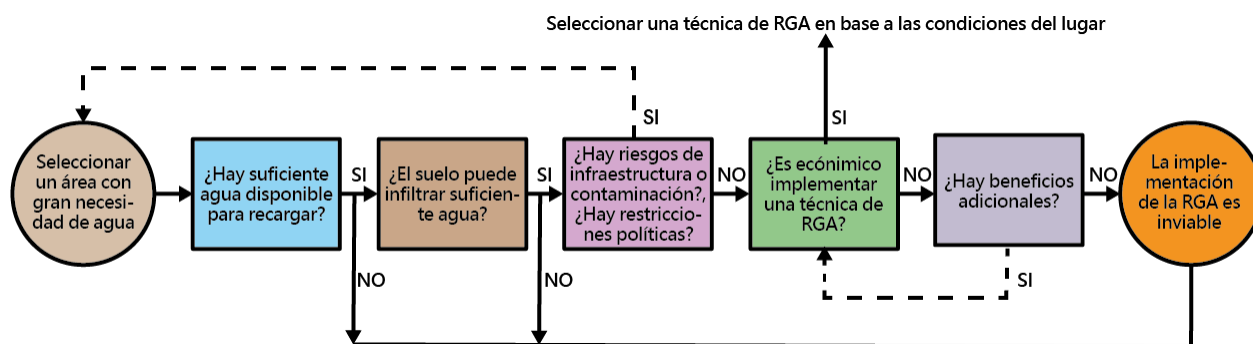


Figura 5. Criterios para la implementación de un proyecto de recarga gestionada de acuíferos. Fuente: Traducido de Alam et al., 2021.

## **2.5. Recarga Gestionada Mediante Piscinas de Infiltración**

El proyecto RGA analizado en este documento utilizó como método de recarga gestionada las piscinas de infiltración; por esta razón, se realiza una explicación más detallada de este sistema en términos de consideraciones, diseño y gestión.

Las piscinas de infiltración son áreas poco profundas diseñadas para almacenar temporalmente, infiltrar y tratar el agua. Sus aplicaciones principales en la gestión del agua son el mejor manejo de las aguas pluviales (BMPs); piscinas de infiltración rápida, que se utilizan para tratar aguas residuales y recargar acuíferos superficiales; y tratamiento del suelo-acuífero (SAT) correspondiente a una aplicación específica que se utiliza para tratar aguas residuales (Maliva, 2020).

Las piscinas de infiltración comparten las mismas limitaciones hidrogeológicas que otros sistemas de recarga. La caracterización hidrogeológica previa, normalmente, incluye pruebas de tasas de infiltración y evaluación de las propiedades hidráulicas de los estratos entre la superficie del sistema de recarga y el nivel freático. La presencia de estratos confinantes intermedios puede resultar en una condición de acuífero colgado, en lugar de recargar el nivel freático. Los principales puntos a considerar para determinar la ubicación y diseño de las piscinas de infiltración son los siguientes (Bouwer, 2002; Oaksford, 1985):

- Suelos con tasas de infiltración aceptables que permitan un flujo constante del agua, tal que las piscinas no se rebalsen. La DGA califica valores por sobre los 100 m/d como buenos (Amphos 21, 2014).
- Zona no saturada sin capas de baja permeabilidad.
- Acuífero libre lo suficientemente transmisivo para permitir el movimiento general del agua recargada, y evitar que los montículos de agua subterránea lleguen al fondo de la piscina y superficies terrestres cercanas.
- Un nivel freático regional óptimo, es decir, lo suficientemente profundo para mantener el montículo de agua subterránea desconectado de la base de las piscinas, pero no tan profundo como para evitar utilizar grandes cantidades de agua en la zona vadosa antes de que el agua llegue al nivel freático.
- Ausencia de contaminantes en la zona no saturada que se puedan movilizar durante la infiltración.

La construcción de piscinas de infiltración típicas es bastante simple. Estas se construyen excavando una depresión poco profunda en la superficie de la tierra o elevando áreas de tierra adyacentes. Las piscinas suelen ser de fondo plano, para obtener una distribución uniforme del agua, y deben construirse con pendientes laterales máximas de 3:1. Comúnmente, se establece vegetación densa en las laderas, para evitar su erosión y desprendimiento de sedimentos finos por acción de las olas que contribuyan a la colmatación (Maliva, 2020).

El área de diseño, profundidad y cantidad de las piscinas de infiltración dependen del almacenamiento temporal requerido, tasas de infiltración y la planificación de ciclos húmedo-seco. Los ciclos húmedo-seco se requieren para gestionar la colmatación, uno de los grandes desafíos de este sistema de recarga gestionada y del cual se hablará en secciones posteriores. Estos corresponden a múltiples celdas, que se construyen con el fin de que unas cuantas reciban agua mientras otras se secan para recibir mantenimiento (Maliva, 2020). Como mínimo, un sistema debe tener suficientes piscinas para que, al menos, una de estas pueda estar inundada en todo momento (Crites et al., 2000).

Las fuentes de agua para la recarga gestionada incluyen aguas de corrientes efímeras o permanentes, escorrentía de tormenta (incluyendo las provenientes de áreas urbanas), acueductos, terrenos de irrigación, plantas de tratamiento de agua potable y plantas de tratamiento de agua residual (Bouwer, 2002).

Por último, Bouwer ha escrito extensamente sobre las piscinas de infiltración. A continuación, se presentan una serie de recomendaciones prácticas sobre el diseño y el mantenimiento de estos sistemas de sus publicaciones (Bouwer, 1999, 2002; Bouwer et al., 2009):

- Deben minimizarse las colmataciones sobre y dentro del suelo. Para esto, puede ser necesario un tratamiento previo del agua para controlar la obstrucción.
- Debe evitarse la erosión en las laderas de las piscinas.
- El nivel de agua en la piscina debe ser inferior a 0,3 m, para permitir un drenaje y secado rápido. Esto también minimiza la pérdida de carga a través de las capas de obstrucción y compresión de la capa de obstrucción.
- Las piscinas deben estar debidamente niveladas, para que no haya puntos bajos donde el agua pueda permanecer durante los períodos de secado.
- Las algas en suspensión pueden asentarse y contribuir a la obstrucción. Para evitarlas se recomiendan mayores tasas de rotación en los ciclo húmedo-seco, para reducir el tiempo que las algas en suspensión están expuestas a la luz solar y, así, minimizar su crecimiento.
- Los suelos someros de baja permeabilidad deben eliminarse si los estratos más profundos tienen una mayor permeabilidad.
- Los ciclos de inundación y secado deben determinarse a partir de la experiencia operativa.
- Para el tratamiento del agua (eliminación de sedimentos en suspensión), se debe considerar una piscina de sedimentación con adición de floculante (sustancias químicas que facilitan el filtrado, al aglutinar elementos presentes en el agua).
- Los sistemas de celdas múltiples deben construirse en cadenas, con las celdas finales recibiendo agua progresivamente más limpia. Cada piscina debe tener sus propios controles en la entrada y salida, para que puedan operar de forma independiente. La elevación de las piscinas debe disminuir en la dirección aguas abajo, para que las celdas más altas puedan drenar por gravedad hacia celdas inferiores.
- Las cadenas de celdas paralelas permiten un funcionamiento continuo durante las actividades de mantenimiento.

- En regiones áridas con altas tasas de evaporación, pueden ocurrir aumentos en la salinidad dependiendo de la proporción de tasas de infiltración y evaporación.
- Finalmente, suele recalcar que la regla de oro es "empezar de a poco, aprender sobre la marcha, ampliar según sea necesario". Esto hace referencia a que siempre es importante contar con una experiencia piloto para comprender de mejor manera el comportamiento hidrogeológico del sector.

### 2.5.1. Tasas de Infiltración

Los sistemas de infiltración superficial requieren suelos y zonas no saturadas permeables para lograr que el agua alcance el nivel freático y un acuífero libre lo suficientemente transmisivo para que el flujo lateral mantenga alejado el excesivo crecimiento del montículo de agua subterránea. Así, el estudio de suelos y reportes hidrogeológicos son usados como primera aproximación para seleccionar sitios potenciales (Bouwer, 2002).

Los factores que controlan el movimiento del agua subterránea se expresan en la ecuación desarrollada por Henry Darcy en 1856:

$$Q = KA \frac{dh}{dl} \quad (1)$$

Donde Q es la cantidad de agua que pasa por unidad de tiempo [L<sup>3</sup>/T]; K es la conductividad hidráulica [L/T] y dh/dl es el gradiente hidráulico [adimensional] (Heath, 1983).

La conductividad hidráulica se define como el caudal de agua que pasa a través de una superficie unitaria de acuífero bajo un gradiente hidráulico unitario (Martínez et al., 2006), en palabras más simples, es la medida que señala la capacidad de un material de permitir el paso de fluidos. Esta depende del tamaño y arreglo de los poros y fracturas (permeabilidad intrínseca), de características del fluido como la viscosidad, densidad, y la fuerza de gravedad (Todd & Mays, 2005). Tiene unidades de velocidad [L/T] y, debido a la naturaleza heterogénea del suelo, varía en distintas direcciones (Heath, 1983).

Al aplicar la ecuación de Darcy a un suelo después de haber sido inundado con agua se obtiene la siguiente expresión (Bouwer, 1978):

$$V_i = K \frac{H_w + L_f - h_{we}}{L_f} \quad (2)$$

Donde V<sub>i</sub> es la tasa de infiltración [L/T], K es la conductividad hidráulica de la zona húmeda [L/T], H<sub>w</sub> es la profundidad del agua bajo el suelo [L], L<sub>f</sub> es la profundidad del frente húmedo [L] y h<sub>we</sub> es la succión capilar o frente de presión negativa del frente húmedo [L] (Figura 6). Debido a que la zona húmeda no está completamente saturada, pero contiene aire atrapado, K es menor que K<sub>s</sub> en saturación, alrededor de 0,5 x K<sub>s</sub> para suelos arenosos y 0,25 x K<sub>s</sub> para arcillas (Bouwer, 1978).

La ecuación (2) corresponde a la ecuación Green-and-Ampt para la infiltración en un suelo inundado (Green & Al., 1911). Esta muestra que cuando el suelo se inunda por primera vez,  $L_f$  es pequeño y  $V_i$  es alto. Sin embargo, a medida que el frente húmedo se mueve hacia abajo y  $L_f$  aumenta, la relación en la ecuación (2) se acerca a un valor de la unidad, y la tasa de infiltración se vuelve numéricamente igual a  $K$  de la zona saturada (Bouwer, 2002).

Las tasas de infiltración pueden variar según la temporada y con el tiempo, debido a la obstrucción, variaciones climáticas y/o actividades de mantenimiento. Por ejemplo, las tasas de infiltración son normalmente mayores después de las actividades de mantenimiento de la piscina, y, luego, se reduce a medida que avanza la colmatación. También, debido a la dependencia de la conductividad hidráulica de la temperatura por la viscosidad, las tasas de carga hidráulica tienden a ser más altas en el verano. Por otro lado, una mayor actividad biológica en el verano puede aumentar las tasas de obstrucción y disminuir las tasas de infiltración. Por lo tanto, los sistemas de piscinas de infiltración deben diseñarse para las peores condiciones (Maliva, 2020).

Las tasas de infiltración operativa suelen ser considerablemente menores que las tasas de infiltración medidas durante la prueba inicial en el sitio utilizando agua limpia, debido a la obstrucción. La disminución de las tasas de infiltración con el tiempo es específica del sistema y no se puede predecir con precisión antes de la operación del sistema, o al menos sin una prueba piloto (Bouwer et al., 2009; Maliva, 2020).

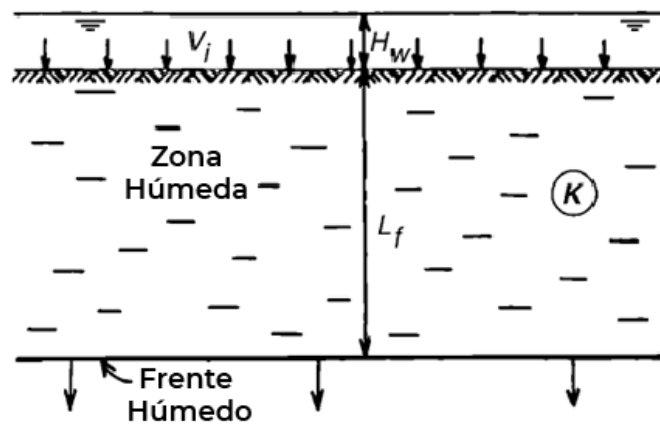


Figura 6. Sección que muestra la geometría y variables para el modelo de infiltración de flujo de pistón Green y Ampt. Fuente: Traducido de Bouwer, 2002

### 2.5.2. Efectos de la profundidad del agua en la infiltración

Los efectos que tiene la profundidad del agua sobre las tasas de infiltración dependerán de la conexión hidráulica que exista entre la base de la piscina y el suelo subyacente. Si no se ha formado una capa de obstrucción, se puede suponer que se cuenta con dicha conexión hidráulica y, dependiendo de la profundidad a la que se encuentre el nivel freático, las tasas de infiltración variarán (Bouwer, 2002).

Si el nivel freático es somero ( $D_w$ ; Figura 7a), el flujo será mayoritariamente lateral, y estará controlado por la pendiente formada entre el nivel y la base de la piscina. Si el nivel se encuentra

a una gran profundidad, el flujo de la piscina será mayoritariamente controlado por la gravedad ( $D_w$ ; Figura 7b). A medida que ocurre la infiltración,  $D_w$  puede variar, dependiendo de las características del acuífero, cambiando así las tasas de infiltración, las cuales tendrían efectos significativos si el nivel es poco profundo, tal como se vio anteriormente con la ecuación (2).

En el caso de ocurrir obstrucción, la infiltración será controlada por la capa de colmatación en lugar de las propiedades del suelo subyacente. Cuando las tasas de infiltración se vuelven menores que la conductividad hidráulica del suelo bajo la capa de obstrucción, el suelo se vuelve no saturado hasta un grado en el que la correspondiente conductividad hidráulica no saturada se vuelve numéricamente igual a la tasa de infiltración (Figura 7c) (Bouwer, 2002).

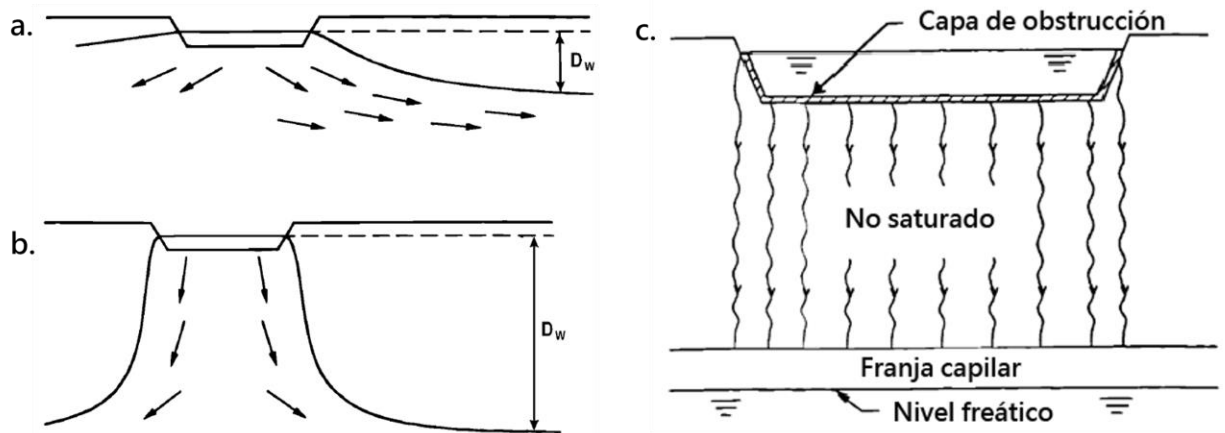


Figura 7. Secciones que muestran los efectos de la profundidad del agua en la infiltración. Caso con conexión hidráulica con un nivel freático poco profundo (a), muy profundo (b) y sin conexión hidráulica (c). Fuente: Bouwer, 2002

La tasa de infiltración donde hay una capa de obstrucción se expresa con la siguiente ecuación (Bouwer, 2002):

$$V_i = K_c \frac{H_w - h_{ae}}{L_c} \quad (3)$$

Donde  $K_c$  es la conductividad hidráulica de la capa de obstrucción [L/T],  $L_c$  el espesor de la capa de obstrucción [L],  $H_w$  la profundidad del agua por encima de la capa de obstrucción [L] y  $h_{ae}$  el valor de entrada de aire del suelo de la zona vadosa [L]. Debido a que la capa de obstrucción es a menudo muy delgada, su espesor real y su conductividad hidráulica son difíciles de determinar. Por esta razón,  $K_c$  y  $L_c$  se agrupan en un parámetro  $L_c/K_c$ , con la dimensión de tiempo, y se le llama resistencia hidráulica  $R_c$ , que es el número de días que tarda una cantidad de infiltración unitaria en moverse a través de la obstrucción. Las tasas de infiltración están controladas, entonces, por la resistencia hidráulica de la capa de obstrucción y la diferencia de carga hidráulica a través de la capa (Bouwer, 2002).

También, los aumentos en la profundidad del agua pueden consolidar la capa de obstrucción, haciéndola menos permeable. Esta compresión se produce porque el aumento del nivel de agua en una piscina con flujo no saturado por debajo de la capa de obstrucción aumenta la presión

intergranular en la capa de obstrucción, lo que conduce a la compresión de la capa de acuerdo con la teoría de consolidación del suelo (Bouwer & Rice, 1989).

Por último, falta considerar la zona capilar característica de los niveles freáticos. Para el caso de una piscina hidráulicamente desconectada, las tasas de infiltración serán independientes de la profundidad hasta alcanzar la zona capilar. Es decir, siempre y cuando el nivel freático esté al menos a 1 m de profundidad, la tasa de infiltración no se verá afectada, ya que se estima que la zona capilar para acuíferos de arena media mide 0,3 m (Bouwer, 2002).

En conclusión, las tasas de infiltración de las piscinas limpias son más sensibles a los cambios de profundidad del nivel freático (Bouwer, 2002).

### **2.5.3. Colmatación**

El principal desafío operativo de los sistemas de piscinas de infiltración suele ser la gestión de la obstrucción. Las capas de obstrucción de baja permeabilidad tienden a desarrollarse en la base de la piscina a través de alguna combinación de procesos físicos, químicos y biológicos.

Los procesos físicos incluyen la acumulación de sólidos orgánicos e inorgánicos suspendidos y su posterior movimiento en profundidad, los cuales van obstruyendo el suelo con el paso del tiempo. Los procesos biológicos se refieren a la acumulación de algas, bacterias y al crecimiento de microorganismos en el suelo. Por último, los procesos químicos apuntan a la precipitación de minerales, que puede deberse a las algas que remueven el CO<sub>2</sub> del agua, incrementando así su pH, o a la disolución de gases debido a la interacción de distintas temperaturas, que igualmente varían las concentraciones de CO<sub>2</sub> disuelto (Bouwer, 2002).

A veces, los gases también se acumulan debajo de la capa de obstrucción, donde forman una barrera de vapor para el flujo descendente. El gas tiene diversas fuentes: este sale de la solución cuando existen cambios de presión del agua o debido a que el suelo o el acuífero es más cálido que el agua que se infiltra. Además, los gases también se forman por actividad microbiológica en el suelo (gas nitrógeno y metano) (Maliva, 2020).

La obstrucción se controla reduciendo los parámetros que la provocan. Para controlar el factor físico se suele realizar una sedimentación previa para eliminar sólidos en suspensión. Este efecto se puede lograr haciendo pasar el agua a través de piscinas de pre-sedimentación antes de la recarga. El crecimiento de algas y otras obstrucciones biológicas se reducen mediante la eliminación de nutrientes (nitrógeno y fósforo) y carbono orgánico del agua. La desinfección con cloro u otros desinfectantes con efectos residuales también reduce la actividad biológica (Bouwer, 2002).

Para los sistemas de infiltración superficiales se suele contar con un mantenimiento que consiste en secar periódicamente las piscinas, dejando que la capa de obstrucción se seque, descomponga, encoja, agriete y enrolle. Luego, se realiza mecánicamente una remoción con raspadores, cargadoras frontales, niveladoras o manualmente con rastrillos. Después de remover el material

de obstrucción, el suelo debe ser rastrillado para romper cualquier costra que pudiera haberse desarrollado en o cerca de la superficie. Es posible que sea necesario alisar y compactar ligeramente el suelo para evitar el movimiento y la acumulación de partículas finas en el suelo subyacente no perturbado cuando el suelo se inunde de nuevo (Bouwer, 2002).

#### 2.5.4. Montículos

La formación de montículos es el aumento local de un nivel freático regional o colgado hacia la superficie de la tierra, debajo y adyacente a un sistema de infiltración. Los montículos son indeseables porque pueden reducir las tasas de infiltración, pueden cambiar las condiciones del suelo de no saturado a saturado, pueden provocar la descarga de agua infiltrada en áreas bajas y en pendientes, y pueden impactar en cuerpos de agua superficiales cercanos (Maliva, 2020).

Los montículos pueden ocurrir de dos maneras (Figura 8): aquellos que se forman directamente sobre el acuífero, y aquellos que se forman producto de la presencia de estratos o lentes de baja permeabilidad en la zona no saturada, denominados colgados (Bouwer, 2002). Los primeros reflejan el equilibrio entre el flujo descendente de agua infiltrada, dependiente de la tasa de aplicación y conductividad hidráulica vertical de los estratos de la zona no saturada, y el flujo lateral lejos del sitio de infiltración, dependiente de la transmisividad del acuífero del nivel freático. Los montículos colgantes reflejan el equilibrio entre el agua que se acumula por encima de la capa confinante y el flujo de agua a través o alrededor de la capa. La extensión lateral de la capa poco permeable también limitará la altura del montículo (Maliva, 2020).

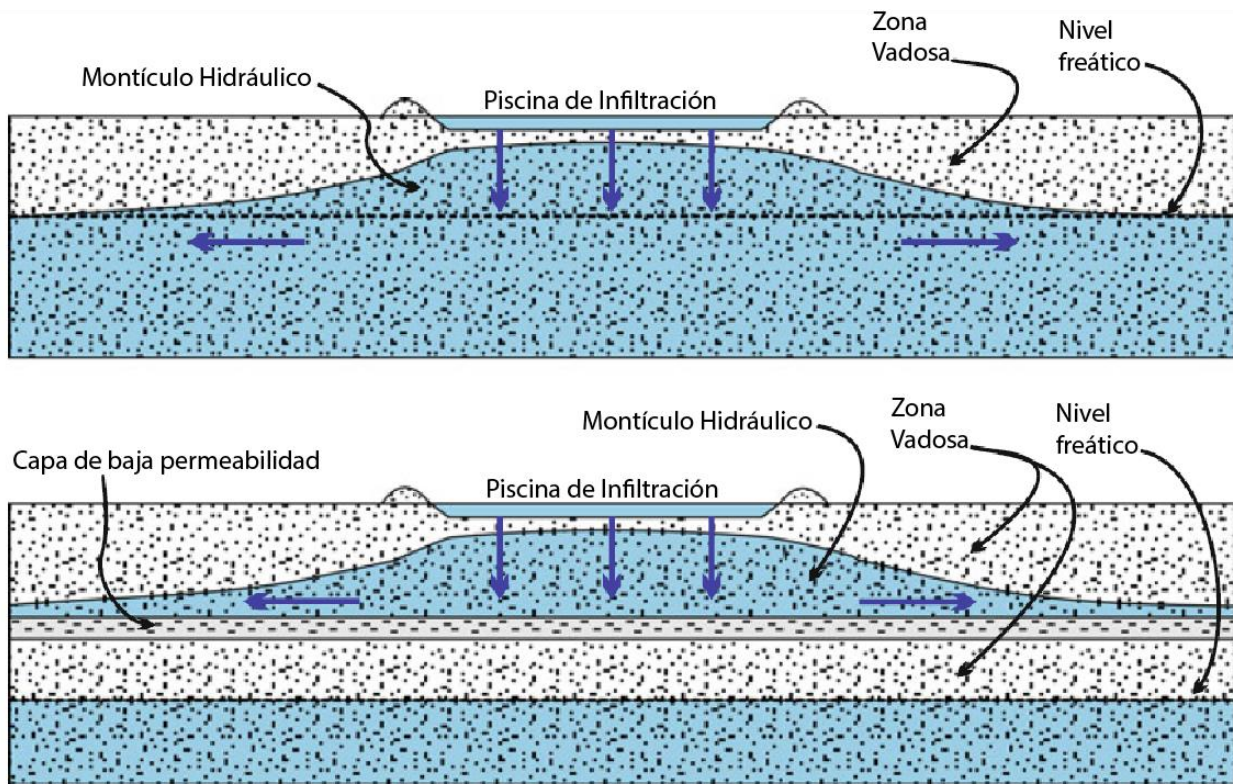


Figura 8. Diagramas conceptuales de los distintos casos de formación de montículos en una piscina de infiltración. Fuente: Traducido de Maliva, 2020



Para calcular la altura del montículo en el caso colgante, y verificar si este puede traer consigo resultados indeseables, existen fórmulas derivadas de aplicación la ecuación de Darcy al flujo vertical descendente sobre la capa de restricción, y a la capa de restricción en sí. La ecuación (4) muestra la resolución y simplificación presentada por Bouwer (2002). La simplificación considera un sistema de flujo unidimensional, una tasa de infiltración ( $V_i$ ) mucho más pequeña que la conductividad hidráulica del suelo ( $K_s$ ) y mucho más grande que la conductividad hidráulica de la capa restrictiva ( $K_r$ ).

$$L_p = L_r \frac{\frac{V_i}{K_r} - 1}{1 - \frac{V_i}{K_s}} \rightarrow L_p = V_i \frac{L_r}{K_r} \quad (4)$$

donde  $L_p$  es la altura de equilibrio del montículo ubicado sobre la capa restrictiva [L],  $L_r$  el espesor de la capa restrictiva [L],  $V_i$  la tasa de infiltración y el flujo descendente a través del suelo y la capa restrictiva [L/T], y  $K_r$  la conductividad hidráulica de la capa restrictiva [L/T].

Para los montículos formados directamente en los acuíferos, se obtienen fórmulas considerando un estado estacionario y diferentes geometrías del área de recarga. En este caso, se presenta la fórmula de Bouwer et al., 1999, la cual considera piscinas en un área redonda, cuadrada o irregular que se puede representar por un área circular equivalente; además, toma en cuenta que el montículo está en equilibrio con un nivel freático constante a cierta profundidad y a una gran distancia del sistema de infiltración.

$$H_c - H_n = \frac{iR^2}{4T} \left(1 + 2 \ln \frac{R_n}{R}\right) \quad (5)$$

En esta ecuación,  $H_c$  es la altura del montículo de agua subterránea en el centro del área de recarga [L],  $H_n$  la altura del nivel freático en el área de control [L],  $i$  la tasa de infiltración promedio en el área de recarga [L/T],  $T$  la transmisividad del acuífero [ $L^2/T$ ],  $R$  es el radio o radio equivalente del área de recarga [L] y  $R_n$  es la distancia desde el centro del área de recarga hasta el área de control del nivel freático [L] (Figura 9).

La ecuación (5) se utiliza para predecir la altura final del montículo debajo de un área de recarga, para una elevación dada del nivel freático de control, a una distancia  $R_n$  del área de recarga. Si la altura máxima calculada del montículo es demasiado alta,  $R_n$  debe reducirse mediante el bombeo de agua subterránea desde los pozos más cercanos al área de recarga, o  $H_n$  debe reducirse bombeando más agua subterránea (Bouwer, 2002).

Otra forma de controlar los montículos es cambiando el diseño de su geometría. Rastogi & Pandey (2020) desarrollaron simulaciones de montículos bajo las piscinas de recarga con diferentes formas. Para un área total y una tasa de recarga dadas, la altura del montículo de agua disminuye a medida que aumenta el perímetro de la piscina. También, las piscinas circulares generaban montículos simulados más grandes que las piscinas rectangulares alargadas. Es por

esto que las piscinas rectangulares y estrechas se prefieren cuando es necesario controlar los montículos.

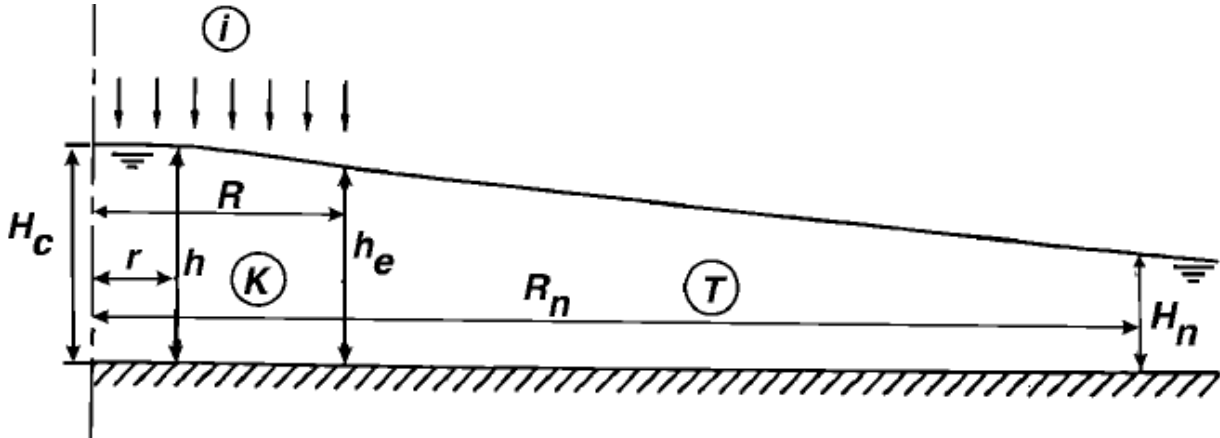


Figura 9. Sección que muestra la geometría y variables del montículo de agua subterránea debajo del área de infiltración redonda de radio  $R$ . Fuente: Bouwer, 2002

### 2.5.5. Calidad del agua

La composición del agua de recarga evoluciona a medida que pasa por la zona no saturada y fluye a través de un acuífero. Las aguas infiltradas e inyectadas interactúan con los minerales del acuífero y la materia orgánica, y se mezclan y reaccionan con el agua subterránea nativa (Bouwer et al., 2009; Jakeman et al., 2016; Maliva, 2020). Los procesos geoquímicos que ocurren durante y después de la recarga pueden mejorar o causar un deterioro de la calidad del agua. Por ejemplo, las concentraciones de patógenos y algunos contaminantes químicos se reducen durante la recarga y el transporte en entornos de aguas subterráneas. Por el contrario, las interacciones fluido-roca pueden liberar metaloides (arsénico) y metales en el agua recargada, provocando un deterioro inaceptable de la calidad (Jakeman et al., 2016).

Aunque teóricamente es posible que ocurra una gran cantidad de procesos geoquímicos durante la RGA, la cantidad de procesos que pueden tener un impacto significativo en la calidad del agua es bastante pequeña (Maliva, 2020). La gama de procesos geoquímicos potencialmente importantes está restringida por el número limitado de especies minerales que están presentes y son reactivos en los acuíferos, o que podrían precipitar bajo las condiciones de temperatura, presión y química que se encuentran en los ambientes de aguas subterráneas.

Los procesos que podrían ocurrir durante y después de la recarga pueden clasificarse en función de si estos pudieran tener un impacto significativo en la calidad del agua almacenada. Su importancia se basa en los impactos sobre la idoneidad del agua recuperada para los usos previstos o los criterios de protección ambiental (por ejemplo, estándares de calidad del agua potable). Las evaluaciones geoquímicas de los sistemas de recarga deben comenzar con la evaluación específica de los impactos potenciales en la calidad del agua de los principales

procesos geoquímicos que se sabe que están activos en los sistemas de recarga, que incluyen (Maliva, 2020):

- Mezcla.
- Desequilibrio químico (disolución y precipitación).
- Reacciones redox.
- Liberación de metaloides y metales.
- Sorción e intercambio iónico.
- Atenuación de patógenos.
- Atenuación y transformaciones de carbono orgánico disuelto.
- Atenuación de trazas de compuestos orgánicos.

Con frecuencia, las aguas recargadas pasan por diferentes zonas geoquímicas. Las zonas más básicas son las que se han denominado como “zona del acuífero proximal” y “zona del acuífero distal” (Stuyfzand, 2011). La zona de recarga del acuífero proximal consta de los primeros metros de transporte y es la zona geoquímicamente más activa, caracterizada por (Stuyfzand, 2011):

- Alta actividad biológica.
- Tiempos de residencia relativamente cortos.
- Disminución exponencial de las velocidades de reacción con la distancia.

La zona distal del acuífero se caracteriza por (Stuyfzand, 2011):

- Actividad biológica relativamente baja.
- Tiempos de residencia elevados.
- Velocidades de reacción relativamente constantes.

A menudo se producen grandes reducciones en las concentraciones de patógenos en la zona del acuífero proximal. La zona distal del acuífero puede tener una zonación redox vertical con profundidad desde subóxica (reductor de  $O_2$  y  $NO_3$ ), anóxica (reductor de  $Fe^{3+}$ ), hasta anóxica profunda (reductor de  $SO_4^{2-}$ ) (Greskowiak et al., 2005; Stuyfzand, 2015). Los procesos activos en la zona distal del acuífero podrían incluir intercambio y sorción de cationes, oxidación de materia orgánica y minerales sulfurados (pirita), y disolución reductora de (oxi) hidróxidos de hierro (Stuyfzand, 2015).

### **3. Marco Geológico, Climatológico e Hidrogeológico**

#### **3.1. Unidades morfoestructurales**

El área de estudio se ubica aproximadamente a los 33,5°S, en la latitud de Santiago, Chile. En este sector se muestran las tres unidades morfoestructurales principales, dispuestas en franjas orientadas norte-sur. De oeste a este estas son: Cordillera de la Costa, Depresión Central y Cordillera Principal (Figura 10a). La Cordillera de la Costa se constituye principalmente por granitoides del Paleozoico Superior en su flanco occidental y por secuencias volcánicas y sedimentarias Mesozoicas en la parte más oriental, con alturas que rara vez sobrepasan los 2.000 m.s.n.m (Sellés M. & Gana F., 2001). La Depresión Central corresponde a una cuenca rellena por depósitos aluviales, del Pleistoceno al Holoceno principalmente, que localmente superan los 500 m de espesor (F. A. González et al., 2018; Yáñez et al., 2015). Esporádicamente sobresalen algunas cumbres en forma de "cerros isla", con alturas entre 650 y 480 m.s.n.m. decrecientes de este a oeste. La Cordillera Principal puede dividirse en dos grandes flancos: La Cordillera Principal Occidental, conformada por rocas Cenozoicas de las Formaciones Abanico y Farellones, principalmente; y la Cordillera Principal Oriental, compuesta por rocas Mesozoicas fuertemente deformadas, que conforman las fajas plegadas y corridas de La Ramada, Aconcagua y Malargüe (Cembrano et al., 2007; Fock, 2005; Ramos et al., 2002).

##### **3.1.1. Litología de la Cordillera Principal**

Un factor natural que afecta la hidroquímica característica de las aguas es la interacción agua-roca; es debido a esto que es importante conocer el camino que estas recorren, con el objetivo de identificar posibles orígenes de los componentes disueltos.

Como ya se ha mencionado, la fuente de la recarga gestionada proviene del río Maipo, cuyas aguas y afluentes fluyen a través de distintos valles de la Cordillera Principal. Por esta razón, se revisarán las litologías de dicha cordillera, haciendo hincapié en su composición. Desde su cabecera, las aguas del río Maipo recorren la Formación (Fm.) Lo Valdés, la Fm. Río Damas, la Fm. Río Colina, la Fm. Colimapu, la Fm. Abanico, y la Fm. Farellones (Figura 10b). Estas se describen cronológicamente.

La Fm. Río Colina (Caloviano-Oxfordiano), definida por O. González (1963), corresponde a una secuencia de rocas sedimentarias marinas compuesta principalmente por calizas y lutitas calcáreas oscuras, areniscas y conglomerados finos, con algunas intercalaciones de rocas volcánicas andesíticas. Además, presenta yeso interestratificado y en forma de diapiro que la intruyen (Mardones, 2019; Thiele, 1980).

La Fm. Río Damas (Kimmeridgiano), definida por Klohn (1960), corresponde a una potente secuencia continental de casi 3.000 m de conglomerados y brechas conglomerádicas gruesas a medianas, con intercalaciones de areniscas, limonitas, lavas andesíticas y pequeños niveles de yesos, expuestos en la parte oriental de la Cordillera Principal (Fock, 2005).

La Fm. Lo Valdés (Tithoniano-Hauteriviano), definida por O. González (1963), corresponde a una secuencia de lavas andesíticas con algunas intercalaciones de sedimentos marinos en su miembro inferior y calizas, calizas fosilíferas, calcilutitas, lutitas y areniscas calcáreas en su miembro superior (Hallam et al., 1986), expuestos en la Cordillera Principal Oriental (Fock, 2005).

La Fm. Colimapu (Albiana-Hauteriviana), definida por Klohn (1960), corresponde a una secuencia continental de areniscas, lutitas y conglomerados de matriz arenosa, con una predominante coloración rojiza. Esta cuenta con intercalaciones de tobas, lavas andesíticas y calizas en capas lateralmente discontinuas (Fock, 2005; Mardones, 2019).

La Fm. Abanico (Eoceno Superior-Mioceno), definida por Aguirre Le-Bert (1960), está constituida por lavas básicas a intermedias, rocas piroclásticas ácidas, e intercalaciones sedimentarias continentales (fluviales, aluviales y lacustres), formando lentes de hasta 500 m de espesor (Charrier et al., 2002; Nyström et al., 2003). Esta formación se encuentra plegada, y es afectada por un pervasivo metamorfismo de muy bajo grado (Fock, 2005).

La Fm. Farellones (Mioceno) (Klohn, 1960) es una sucesión compuesta de lavas, tobas e ignimbritas con intercalaciones de brechas. Las lavas manifiestan un claro predominio sobre las tobas y brechas, mientras que la alternancia de rocas volcanoclásticas más finas, en tramos de 4 m a 5 m, producen una marcada estratificación en la serie (Thiele, 1980).

Adicionalmente, se mencionan la Unidad Volcánica Antigua (Pleistoceno) y la Unidad Volcánica Nueva (Holoceno), descritas por Thiele & Katsui (1969) y ubicadas en la cabecera de la cuenca. Estas conforman las unidades volcánicas extintas (Volcán Tupungato, Cerro Marmolejo y el cordón del Cerro Castillo) formadas por coladas andesíticas y traquiandesíticas; y unidades con actividad (volcán Tupungatito y volcán San José), formadas por coladas andesíticas frescas, con intercalaciones de mantos de brechas y depósitos piroclásticos menores.

### **3.1.2. Sedimentología de la Depresión Central**

Gran parte de la Depresión Central intermedia se encuentra rellena de abanicos aluviales coalescentes, cuyo conjunto es denominado Unidad de Depósitos Aluviales (*Qa*). Esta corresponde a una unidad con sedimentos estratificados, moderadamente consolidados (Sellés M. & Gana F., 2001), cuya descripción se realiza en tres sectores según la distancia desde su origen en la Cordillera Principal: (1) El sector de las cabeceras se encuentra cubierto por depósitos coluviales y aluviales de piedemonte; (2) las zonas proximales a la salida de las quebradas se componen de una alternancia de gravas clastosoportadas y gravas arenosas con menor proporción de limos, estratificadas en capas de espesor variable y asociadas con barras fluviales; y (3) en las zonas distales predominan sedimentos de grano fino con esporádicos lentes de conglomerados correspondientes a facies canalizadas y depósitos de barra (M. Muñoz et al., 2015; Urtubia, 2015).

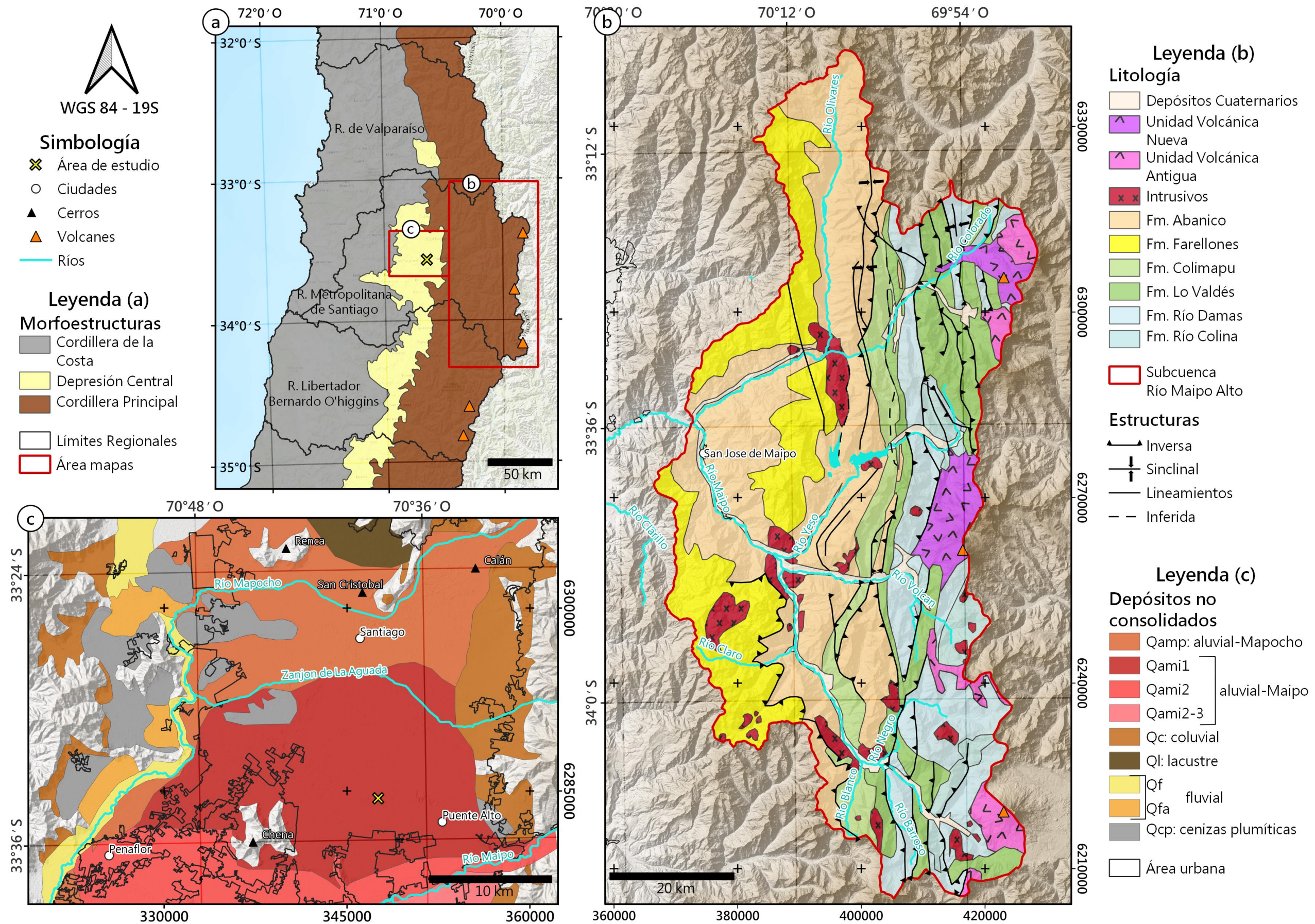


Figura 10. Marco geológico de la zona de estudio. (a) Macroestructuras de Chile Central. (b) Litologías de la subcuenca Río Maipo Alto. (c) Depósitos no consolidados de la cuenca de Santiago. Fuente: Elaboración propia a partir de Fock, 2005; Proyecto Geoparque, 2019; Urtubia, 2015

Sellés M. & Gana F. (2001) diferencian 7 sistemas aluviales, correspondientes a las cursos fluviales predominantes. El sistema más extenso corresponde al asociado al Río Maipo (*Qamp*), el cual se reconoce desde el Zanjón de la Aguada y se extiende hacia la zona sur de la Depresión Intermedia. Este sistema ha separado en tres subunidades distribuidas radialmente respecto de la zona apical y de diferente edad debido a la migración del río desde el norte hacia el sur: Abanico Antiguo (*Qami1*), Abanico Intermedio (*Qami2*), Abanico Nuevo (*Qami3*) (Figura 10c) (Urtubia, 2015).

La zona de estudio se ubica en el El Abanico Antiguo (*Qami1*), el cual se reconoce hacia el sector norte del río Maipo actual, y al oriente de los cerros de Chena y del Cordón de Los Ratones, hasta el Zanjón de La Aguada (Figura 10c). Este se originó debido a que el río depositaba su carga en este sector al no poder traspasar los cerros mencionados y se compone de gravas arenosas, avalanchas volcánicas y flujos piroclásticos (Urtubia, 2015).

#### 3.1.2.1. *Espesor del relleno sedimentario*

Diversos autores han modelado el espesor del relleno sedimentario de la Cuenca de Santiago (Araneda et al., 2010; Bosch, 2014; F. González et al., 2018) aplicando diversas técnicas basadas en la gravimetría, sin llegar a una conclusión única e indicando que los valores exactos de la profundidad del basamento aún no están completamente resueltos (F. González et al., 2018)

A rasgos generales, la morfología del basamento de la cuenca de Santiago está dominada por una topografía irregular caracterizada por una serie de altos topográficos que limitan depocentros de diferentes tamaños y profundidades bajo la cubierta sedimentaria (Araneda et al., 2010). La profundidad promedio del basamento es de aproximadamente 250 m y se identifica la presencia de al menos ocho depocentros con un espesor máximo de alrededor de 630 m. La mayoría de estos están ubicados alrededor de los dos ríos más importantes de la región (ríos Mapocho y Maipo) y cercanos a cerros isla de la cuenca (Figura 11a) (Bosch, 2014; F. González et al., 2018).

Bosch (2014) identifica tres dominios principales. El primer dominio se ubica en el noreste de la cuenca con un promedio de profundidad menor a 150 m. El segundo dominio, ubicado en la zona centro-este, tiene un promedio de profundidad de 300 m. Finalmente, el tercer dominio, ubicado en la zona sur y suroeste, cuenta con un promedio de profundidad mayor a 350 m.

#### 3.1.2.2. *Estratigrafía*

Se identifican tres unidades estratigráficas en la cuenca de Santiago, “Unidad A”, “Unidad B” y “Unidad C”, clasificadas por Ayala & Cabrera (2000), a partir de la recopilación de datos estratigráficos de 1500 pozos aproximadamente. En este trabajo se trazó una gran variedad de perfiles dentro de los cuales uno pasa por sobre la zona de estudio (perfil TSC6). En este, se observa únicamente la presencia de la Unidad B, debido a que los pozos no alcanzan el techo de la siguiente unidad. La Unidad B está constituida por sedimentos de granulometría gruesa y media, conformada por una fracción clástica mayor de gravas, arenas gruesas y ripios subordinados, y una matriz de arena media a fina con escasas proporciones de limos y arcillas

(Figura 11b). A lo largo y ancho de la cuenca, estos sedimentos experimentan algunas variaciones relativas de sus fracciones gruesas, manteniendo un carácter de buena permeabilidad. Se estiman valores de conductividad hidráulica medios variables que van desde  $10^{-2}$  m/s hasta  $10^{-4}$  m/s (Ayala & Cabrera, 2000).

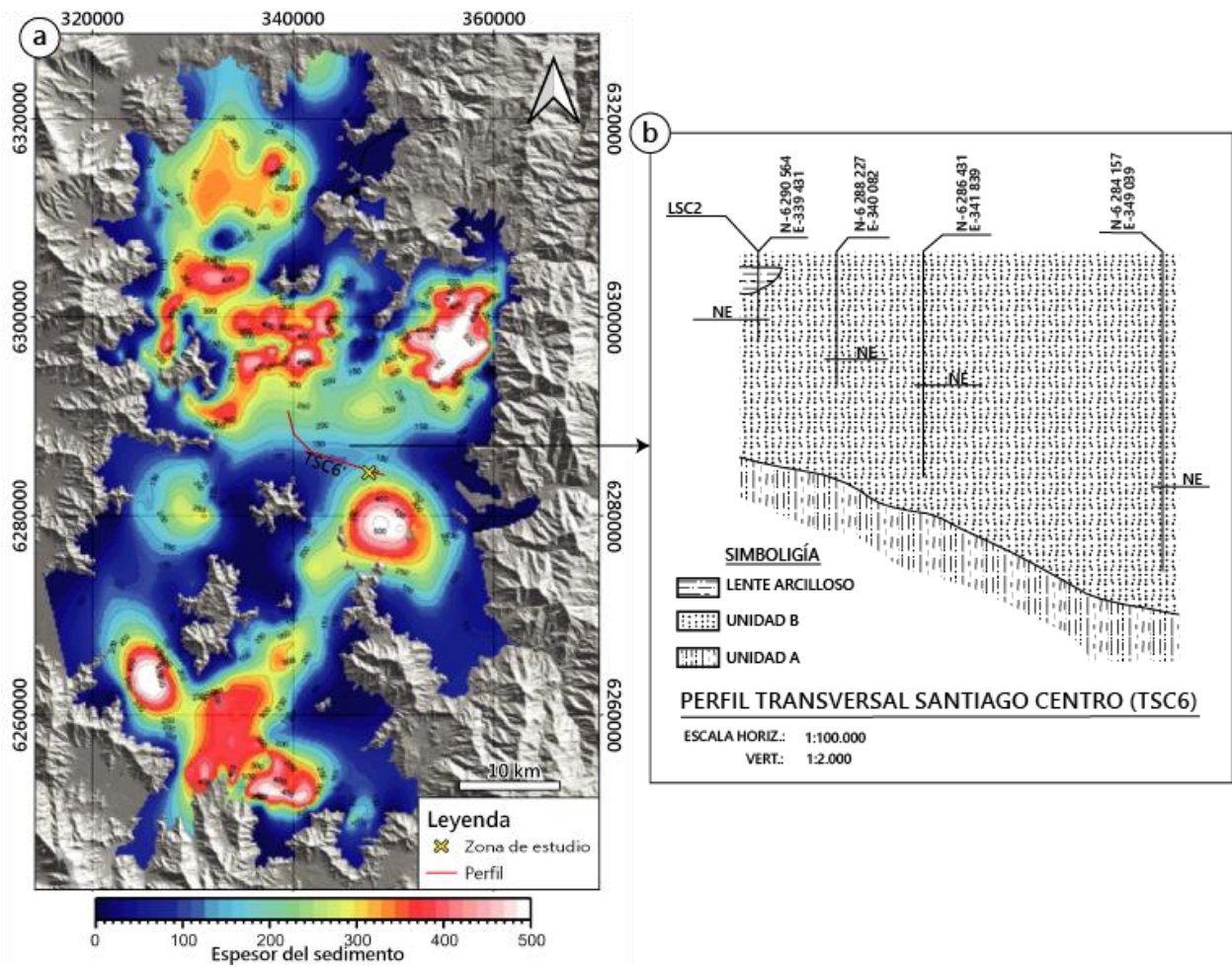


Figura 11. (a) Espesor y (b) estratigrafía del relleno sedimentario de la cuenca de Santiago. Fuente: Modificado de Ayala & Cabrera, 2000 y F. González et al., 2018.

### 3.2. Clima

Chile Central (30-38°S) exhibe un clima mediterráneo con un marcado ciclo estacional. Se caracteriza por tener veranos secos y calurosos, con temperaturas medias por encima de los 22°C e inviernos húmedos y lluviosos. La precipitación media anual, que oscila entre 100 y 2.000 mm, se concentra principalmente en el invierno austral, correspondiente a los meses de mayo a septiembre (Aldunce et al., 2017; Garreaud et al., 2017, 2020).

Desde 2010 ha prevalecido en esta zona una secuencia ininterrumpida de años secos, con déficits anuales de precipitaciones que oscilan entre el 25% y el 45% (Garreaud et al., 2017, 2020; Vuille et al., 2015). A este fenómeno climático se le ha denominado como la *Megasequía de Chile Central*; se caracteriza por ser el periodo continuo y seco más largo de la historia, y se proyecta



que persista a futuro (Boisier et al., 2016; Garreaud et al., 2017). Este fenómeno coincidió una década muy cálida, con anomalías de 1°C (Garreaud et al., 2017, 2020; Vuille et al., 2015).

El déficit de precipitaciones y altas temperaturas ha traído consigo consecuencias ambientales y sociales. Se han registrado disminuciones de la capa de nieve andina (30%) (Ayala et al., 2020), del caudal de los ríos (hasta un 90 %), del volumen de los embalses y de los niveles de las aguas subterráneas (Figura 12) (Garreaud et al., 2017). Además, se han identificado impactos sociales como la migración de la población, los impactos en la salud, el aumento del costo de vida, la pérdida de espacios recreativos, y el aumento de los conflictos entre los usuarios del agua (Aldunce et al., 2017).

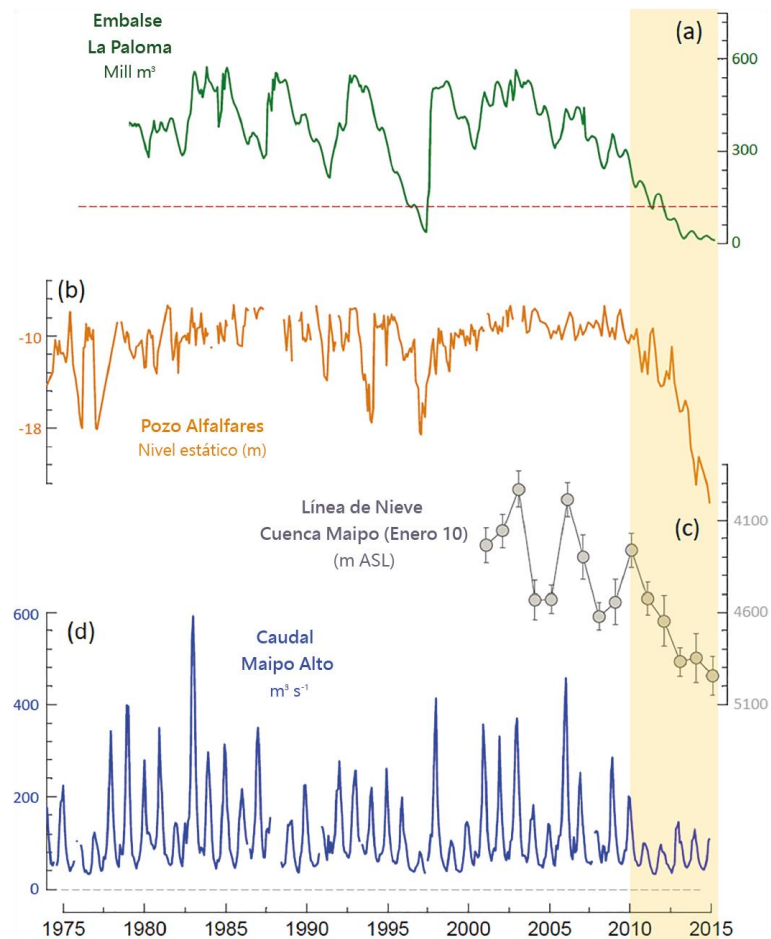


Figura 12. Impactos de la Megasequía de Chile Central. Fuente: Traducido de Garreaud et al., 2017

El área de estudio presenta tendencias regionales características de la Megasequía, con precipitaciones anuales acumuladas decrecientes y temperaturas promedio crecientes desde el 2010 (Figura 13b). La estación meteorológica “Quinta Normal” (Figura 13a) indica una precipitación histórica anual promedio que oscila entre los 100 mm y 700 mm, pero que no sobrepasa los 300 mm desde el 2010. Las precipitaciones mensuales máximas se dan en el mes de junio, mientras que las mínimas, en los meses de febrero y marzo. Con respecto a las temperaturas, se observan promedios máximos en los meses de enero y febrero, y promedios mínimos en el mes de julio (Figura 13c).

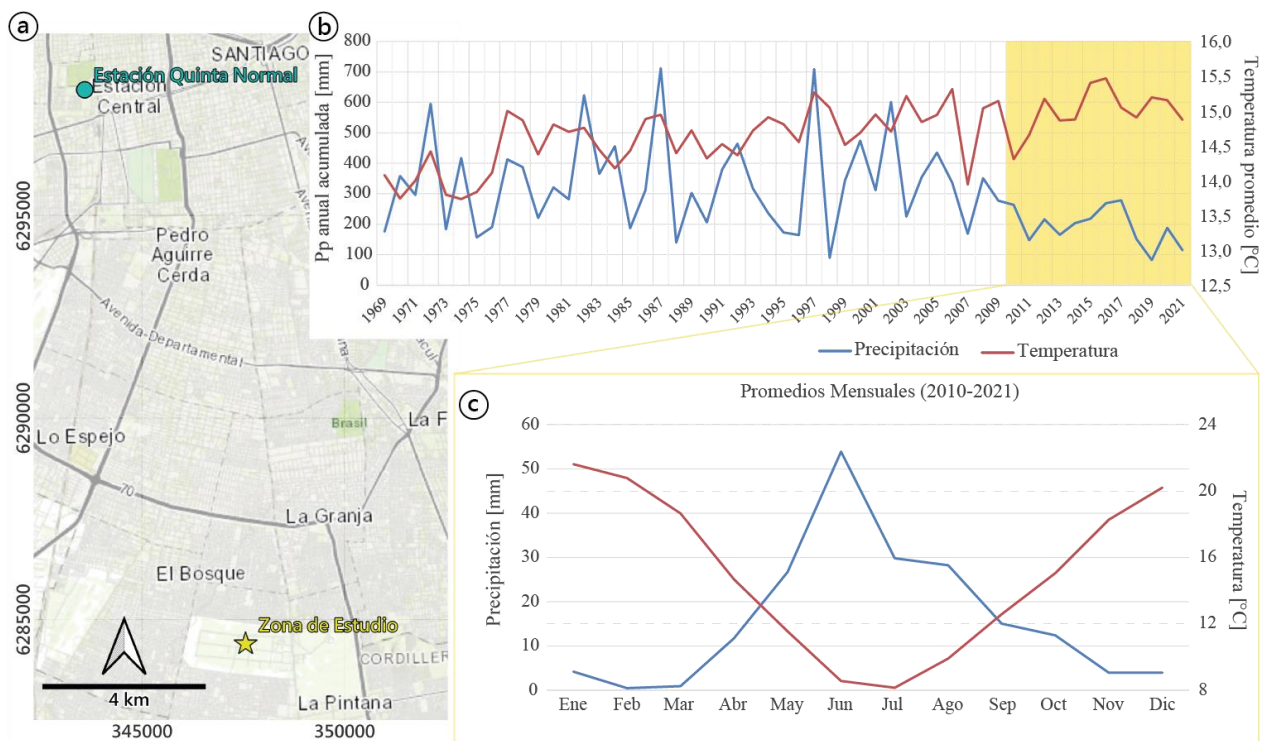


Figura 13. Gráfico del contexto climático del área de estudio. Datos de la Estación Quinta Normal (DMC: 330020). Fuente: Elaboración propia.

### 3.1. Marco Hidrogeológico Regional

#### 3.1.1. Hidrología

En base a la división administrativa de cuencas realizada por la DGA (DGA, 2014), el área de estudio se ubica al centro de la cuenca hidrográfica del “Río Maipo” (Código BNA 057), cuyo cauce principal es el río del mismo nombre. La cuenca del río Maipo es la más poblada de Chile, y abarca la totalidad del territorio de la Región Metropolitana, y parte de la Región de Valparaíso y del Libertador Bernardo O’Higgins (Figura 14a). Esta cuenca se encuentra subdividida en 5 subcuencas, ubicando al área de estudio en la zona sur de la subcuenca “Río Mapocho Bajo” (Código BNA 0573), específicamente en la subsubcuenca “Río Mapocho entre los esteros Las Rosas y Lampa, Bajo Zanjón de La Aguada” (Código BNA 05730) (Figura 14a) (Ayala & Cabrera, 2007; DGA, 2015).

El Río Maipo, su cauce principal, tiene 250 km de longitud, nace a los pies del volcán homónimo y desemboca en San Antonio, Región de Valparaíso (Ayala & Cabrera, 2007; DGA, 2004). Su descarga histórica promedio anual en la desembocadura es de 127 m<sup>3</sup>/s, sin embargo, desde el año 2010 presenta un promedio de 55 m<sup>3</sup>/s (CR2, 2022). Sus principales tributarios son los ríos Volcán, Yeso, Mapocho y Colorado. Abastece el 70% de la demanda de agua potable y cerca de un 90% de las demandas de regadío de la región Metropolitana (Ayala & Cabrera, 2007).

Unos de los sistemas de distribución que permiten la conducción de agua hasta las zonas de riego son los canales de riego que son administrados a través de Organizaciones de Usuarios de Agua (OUA), correspondientes a entidades reglamentadas en el Código de Aguas con el objetivo de

administrar las fuentes de aguas y las obras a través de las cuales son extraídas, captadas y/o conducidas. Se distinguen tres tipos de OUA: Juntas de Vigilancia, Asociaciones de Canalistas y Comunidades de Aguas (CNR, 2021).

Existe una gran cantidad de Asociaciones de Canalistas en la cuenca del Río Maipo, se cuentan más de 60 inscripciones en el registro público proporcionado por la DGA (2006). Dentro de estas se encuentra la Asociación de Canalistas de la Sociedad Canal del Maipo, quienes administran gran parte de los canales de la rivera norte de Río Maipo, incluyendo el canal Carmelino, a partir del cual se extrae el agua para su posterior infiltración (Figura 14b) (DGA, 1988; MINVU, 2019). Dicha asociación, junto a otras seis asociaciones, forman parte de Sociedad de Canal de Maipo (SCM), una corporación que administra un total de 308 km de canales que atraviesan 29 comunas de la Región Metropolitana (SCM, 2007).

### **3.1.1. Acuíferos de la Cuenca del Río Maipo**

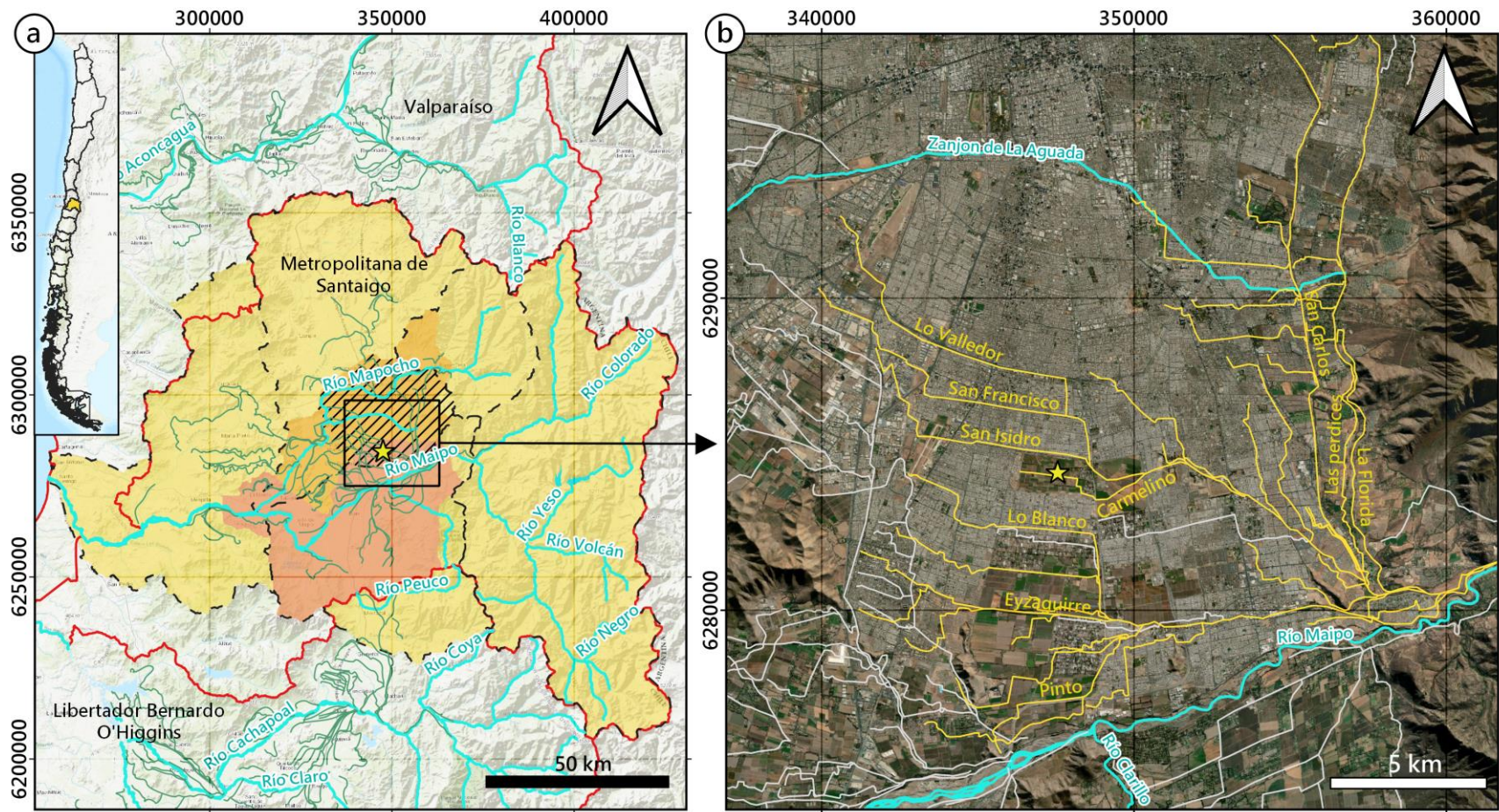
Los acuíferos de la Cuenca del Río Maipo, al igual que los desarrollados en Chile Central, están ubicados principalmente en la depresión central, donde se acumularon depósitos cuaternarios (Suárez et al., 2021). Como se mencionó anteriormente, el relleno sedimentario de la cuenca de Santiago aumenta desde los bordes y puede alcanzar hasta 630 m en el centro de la cuenca (Sección 3.1.2.1). Además, está conformado por tres unidades estratigráficas en donde se emplazan los distintos acuíferos (Sección 3.1.2.2).

La DGA (2002) identifica 5 sistemas hidrogeológicos en la cuenca: Chacabuco, Colina, Maipo-Mapocho, Puangue y Melipilla. Cada uno de estos sistemas es subdividido en Sectores Hidrogeológico de Aprovechamiento Común (SHAC), considerando tanto factores cartográficos, topográficos y geológicos, como factores de demanda y gestión administrativa. El área de estudio se emplaza en el Sistema Maipo-Mapocho, cuyos SHAC son: Las Gualtatas, Lo Barnechea, Vitacura, Santiago Central y Santiago Sur, siendo este último donde se encuentra el proyecto de RGA (Figura 14a).

El acuífero principal del sector Santiago Sur corresponde a los depósitos de los abanicos aluviales del Maipo, del Río Angostura, del estero Abrantes y del estero El Escorial, además de depósitos coluviales y conos de deyección (DGA, 2002, 2007).

### **3.1.2. Superficie piezométrica y direcciones de flujo**

Con el objetivo de determinar el potencial geotérmico de la cuenca de Santiago, M. Muñoz et al. (2015) presentan la superficie piezométrica de la cuenca. Esta fue construida a partir de 2000 puntos de control, con la información de 5 décadas y a través de una interpolación tipo *Kriging* ordinario. El modelo consideró un escenario pesimista, considerando la profundidad máxima del nivel estático de cada punto. Los niveles obtenidos presentan errores de 5 m a 30 m y ubican el nivel estático del área de estudio en un rango de 100 m a 125 m de profundidad (Figura 15).



### Leyenda

- |                 |                    |                   |
|-----------------|--------------------|-------------------|
| Cuenca          | Ríos               | SHAC Santiago Sur |
| Subcuencas      | Canales de riego   | Otros sectores    |
| Subsubcuenca    | Límites Regionales | Área Aumentada    |
| Zona de estudio |                    |                   |

### Leyenda

- |   |                 |
|---|-----------------|
| Canales de riego Asociación de canalistas de la Sociedad Canal de Maipo | Ríos            |
| Otros   | Zona de estudio |

Figura 14. Contexto hidrológico del área de estudio. (a) División administrativa de cuencas y SHAC del sistema Maipo-Mapocho. (b) Canales de riego. Fuente: Elaboración propia.

A escala regional, la dirección de flujo en la el acuífero del Río Maipo es de este a oeste, con una leve componente hacia el sur; (Ayala & Cabrera, 2007; DGA, 2007); sin embargo, localmente, en el área de estudio, se observa una dirección de flujo hacia el noroeste (Ayala & Cabrera, 2007; DGA, 2007; Ramírez et al., 2014).

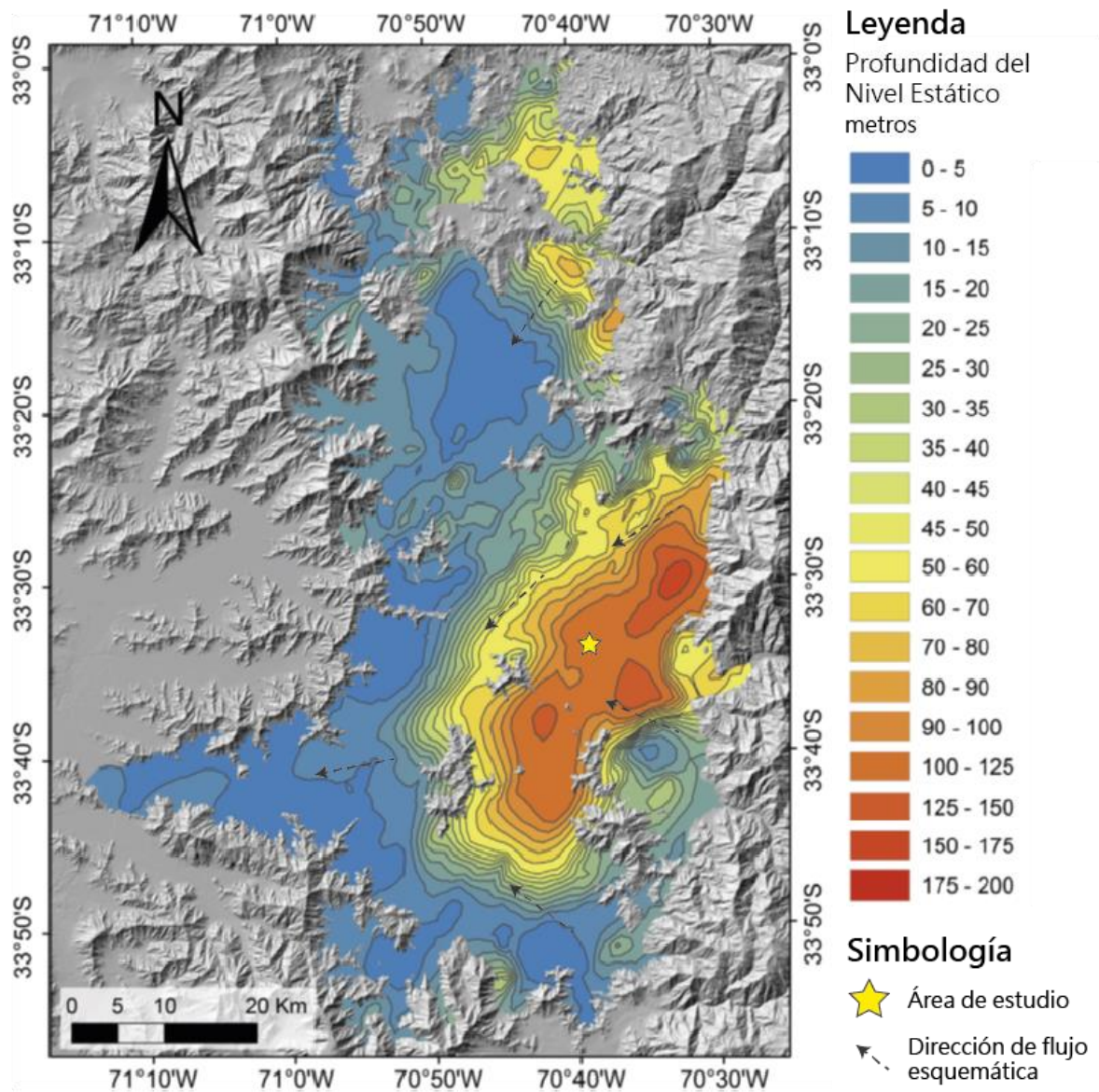


Figura 15. Profundidades de agua subterránea del acuífero del Río Maipo. Fuente: Modificado de M. Muñoz et al., 2015.

### 3.1.3. Propiedades hidráulicas

De acuerdo a pruebas hidráulicas realizadas en múltiples pozos de la cuenca del Río Maipo, la conductividad hidráulica saturada de los depósitos no consolidados varía entre  $10^{-6}$  m/s y  $10^{-3}$  m/s (Ayala & Cabrera, 2007; Urtubia, 2015). Así, el área de estudio se encuentra en una posición ventajosa con respecto al resto de la cuenca, con conductividades hidráulicas en el límite máximo del rango mencionado, es decir, con un orden de magnitud de  $10^{-3}$  m/s (Figura 16).

El espesor significativo del relleno sedimentario y los valores de conductividad hidráulica dan como resultado una excelente transmisividad y un muy buen tiempo de respuesta al bombeo. Por lo tanto, los descensos son muy limitados y se estabilizan en órdenes de 1 m, con tiempos de estabilización inferiores a 1 minuto, resultando en condiciones ideales de explotación y productividades importantes que oscilan entre 10 m<sup>3</sup>/s y 100 m<sup>3</sup>/s (Suárez et al., 2021).

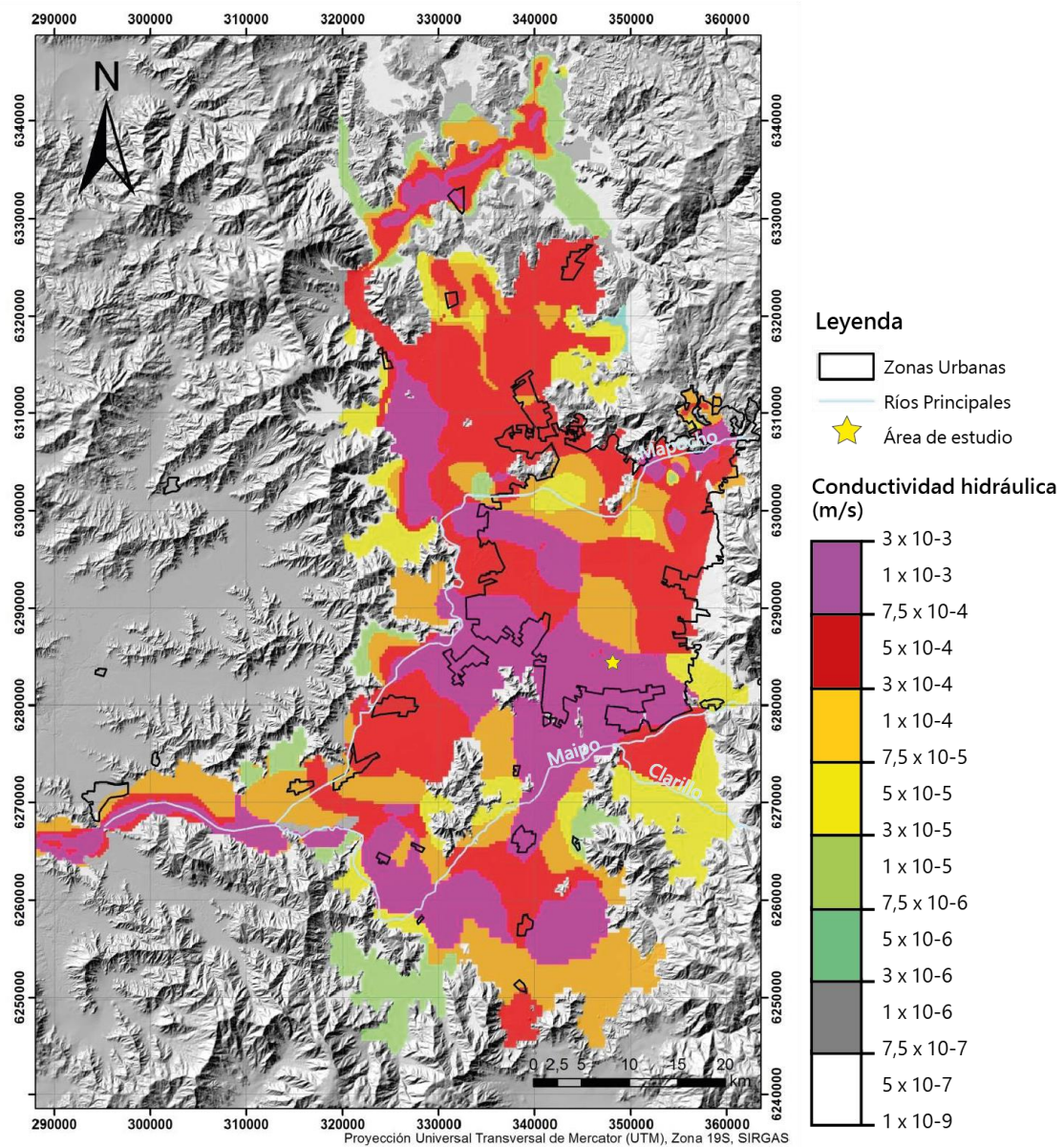


Figura 16. Distribución de permeabilidades en profundidad del relleno de la cuenca del río Maipo. Fuente: Modificado de Urtubia, 2015.

### 3.1.4. Hidroquímica

#### 3.1.4.1. Aguas subterráneas

El agua de la zona sur del acuífero se caracteriza por ser sulfatada-clorurada-cálcica. La alta presencia del anión cloruro se atribuye a la evaporación y/o contaminación antrópica de residuos domésticos, mientras que el contenido de sulfato se atribuye a filtraciones de agua potable y

alcantarillado. El aporte de cationes ( $\text{Ca}^+$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ) se debe al uso de fertilizantes en las zonas agrícolas (San Juan, 2015).

Los parámetros fisicoquímicos indican aguas neutras a alcalinas (con un pH que varía entre 7,1 a 7,8), una temperatura promedio de  $18^\circ\text{C}$ , y una conductividad eléctrica (CE) que fluctúa entre  $1.200 \mu\text{s/cm}$  y  $1.600 \mu\text{s/cm}$  (San Juan, 2015).

San Juan (2015) concluye que el mecanismo controlador de la química de estas aguas es la interacción agua-roca, por lo cual en la cuenca dominan los procesos de dilución/precipitación de minerales y/o intercambio iónico. En particular, deduce que la principal interacción ocurre con silicatos ya meteorizados debido a las condiciones de pH y temperatura.

Por otro lado, con respecto a la calidad de estas aguas se reporta que los parámetros que más frecuentemente superan la norma de agua potable (NCh409/1. Of. 2005) en la Región Metropolitana son el arsénico y el nitrato. La norma establece los niveles máximos contaminantes de arsénico y nitrato en  $0,01 \text{ mg/L}$  y  $50 \text{ mg/L}$ , respectivamente. El arsénico es en su mayoría de origen natural debido a la lixiviación de rocas al acuífero, mientras que la contaminación por nitratos tiene un origen antrópico y está relacionada con la agroindustria, la industria papelera, los pesticidas y las aguas residuales de fuentes difusas (Suárez et al., 2021).

Específicamente, en el Sistema de acuíferos Maipo-Mapocho se han detectado concentraciones de hierro, manganeso y nitrato superiores a la norma de agua potable. Al hierro, cuyo límite máximo es  $0,3 \text{ mg/L}$ , se le atribuyen orígenes naturales y antrópicos, producto de la lixiviación de rocas y a la corrosión de tubos respectivamente. El manganeso, cuyo límite es  $0,1 \text{ mg/L}$ , se asocia a productos utilizados en la agricultura, particularmente al uso de pesticidas. Cabe destacar que el origen del nitrato es el mencionado anteriormente (DGA, 2016d).

Así, el Sistema Maipo-Mapocho se caracteriza por presentar índices de calidad buenos y regulares. Los resultados regulares se dan mayoritariamente en su porción central, entorno a las localidades de Peñaflor, Talagante, El Monte y Buin, donde las concentraciones de calcio, sulfato y nitrato son más altas (DGA, 2016d).

#### 3.1.4.2. Aguas superficiales

Las aguas superficiales asociadas al Río Maipo son clasificadas como aguas sulfatadas-cálcicas, con una leve variación en la CE a lo largo de su recorrido, que va desde los  $750 \mu\text{S/cm}$  a los  $1.000 \mu\text{S/cm}$ , debido a su paso alejado de la zona urbana hacia el sur. El alto contenido de sulfato en el Río Maipo es consecuencia de la disolución de yeso aguas arriba, y no se descartan fuentes antrópicas, como residuos domésticos e industriales, los cuales podrían ser vertidos en forma directa a los flujos superficiales (San Juan, 2015).

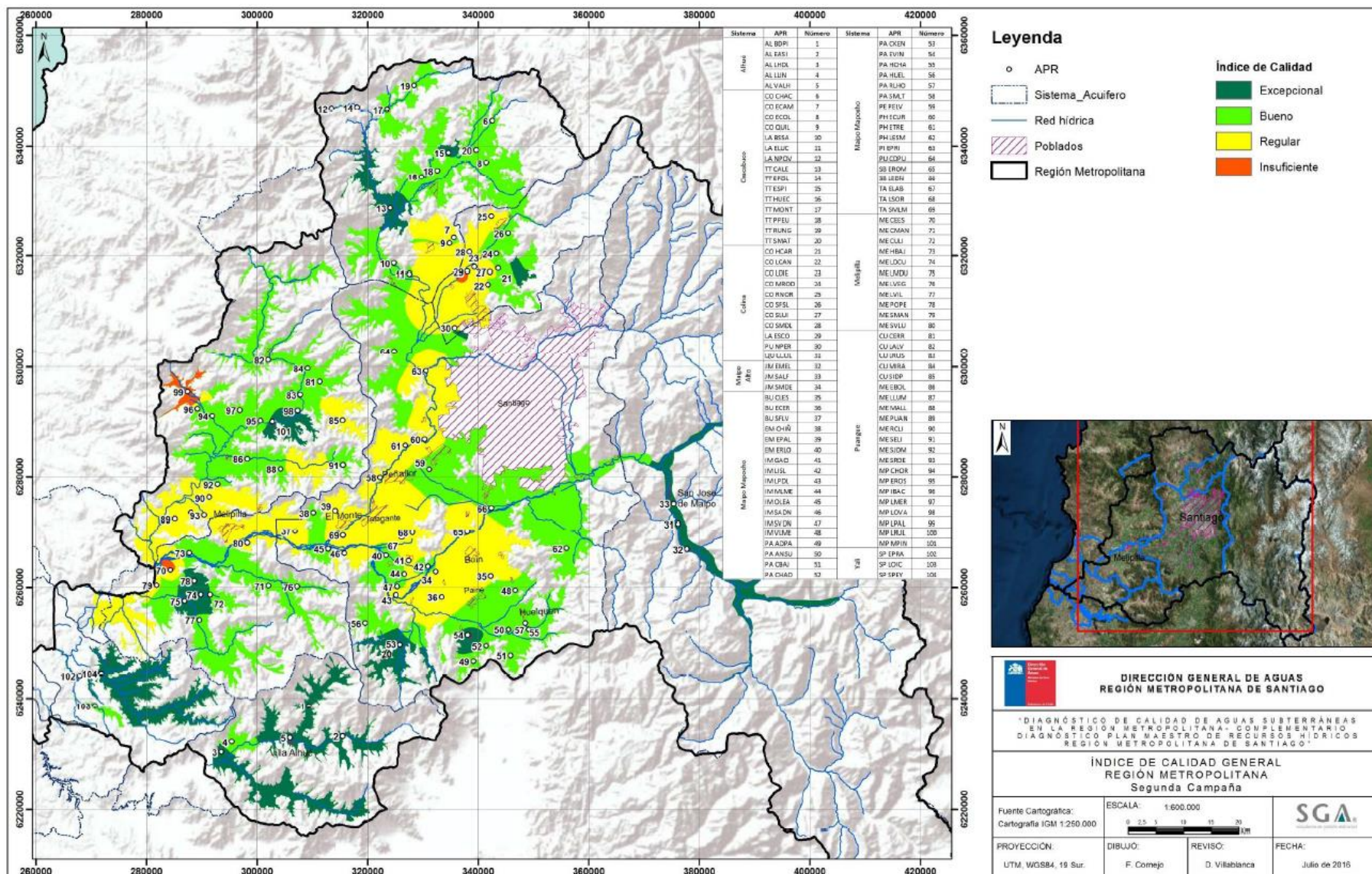


Figura 17. Índice de Calidad General de la Región Metropolitana de Santiago. Fuente: DGA, 2016.



## 4. Caracterización Hidrogeológica de Área de Estudio

Con el objetivo de obtener los parámetros de diseño de la planta piloto de RGA, la SCM realizó una gran variedad de estudios previos (Ramírez et al., 2014), con los cuales se obtuvo una caracterización de la zona no saturada y se determinó la calidad del agua a infiltrar. Dentro de estos estudios, se incluyeron prospecciones geofísicas, construcción de pozos, descripción estratigráfica de perforaciones, ensayos granulométricos, pruebas de infiltración y campañas de muestreo de agua (Figura 18).

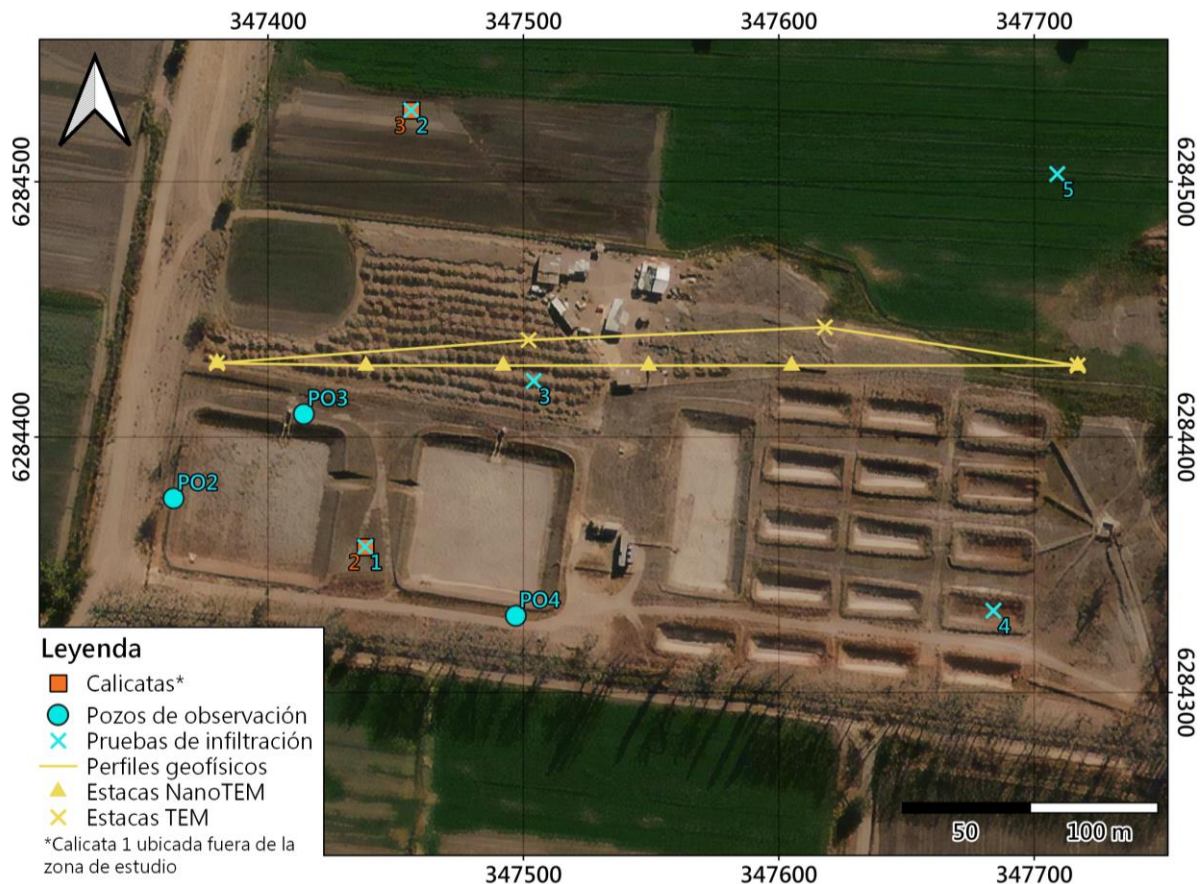


Figura 18. Estudios previos realizados por la SCM en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia.

### 4.1. Caracterización textural

#### 4.1.1. Superficial

Para poder levantar información de la clasificación textural superficial del suelo, se construyeron calicatas de 1 m a 2 m de profundidad (Figura 18), con el objetivo de eliminar la materia orgánica contenida en la capa más somera.

Una vez construidas, se tomaron muestras para realizar ensayos granulométricos. Los resultados se presentan en la Figura 19, en donde se concluye, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS), que el material corresponde a Grava Pobrementemente Graduada (GP), cuya descripción general es “gravas mal graduadas, mezcladas con arena y pocos finos”. Esta textura favorece la infiltración al contar una baja cantidad de material fino (5%) y una mala graduación,

lo cual implica un mayor porcentaje de huecos en el suelo al ser poco uniforme. Los datos utilizados para realizar el gráfico y clasificar el suelo se incluyen en el Anexo A.

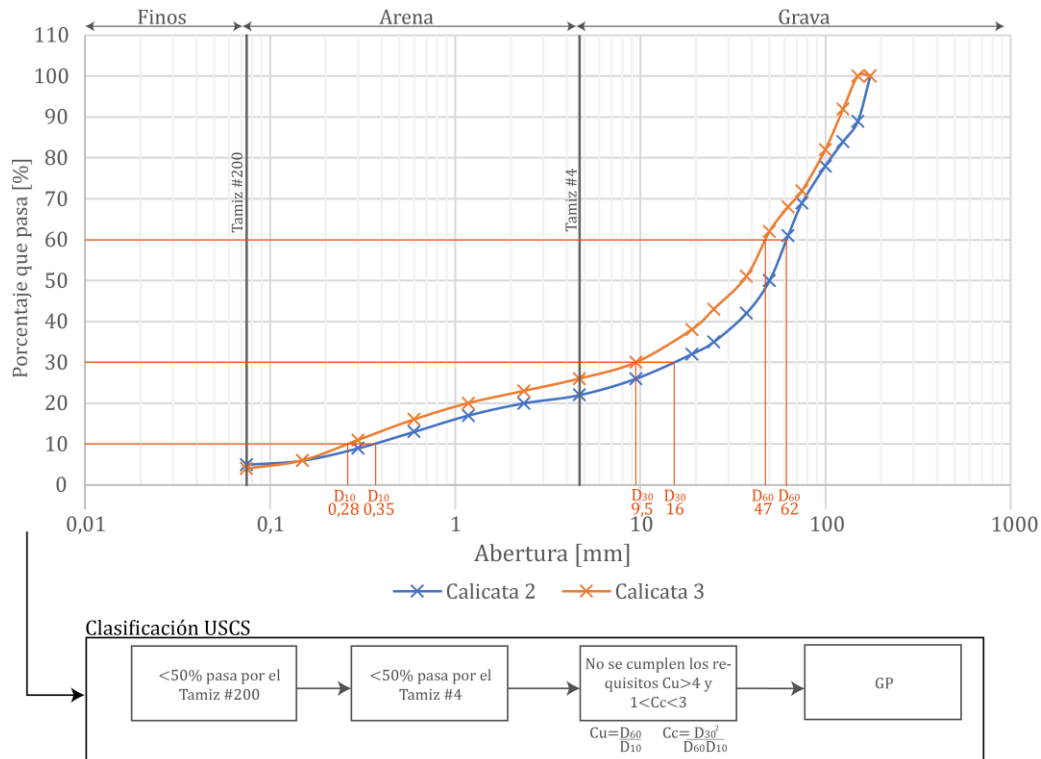


Figura 19. Granulometría y clasificación textural del suelo. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014.

#### 4.1.2. Estratigrafía

Para la prospección geofísica se utilizaron los métodos NanoTEM y TEM, los cuales permiten identificar la existencia de materiales con diferente resistividad eléctrica. Esta resistividad varía en función de las características del terreno, entre los cuales destaca para motivo de este estudio, el grado de saturación y porosidad. La técnica NanoTEM permite explorar estratos someros, hasta los 50 m de profundidad, con una alta resolución espacial, mientras que el método TEM permite una caracterización desde los 50 m hasta los 300 m de profundidad, siendo ambas técnicas complementarias entre sí.

A partir de los perfiles geofísicos se observa, de menor a mayor profundidad, una zona de 30 m de potencia con una alta resistividad, lo cual indicaría una cubierta sedimentaria seca y de granulometría gruesa. Debajo, destaca una capa de 10 m de espesor con baja resistividad, revelando la presencia de sedimentos finos. Luego, se observa una alternancia de resistividades medias a altas, iniciando con una zona de 35 m entre 70 y 200 Ohm-m, lo cual representa una granulometría menor a la primera, media a gruesa; después, una capa de 50 m con resistividades que bordean los 35 Ohm-m, indicando una granulometría menor a la anterior; para, finalmente, dar paso una capa con mayor resistividad y granulometría, cuya base no se observa (Figura 20).

Lo anteriormente descrito se puede corroborar con la estratigrafía mostrada por los pozos de observación construidos con motivo del estudio. El pozo PO3 se encuentra cercano al perfil de las tomografías realizadas (Figura 18), mientras que el pozo PO1 se ubica 1 km al oeste de la zona de estudio (Figura 22), pero se muestra debido a que es el más profundo de los cuatro pozos construidos. Es estas columnas se corrobora la presencia de la capa de arcilla de 10 m de potencia, a 30 m de profundidad, y se observa un gran dominio de suelo gravoso, con distintas matrices por sobre y bajo esta unidad, donde destaca el predominio arcilloso entre los 70 m y 90 m de profundidad. Esto explicaría la disminución de resistividad en ese sector, mostrada en las tomografías realizadas.

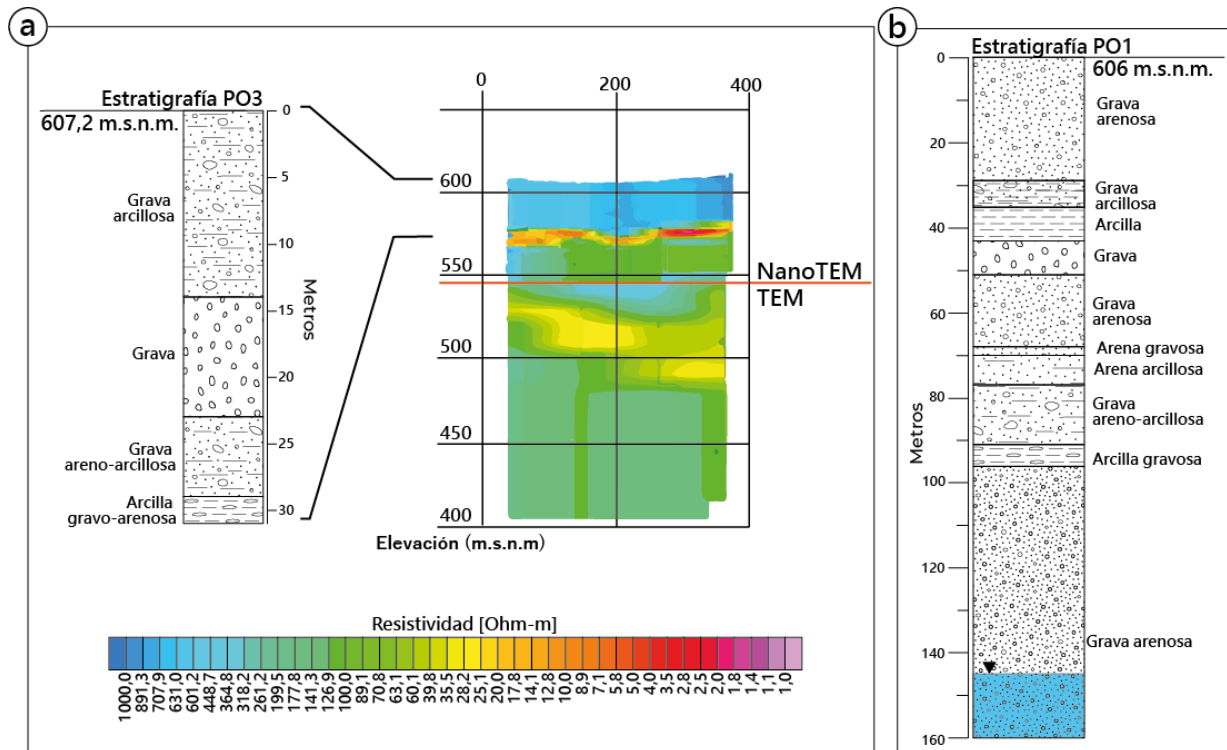


Figura 20. Caracterización textural de la zona no saturada. Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014.

Debido la importancia que tiene el estrato de arcilla para la infiltración de aguas, este fue caracterizado en los estudios previos realizados por la SCM, en términos de continuidad y profundidad, a partir de los perfiles NanoTEM realizados. Como resultado, determinó que este estrato se encuentra presente en todo el dominio, con una profundidad media de 30 m y una pendiente de  $0,63^\circ$  aproximadamente (Figura 21) (Ramírez et al., 2014).

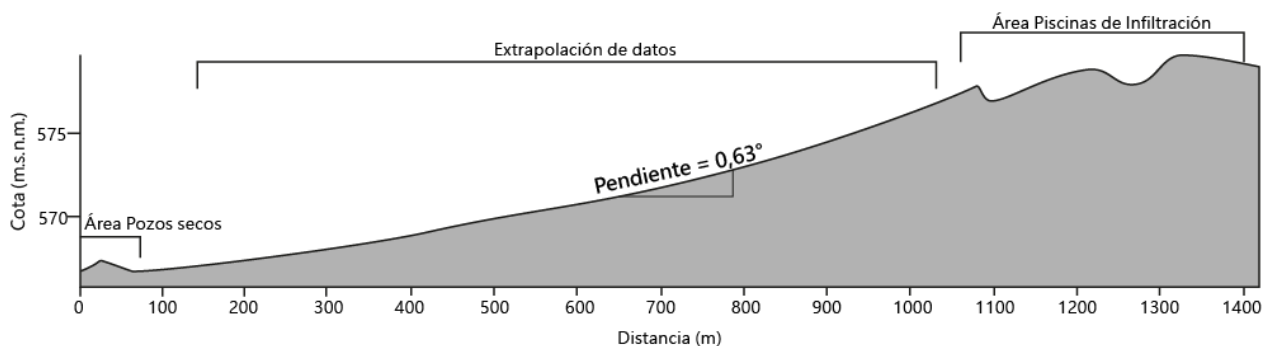


Figura 21. Caracterización del estrato de arcilla en el área de estudio. Fuente: (Ramírez et al., 2014)

## 4.2. Nivel de aguas subterráneas

Se identifican cuatro pozos cercanos al área de estudio con información de niveles estáticos: dos pertenecientes a Aguas Andinas S.A., uno perteneciente al Instituto de Investigaciones Agropecuarias (INIA) y uno propio del proyecto de RGA (Figura 22). Los pozos de Aguas Andinas S.A., La Pintana N°3 y La Pintana N°9, se ubican 1,5 km al sur del proyecto de RGA, e indican niveles que bordean los 150 m de profundidad, según sus solicitudes de derecho de aprovechamiento de aguas (DAA) subterráneas realizado el 2003 (Aguas Andinas, 2003a, 2003b). El pozo INIA, ubicado 1,5 km al este, indica una profundidad de 139,2 m en su último reporte, correspondiente al año 2017 (DGA, 2022). Finalmente, el pozo PO1, ubicado 1 km al oeste del área de estudio, intercepta el nivel freático a los 145 m de profundidad, según los datos de su construcción en el 2014 (Ramírez et al., 2014).

A partir de estos datos, es posible concluir que el nivel estático de la zona fluctúa entre los 140 m a 150 m de profundidad, un valor mayor a lo mostrado por el modelo de M. Muñoz et al., 2015, pero dentro de su margen de error (sección 3.1.2). A pesar de que los datos estén espaciados temporalmente, sus valores de carga hidráulica indican una dirección noroeste, tal como se anticipaba anteriormente (Figura 22).

Cabe destacar que el pozo PO4 presentó un nivel de aguas colgado sobre la capa de arcillas; este estaría asociado a la recarga focalizada producto del paso del agua por el canal Carmelino, el cual no se encuentra revestido (Ramírez et al., 2014).

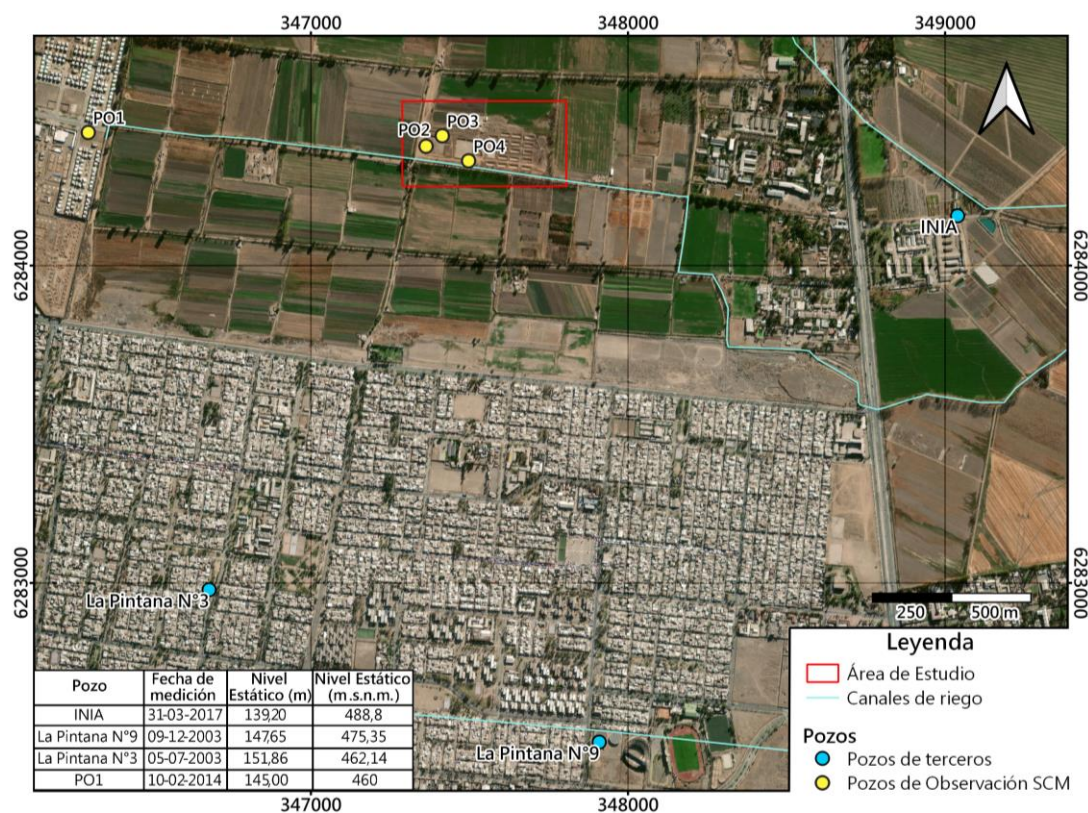


Figura 22. Niveles estáticos de los pozos cercanos al área de estudio. Fuente: Elaboración propia

### 4.3. Propiedades hidráulicas

Las pruebas para determinar propiedades hidráulicas se centraron en la obtención de la conductividad hidráulica de la zona no saturada. Se realizaron pruebas de infiltración superficiales y subsuperficiales, a través de métodos directos e indirectos, respectivamente. Adicionalmente, se obtuvieron curvas características de suelo-agua (SWCC, por sus siglas en inglés), a partir de las cuales se pueden sacar conclusiones del comportamiento del suelo según su contenido de humedad.

#### 4.3.1. Tasa de infiltración superficial

Las pruebas de infiltración superficial fueron realizadas con el método de doble anillo, en cinco ubicaciones dentro del área de estudio (Figura 18) con repeticiones en dos de estos (Tabla 4). Las pruebas realizadas en la actual ubicación de las piscinas de infiltración alcanzaron los valores más altos, 5 m/d, lo cual se considera como un suelo permeable (Custodio & Llamas, 1996).

Tabla 4. Resultados de las pruebas de infiltración a través del método de doble anillo. Fuente: Ramírez et al., 2014.

Ubicación prueba	Profundidad	Tasa de infiltración (m/d)
1	1,40	5,2
Rep. 1		3,8
2	1,20	1,2
Rep. 2		0,1
3	2,15	5,1
4	1,40	2,5
5	1,30	3,6

### 4.3.2. Tasa de infiltración subsuperficial

Por otro lado, las pruebas de infiltración subsuperficial fueron realizadas durante la construcción de los pozos de observación. El método utilizado fue indirecto, y consistió en inyectar un caudal constante de agua hasta la estabilización de los niveles del pozo, recolectar datos de caudales, tiempo de realización, y niveles del pozo, para, posteriormente, obtener la tasa de infiltración (Tabla 5). Las tasas de infiltración obtenidas en profundidad resultaron ser mayores a las estimadas superficialmente.

Tabla 5. Resultados de las pruebas de infiltración indirecta realizadas en los pozos de observación. Fuente: Ramírez et al., 2014.

Pozo	Profundidad (m)	Caudal (L/s)	Profundidad de estabilización (m)	Tasa de infiltración (m/d)
PO1	25,5	6,6	Sin estabilización	-
	25,5	4,0	5,59	14,0
	35,5	-	Sin estabilización	-
	50,0	4,5	34,90	1,1
	62,0	4,5	Sin estabilización	-
PO2	35,1	4,0	33,00	-
PO3	15,0	4,0	Sin estabilización	-
PO4	15,0	4,0	5,60	15,0
	33,0	4,0	3,50	36,0

### 4.3.3. Curva característica del suelo-agua

Las curvas SWCC son fundamentales para la caracterización hidrogeológica y son requeridas para la mayoría de los análisis de movimiento de agua en zonas no saturadas (Poehls & Smith, 2009). Estas se ven influenciadas por la porosidad, selección, compactación, contenido de arcilla y mineralogía del suelo (Miller et al., 2002). A partir de las SWCC, es posible obtener parámetros como la saturación residual ( $S_r$ ) y el punto de entrada de aire (AEV). La  $S_r$  indica el porcentaje de agua que es contenida en los poros netamente por adsorción de las partículas del suelo, razón por la cual guarda relación con la cantidad de agua mínima necesaria para fluir. Por otro lado, el AEV es el punto que marca la presión necesaria para que el aire comience a ingresar a los poros que previamente tenían agua; por lo tanto, valores bajos indican menor requerimiento de succión para iniciar la desaturación del suelo (Soltani et al., 2021; Zhai & Rahardjo, 2013).

Las muestras para los ensayos de succión fueron tomadas en el mismo lugar de realización de las calitas 2 y 3 (Figura 18). Las curvas resultantes fueron modeladas en este estudio con la ecuación propuesta por Van Genuchten (1980) para obtener la  $S_r$  y AEV (Figura 23). A partir de la modelación, se observan valores de saturación residual menores a 10% y valores de estrada de aire menores a 2 kPa, indicando que el suelo no retiene un volumen importante de agua; estos valores son característicos de suelos arenosos (Fredlund et al., 2002) (Figura 23).

También, se solicitó al laboratorio determinar la conductividad hidráulica saturada a partir de las muestras, obteniendo valores que bordean los 12 m/d (Figura 23).

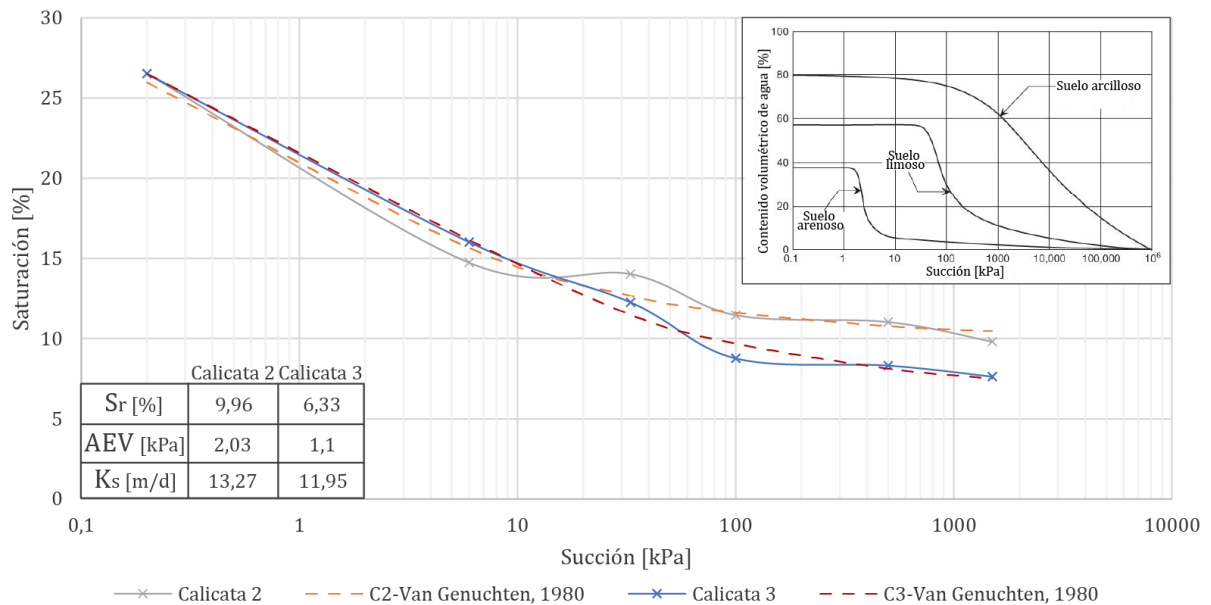


Figura 23. Obtención de parámetros de las SWCC a partir de Van Genuchten (1980). Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de Ramírez et al., 2014

Tras una serie de pruebas, se obtuvo tasas de infiltración y conductividades hidráulicas con un orden de magnitud de 1 m/d y 10 m/d, respectivamente, indicando que la zona no saturada se puede considerar un medio permeable, según la clasificación de Custodio & Llamas (1996) (1 y  $10^{2.5}$  m/d), con valores de  $S_r$  y AEV favorables. Cabe destacar que la tasa de infiltración suele considerarse una estimación de la conductividad hidráulica saturada (Morbidelli et al., 2017).

#### 4.4. Caracterización hidroquímica

Para caracterizar la hidroquímica de las aguas superficiales y subterráneas del área de estudio, se hizo uso de los datos del periodo 2010 a 2012 de las estaciones de monitoreo de la DGA “Río Maipo en puente Los Morros”, “Río Clarillo antes de la junta río Maipo” y “pozo INIA”, respectivamente. Los resultados estadísticos de los parámetros fisicoquímicos y elementos mayores de estas estaciones se presentan en la Tabla 6.

Tanto las aguas superficiales como subterráneas presentan CE que bordean los 1400  $\mu\text{S}/\text{m}$ , considerándose así aguas medianamente salinas (NCh1333). Además, la temperatura del agua superficial resulta ser menor y con mayores oscilaciones que las subterráneas, con promedios de 14,4°C y 18,6°C respectivamente. Por otro lado, el oxígeno disuelto muestra valores promedio de 6,1 mg/L en el pozo INIA y de 9,5 mg/L en aguas superficiales. Los pH de ambas aguas resultan ser neutros a alcalinos, con valores que bordean los 7,2 para las aguas subterráneas y 8,4, para las superficiales. Finalmente, con respecto a la dureza, ambas aguas se clasifican como muy duras ya que presentan valores que sobrepasan los 350 mg/L  $\text{CaCO}_3$  (Shariati-Rad & Heidari, 2020) (Tabla 6).

Tabla 6. Estadística básica de los parámetros fisicoquímicos de las estaciones DGA (2010-2012). Fuente: Ramírez et al., 2014.

Estación	Estadística	CE ( $\mu\text{S/cm}$ )	T ( $^{\circ}\text{C}$ )	Oxígeno (mg/L)	pH	Dureza (mg/L $\text{CaCO}_3$ )
INIA	Min	1291	15,7	5,2	6,9	449,8
	Máx.	1422	20,3	7,7	7,7	585,6
	Mediana	1377	18,5	6,1	7,1	541,5
	Promedio	1373	18,6	5,5	7,2	537,1
	Des. Est.	38	1,4	2,4	0,3	41,5
Maipo	Min	982	8,4	7,9	8,0	388,1
	Máx.	1840	19,6	11,8	9,1	1209,9
	Mediana	1409	12,6	9,8	8,4	596,9
	Promedio	1378	13,3	9,8	8,4	653,9
	Des. Est.	305	3,7	1,1	0,3	231,2
Clarillo	Min	893,0	7,5	6,1	7,8	405,8
	Máx.	1787,0	21,4	11,0	9,9	1000,4
	Mediana	1389,0	15,2	9,1	8,2	575,3
	Promedio	1355,1	15,4	9,2	8,4	601,4
	Des. Est.	280,57	5,0	1,6	0,6	189,4

Con respecto a los elementos mayores, se observa que todas las estaciones tienen similitud hidroquímica, clasificándose como sulfatadas-cálcicas. Se destaca el bajo contenido de nitrato en ambos casos y el hecho de que las aguas subterráneas, caracterizadas por el pozo INIA, son más ricas en bicarbonato y más pobres en cloruro. Temporalmente, se observa que las aguas superficiales varían desde sulfatada-cálcica a sulfatada-clorurada-cálcica-sódica. Por otro lado, las aguas subterráneas, varían desde sulfatada a sulfatada-bicarbonatada, mostrando un enriquecimiento en este último anión, y manteniendo una relación catiónica relativamente constante. Dicha variabilidad es estacional y sin tendencia temporal (Figura 24).

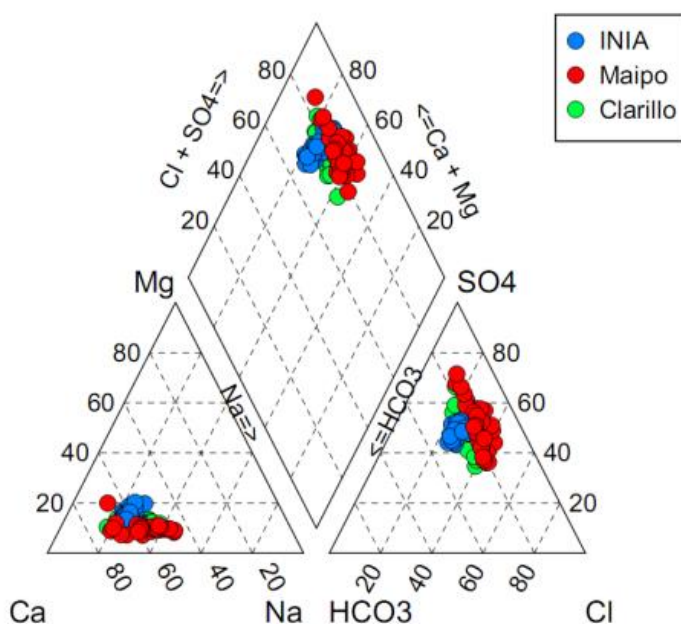


Figura 24. Diagrama de Piper de las muestras de agua superficial y subterránea (DGA). Fuente: Ramírez et al., 2014.



Para la determinación de la calidad del agua a infiltrar, se realizaron tres campañas de muestreo en los meses de julio, septiembre y diciembre del año 2012. Estas consideraron la toma de muestras de aguas superficiales y subterráneas (Figura 25). Los resultados son comparados con la Norma de Emisión de Residuos Líquidos a Aguas Subterráneas (DS N°46/02), la cual tiene como objetivo prevenir la contaminación de las aguas subterráneas y establece concentraciones máximas de elementos en los líquidos que son descargados al acuífero según el grado de vulnerabilidad del acuífero (baja, media o alta).



Figura 25. Puntos de muestreo de la campaña del 2012 para la determinación de calidad de aguas. Fuente: Elaboración propia.

Para determinar la vulnerabilidad del acuífero, Ramírez et al. (2014) realizaron un estudio siguiendo la metodología del “Manual para la aplicación del concepto de vulnerabilidad de acuíferos establecido en la norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas. DS N° 46 de 2002”, en donde se consideraron como parámetros la capacidad de campo, recarga natural, litología, espesor de la zona no saturada y condiciones artesianas del acuífero. Como resultado se obtuvo una vulnerabilidad baja.

Así, considerando los límites de vulnerabilidad baja, los elementos que sobrepasaron ampliamente la norma son el aluminio (41,2 mg/L), el cloruro (328 mg/L) y el hierro (46,1 mg/L); mientras que el arsénico y el cadmio la sobrepasaron en menor medida (Tabla 7).

#### 4.5. Modelo hidrogeológico conceptual simplificado

Tras la caracterización del área de estudio, es posible plantear un modelo hidrogeológico conceptual simplificado del área de estudio (Figura 26).

En términos generales, el sistema funcionaría de la siguiente manera:

- Gran parte de la estratigrafía se conforma por grava con distintas matrices de arena y/o arcilla, exceptuando la capa de arcilla de 10 m de espesor ubicada a 30 m de profundidad, la cual condiciona el flujo vertical y genera una desconexión hidráulica con el nivel freático regional.
- El nivel freático regional se ubica a 145 m de profundidad y la dirección de su flujo es de este a oeste; sin embargo, localmente tiene una componente hacia el norte.
- Se observa la existencia de una recarga no gestionada, producto del canal de riego Carmelino no revestido, evidenciado por lo niveles registrados en la construcción del PO4.
- Se identifican de elementos (Al, Cl, Fe, As y Cd) que sobrepasan los límites de la Norma DS N° 46/02 en las aguas del canal Carmelino, a diferencia de los ocurrido en las aguas subterráneas del sector.

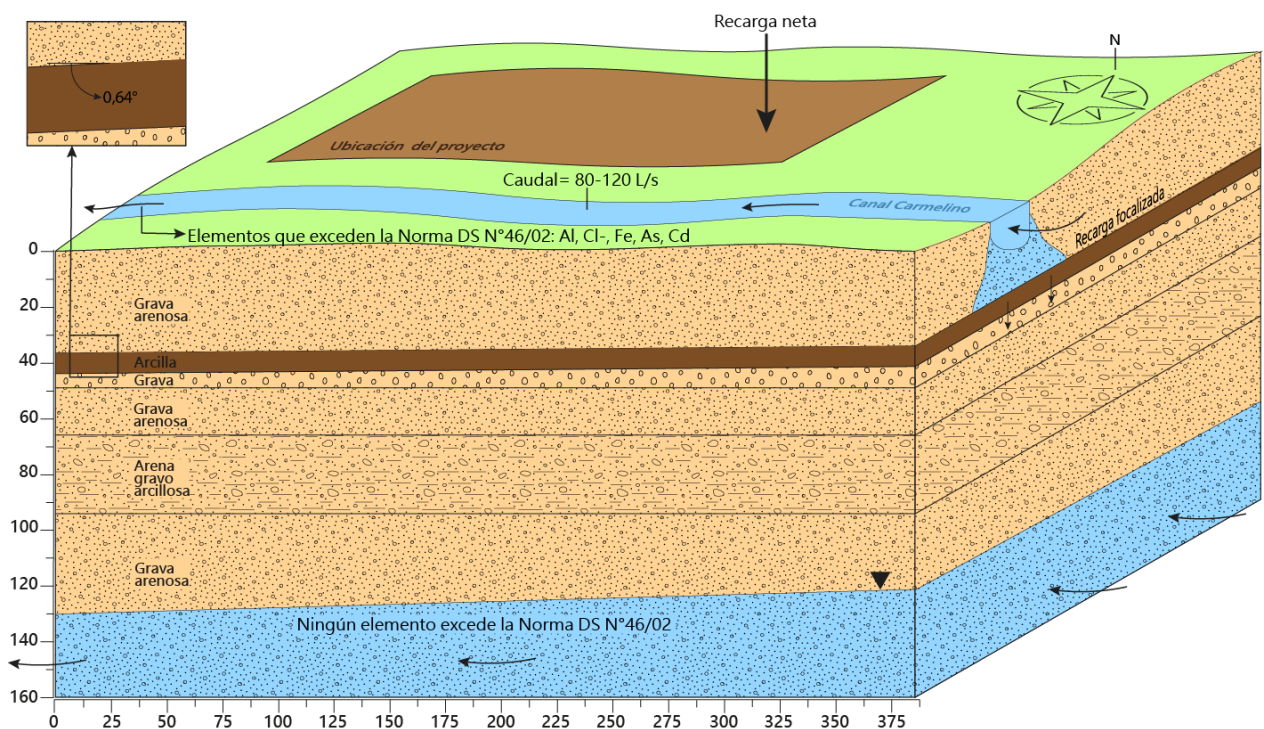


Figura 26. Modelo conceptual simplificado del área de estudio. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7. Comparación de calidad de aguas para parámetros de Norma DS N° 46/02. Fuente: Ramírez et al., 2014

Norma DS N° 46/02				A. Subterráneas		A. Superficiales		
Parámetro	Unidad	Vul. Media	Vul. Baja	INIA	Pozo Antumapu	Maipo	Canal San Francisco	Canal Carmelino
Aceites y grasas	mg/L	10	10	<0,5	<0,5	s/i	<0,5	<0,5
Aluminio	mg/L	5	20	<0,3	<0,01	<0,3 - 59,44*	0,68-6,94	0,781-41,2*
Arsénico	mg/L	0,01	0,01	<0,001 - 0,005	<0,001	0,01 - 0,167*	0,009-0,01	0,009-0,018*
Benceno	mg/L	0,01	0,01	<0,005	<0,005	s/i	<0,005	<0,005
Boro	mg/L	0,75	3	<1-0,19	0,218	<1	0,223- 0,36	0,272-0,694
Cadmio	mg/L	0,002	0,002	<0,001 - <0,01	0,002	<0,01	<0,001	<0,001-0,003*
Cianuro	mg/L	0,2	0,2	<0,02	<0,02	s/i	<0,02	<0,02
Cloruros	mg/L	250	250	124,6- 149	78,2	86,22 - 300,86*	231 – 257*	83,9-328*
Cobre	mg/L	1		<0,01 - 0,029	0,009	<0,01 - 0,463	<0,005 - 0,036	0,023-0,136
Cromo Hexavalente	mg/L	0,05	0,2	<0,01 - 0,034	<0,01	<0,01 - <0,03	<0,01	<0,01
Hierro disuelto	mg/L	5	10	0,031 - 0,324	<0,002	0,329 - 64,35*	0,737 - 8,39	0,54 – 46,1*
Fluoruro	mg/L	1,5	5	s/i	<0,2	s/i	<0,2 – 0,22	<0,2 – 0,22
Manganeso	mg/L	0,3	2	<0,01 - <0,02	0,004	0,025 - 5,86*	0,036- 0,268	0,041 -1,41
Mercurio	mg/L	0,001	0,001	<0,001 - <0,001	<0,001	<0,001 - 0,001	<0,001	<0,001
Molibdeno	mg/L	1	2,5	<0,005 - <0,05	<0,005	<0,05 - <0,05	<0,005 – 0,043	0,008 - 0,01
N-Nitrato + N-Nitrito		10	15	6,38-6,58	0,52	s/i	0,03-0,38	2,54-4,36
Níquel	mg/L	0,2	0,5	<0,02	<0,005	<0,02 - <0,02	<0,005	<0,005- 0,022
Nitrógeno total	mg/L	10	15	2,26- 6,93	7,5	s/i	3,48- 4,62	2,54-4,36
Pentaclorofenol	mg/L	0,009	0,009	<0,001	<0,001	s/i	<0,001	<0,001
pH		6,0 - 8,5	6,0 - 8,5	6,88 - 7,74	7,76	8,03 - 9,1*	7,89-8,3	7,97-8,44
Plomo	mg/L	0,05	0,5	<0,05	<0,01	<0,05 - 0,07	<0,01	<0,01-0,042
Selenio	mg/L	0,01	0,02	<0,001 - <0,005	<0,005	<0,001 - <0,001	<0,005	<0,005
Sulfatos	mg/L	250	500	249,61 - 365	270	232,49 - 342,33	180-226	179-270
Sulfuros	mg/L	1	5	<0,1	<0,1	s/i	<0,1	<0,1
Temperatura	°C	35	s/i	15,74 - 20,33	7,76	8,41 - 19,58	18,5-21,8	16,2-21,2
Tetracloroetano	mg/L	0,04	0,04	<0,005	<0,005	s/i	<0,005	<0,005
Tolueno	mg/L	0,7	0,7	<0,005	<0,005	s/i	<0,005	<0,005
Triclorometano	mg/L	0,2	0,2	<0,005	<0,005	s/i	<0,005	<0,005
Xileno	mg/L	0,5	0,5	<0,005	<0,005	s/i	<0,005	<0,005
Zinc	mg/L	3	20	<0,01 - 0,058	<0,002	<0,01 - 0,507	<0,002-0,022	0,032-0,132

(\*): Valores que superan el límite de vulnerabilidad bajo  
s/i: Sin información

## 5. Marco legal

La recarga gestionada de acuíferos está recogida en el ordenamiento jurídico chileno a través del Código de Aguas (1981), modificado con la Ley N°20.017 (2005), y el Reglamento sobre normas de exploración y explotación de aguas subterráneas (D.S. N°203, 2014).

El Código de Aguas regula la gestión de los derechos a través de los artículos 66 y 67. En el artículo 66, inciso 2° se menciona “...previa autorización de la Dirección General de Aguas, cualquier persona podrá ejecutar obras para la recarga artificial de acuíferos, teniendo por ello la preferencia para que se le constituya un derecho de aprovechamiento provisional sobre las aguas subterráneas derivadas de tales obras y mientras ellas se mantengan.” Y en el artículo 67, inciso 1°, “Los derechos de aprovechamiento otorgados (...) se podrán transformar en definitivos una vez transcurridos cinco años de ejercicio efectivo en los términos concedidos (...) Lo anterior no será aplicable en el caso del inciso segundo del artículo 66, situación en la cual subsistirán los derechos provisionales mientras persista la recarga artificial.” Así, en estos artículos se atribuyen potestades a la DGA con respecto al otorgamiento de derechos de aprovechamiento<sup>2</sup> provisional para realizar este tipo de proyectos; en lo que respecta al artículo 67, se establece que estos derechos no se podrán transformar en definitivos. (Rojas Calderón, 2019). Cabe destacar que, actualmente existe un Proyecto de Ley que reforma el Código de Aguas (Boletín N° 7543-12), el cual modifica los artículos mencionados.

Por otro lado, el reglamento mencionado establece el procedimiento administrativo y norma las iniciativas de proyectos de RGA. En su capítulo “Explotación de aguas subterráneas”, incluye una sección llamada “Recarga Artificial” que dispone de 4 artículos (Art. 47 a Art. 50) en los cuales se busca entregar potestades, determinar el proceso de solicitud para ejecutar este tipo de obras (con los documentos necesarios a presentar) y otorga a la DGA la responsabilidad de aprobar proyectos y otorgar derechos de aguas provisionales para su ejecución. Cabe destacar que la naturaleza normativa de los reglamentos es obligatoria pero secundaria a la ley.

En el artículo 47 se reafirma lo establecido y mencionado anteriormente por el Código de Aguas, y se agrega que se debe seguir lo establecido en el citado reglamento. El artículo 48 especifica los contenidos de la solicitud en donde se incluyen: (i) datos del solicitante; (ii) una descripción de la naturaleza física y situación jurídica del agua a utilizar; y (iii) una memoria técnica que incluya la descripción del proyecto, descripción y caracterización geológica e hidrogeológica del sector, caracterización de la calidad de las aguas a infiltrar, un plan de monitoreo, y un plan de acción frente a una eventual contaminación. El artículo 49 establece que la DGA debe aprobar las obras de recarga gestionada cuando el proyecto cumpla los requisitos mencionados, y no provoque la contaminación de aguas ni colmatación del acuífero. Finalmente, en el artículo 50 se regula la solicitud de derechos de aprovechamiento de aguas de carácter provisional.

---

<sup>2</sup> Desde el artículo 12 del Código de Aguas se definen los tipos de derechos de aprovechamiento que se pueden obtener, los cuales pueden ser consuntivos (de consumo) o no consuntivos (uso sin consumo); de ejercicio permanente o eventual; continuo, discontinuo o alternado entre varias personas.

Dado que la legislación actual respecto a la RGA es general y confusa, instituciones nacionales han desarrollado documentos para guiar el proceso de presentación y análisis de estos proyectos (CNR, 2020; DGA, 2016e) y clarificar algunos aspectos de la normativa existente (DGA, 2016c, 2019). Entre estos se destacan la “Guía metodológica para presentación de proyectos de recarga artificial” (CNR, 2020) y el “Marco operativo para proyectos de recarga artificial de acuíferos” (CSIRO, 2020).

El primer documento, desarrollado por la DGA, menciona la normativa aplicable explicada anteriormente y se dan indicaciones del procedimiento administrativo que se debe seguir apegándose a lo mencionado en el artículo 48 del reglamento des. Además, menciona el factor ambiental, no tratado anteriormente, en el numeral 2.1.7. sobre los Requisitos Ambientales. En este se menciona la necesidad del proyecto de contar con una Resolución de Calificación Ambiental (RCA) favorable, de manera previa a la resolución de autorización de recarga artificial (Rojas Calderón, 2019); la cual se obtiene cuando culmina el proceso de evaluación realizado por el Servicio de Evaluación Ambiental (SEA).

El segundo documento, desarrollado por la Comisión Nacional de Riego (CNR), proporciona una herramienta práctica para el desarrollo de proyectos de RGA en el sector agrícola. Este da a conocer técnicas de RGA e informa sobre los requerimientos técnicos, económicos y administrativos para implementar un proyecto de este tipo.

Respecto a la regulación ambiental, la Ley 19.300 sobre las Bases Generales del Medio Ambiente (1994) no considera los proyectos de RGA dentro de los que requieran ser evaluados ambientalmente, por lo que su sola ejecución no exige un ingreso al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA). Estos proyectos deben ingresar sólo si son parte de un proyecto mayor, que implique la alteración de cursos naturales de agua o cuando se ubiquen en zonas de protección. En estos casos corresponde la tramitación del Permiso Ambiental Sectorial 158 (PAS 158) el cual indica que se debe cumplir con lo establecido en el artículo 158 del Reglamento del SEIA (RSEIA). Dicho artículo cita a su vez el artículo 66 del Código de Aguas y agrega contenidos técnicos a presentar con el objetivo de conservar y proteger el acuífero, similares a los mencionado en el Reglamento sobre normas de exploración y explotación de aguas subterráneas. Los antecedentes presentados son evaluados por la DGA, la cual decide si el proyecto presenta las condiciones suficientes para obtener el PAS 158 (DGA, 2016c).

Para prevenir la contaminación de aguas subterráneas, existe como herramienta legislativa la “Norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas” (DS N°46/02), la cual determina las concentraciones de contaminantes máximas permitidas en los residuos líquidos que son descargados e infiltrados, a través del suelo, a las zonas saturadas de los acuíferos. Esta fija límites máximos según la calificación de vulnerabilidad del acuífero (media o baja) y también permite descargas de igual o inferior concentración a la concentración natural del acuífero.

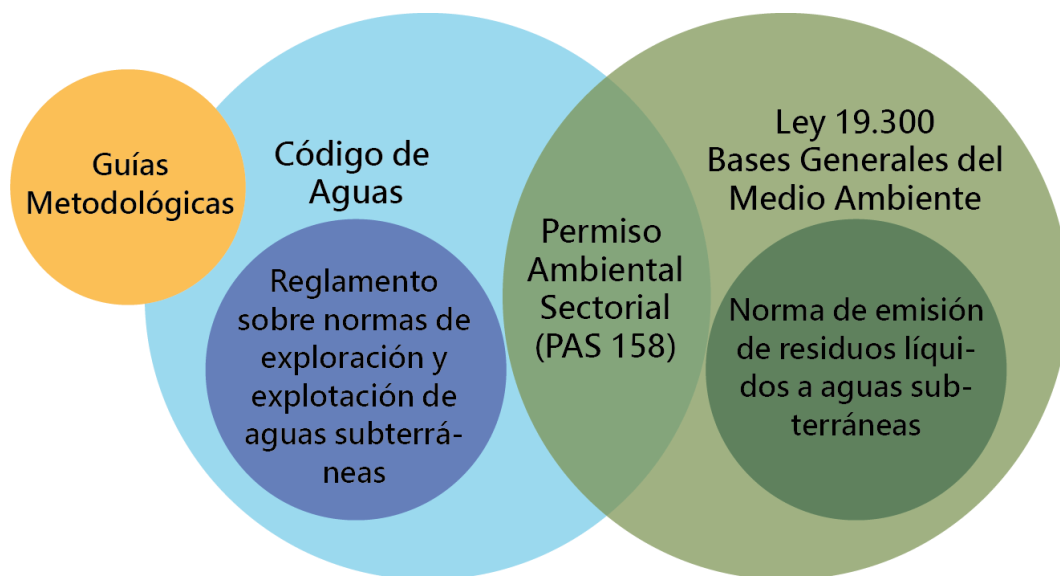


Figura 27. Interacción entre las distintas herramientas regulatorias de la RGA en Chile. Fuente: Elaboración propia.

## 6. Descripción del Proyecto: Planta Piloto de Recarga Gestionada de Acuíferos

Con el objetivo de atender la problemática de la escasez hídrica que ha afectado a la zona centro y norte del país, la SCM se propuso a encontrar soluciones que se llevaran a cabo en otros lugares del mundo, como lo es la recarga gestionada de acuíferos (SCM, 2012). En este contexto, decidieron desarrollar una experiencia piloto que infiltrara aguas del río Maipo al acuífero del Maipo-Mapocho, y así recopilar datos para crear un mayor conocimiento de este tema en Chile y lograr generar un modelo replicable en otros lugares de la Región Metropolitana (SCM, 2014).

La construcción de la planta piloto comenzó en el mes de mayo del 2013 en el campus Antumapu, perteneciente a la Universidad de Chile y ubicado en la comuna de La Pintana, Región Metropolitana (SCM, 2012). Las obras civiles culminaron durante el año 2015; sin embargo, durante el 2014 se realizaron pruebas esporádicas de recarga. Finalmente, su operación continua comenzó el 2 de marzo del 2016 (SCM, 2018).

La experiencia contempló el estudio de dos sistemas de recarga, las piscinas de infiltración y los pozos de inyección en zona vadosa (también llamados pozos secos). No obstante, a lo largo del documento se estudiará únicamente el resultado de la experiencia correspondiente a las piscinas de infiltración, dado que los pozos de inyección no pudieron ser operados por temas administrativos.

### 6.1. Diseño de la planta piloto

El agua utilizada para la infiltración era transportada por canales de riego, administrados por la SCM, desde el Río Maipo, y llegaba al campus Antumapu a través del canal Carmelino, el cual contaba con un caudal aproximado de 80-120 L/s. El agua captada desde dicho canal era dirigida a una planta de tratamiento primario, con el fin de reducir la colmatación, eliminando sólidos en suspensión mediante sedimentación. Esta planta contaba con secciones independientes de tratamiento para cada sistema de infiltración. Una vez tratada el agua, era transportada al sistema que se encontrara operativo. Los sistemas de infiltración estaban conformados por dos piscinas de infiltración y dos pozos secos respectivamente, y cada uno contaba con sistemas de emergencia en caso de rebose (Figura 28) (Ramírez et al., 2014).

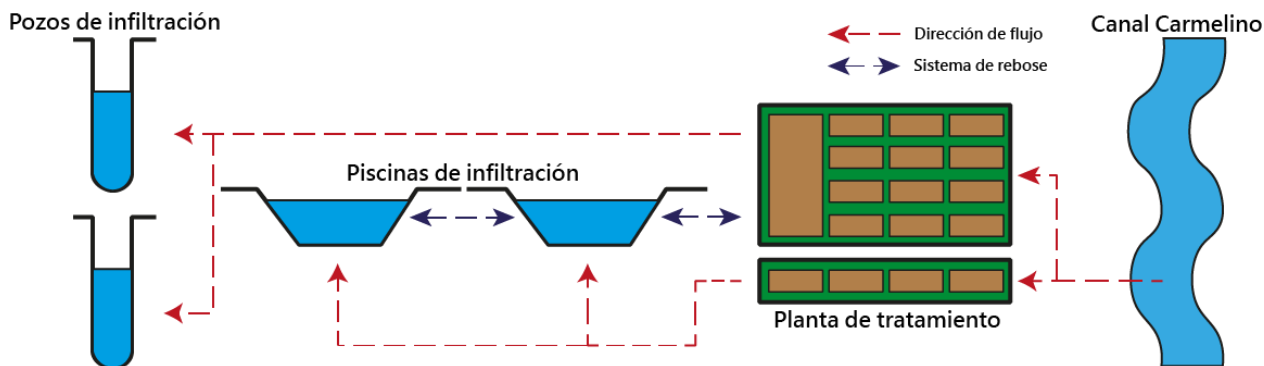


Figura 28. Esquema del funcionamiento de la planta piloto de RGA. Fuente: Elaboración propia.

Las obras hidráulicas fueron diseñadas para infiltrar entre 20 L/s y 70 L/s por método de recarga y se consideró una restricción de caudal máximo de operación conjunta de 100 L/s. Así, cada elemento del sistema, es decir, cada piscina y cada pozo, se diseñó para infiltrar 35 L/s (Ramírez et al., 2014).

Para las piscinas de infiltración se definió un área basal de 55 m x 55 m, un talud de 2:11 y una altura de 5 m. Para los pozos de inyección, se definió la realización de perforaciones de 36” y 48”, respectivamente, con la incorporación de cuatro tuberías distintas, una de 4” y tres de 2”. La tubería de 4” se utilizó para infiltrar el agua, mientras que las otras fueron utilizadas para procedimientos de mantenimiento del pozo, como lo es la inyección de grava para permitir la salida de aire durante las pruebas de recarga y la inyección de soluciones para su limpieza (Ramírez et al., 2014).

Con el objetivo de evitar la obstrucción de los sistemas, se hizo uso de una planta de tratamiento primario. Esta constaba de cinco cadenas de piscinas de sedimentación, las cuales se distribuían entre los sistemas de infiltración para tratar su agua de manera independiente. Para el agua que era dirigida a las piscinas de infiltración, se utilizaba una de estas secuencias, constituida por cuatro etapas de sedimentación. Por otro lado, para los pozos secos, se utilizaban las cuatro secuencias restantes, cada una conformada por tres etapas de sedimentación que culminaban en una piscina acumuladora común (Figura 28) (Ramírez et al., 2014).

A pesar del tratamiento previo dado al agua, era necesaria la realización del mantenimiento a las piscinas de infiltración para una mejor gestión de la colmatación. El mantenimiento de las piscinas de infiltración era llevado a cabo a través de ciclos húmedo-seco. Mientras una piscina se mantenía operativa, la otra era secada para remover la capa de obstrucción formada en el fondo, razón por la cual las piscinas nunca funcionaron al mismo tiempo (Ramírez et al., 2014).

Finalmente, se contó con sistemas de rebose interconectados entre los elementos de la planta piloto, para mitigar algún aumento repentino del nivel del agua en las piscinas de infiltración. Las piscinas de infiltración contaban con un canal que las interconectaba entre sí. Así mismo, la piscina de infiltración más cercana a la planta de tratamiento contaba con una conexión con la piscina acumuladora (Figura 28) (Ramírez et al., 2014).

## **6.2. Descripción de Sistema de Monitoreo**

El sistema de monitoreo contempló, la medición y seguimiento de las variables clave para verificar el correcto funcionamiento de las pruebas de infiltración, como lo son los caudales de ingreso, la turbidez de sus aguas, y el registro de niveles e hidroquímica para evaluar la respuesta del acuífero subyacente (Ramírez et al., 2014).

Para el control del caudal de ingreso a la planta piloto, se construyeron un total de seis estaciones de aforo: dos aforadores tipo Parshall, los cuales medían la cantidad de agua que entraba a cada sección independiente de la planta de tratamiento, y cuatro vertederos triangulares de pared delgada, lo cuales se encontraban al ingreso de cada piscina y pozo de infiltración (Figura 30).



Los aforadores contaban con transductores de presión, que medían la altura del agua pasante por una sección conocida, parámetro con el cual era obtenido, posteriormente, el caudal. Por otro lado, para hacer seguimiento de los sólidos en suspensión, se realizaban mediciones diarias de turbidez (Ramírez et al., 2014). Cabe destacar que la *American Society of Civil Engineers* (2001) recomienda no operar las piscinas de infiltración con valores mayores de 10 NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez).

Para el registro de niveles piezométricos bajo las piscinas de infiltración, se construyeron tres pozos de observación, con profundidades que bordeaban los 30 m a 40 m y con múltiples habilitaciones; por otro lado, para los pozos secos, se construyó un pozo de observación de 180 m de profundidad, con una única habilitación (Tabla 8). Cada habilitación contaba con un transductor de presión, los cuales medían continuamente la altura de la columna de agua a partir de la presión hidrostática sobre estos. También se instaló un barómetro, para medir las variaciones de la presión atmosférica que implican errores en la medición de niveles. Adicionalmente, se instalaron transductores de presión al interior de cada piscina y pozo de infiltración (Figura 30) (Ramírez et al., 2014).

Tabla 8. Características de los pozos de observación. Fuente: Ramírez et al., 2014

Nombre	Área	Coordenadas UTM		Profundidad (m)	Diámetro de habilitación	Ranurado	
		Este	Norte			desde (m)	hasta (m)
PO1	Pozos secos	346.301	6.284.419	181,08	4"	138,56	180,88
PO2	Piscinas de infiltración	347.363	6.284.376	34,00	4"	27,00	33,00
					2"	9,00	9,90
PO3		347.414	6.284.409	31,50	2"	28,50	31,40
					4"	20,90	24,90
					2"	9,00	10,10
PO4		347.497	6.284.330	42,00	2"	39,00	41,78
	4"				27,00	32,40	

Para realizar un control de calidad de los niveles registrados por los transductores de presión se realizaron mediciones manuales diarias, tanto en las cámaras aforadoras como en los pozos de observación y piscinas de infiltración. También se realizaron mediciones manuales diarias de los niveles de las piscinas de sedimentación pertenecientes a la planta de tratamiento, las cuales no contaban con mecanismos de medición continuo (Figura 30) (Ramírez et al., 2014).

Para el control de la componente hidroquímica se realizaron mediciones diarias de los parámetros fisicoquímicos, y se tomaron muestras mensuales para medir concentraciones de elementos. Los parámetros de pH, temperatura, oxígeno disuelto y CE fueron medidos in situ, en distintas piscinas de la planta piloto (Figura 30). Por otro lado, la toma de muestras se realizó en el canal Carmelino, en la salida de la planta de tratamiento, en el pozo PO4, y en la piscina de infiltración operativa en cada momento (Figura 30), para realizar una comparación con la "Norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas" (DS N°46/02) (Ramírez et al., 2014).

## 6.1. Calendario de operación de la planta piloto de RGA

Las piscinas de infiltración entraron en operación continua el 2 de marzo del 2016. La primera en funcionar fue la Piscina de Infiltración 1 (PI1), la cual culminó su infiltración el 6 de junio del 2016, con un corte de flujo entre el 16 y 27 de abril. En el segundo semestre del mismo año funcionó la Piscina de Infiltración 2 (PI2), la cual no sufrió corte alguno. El flujo en las piscinas fue reanudado el mes de julio del 2017, en la PI1, periodo en el cual se debieron realizar dos cortes de flujo (24 a 28 de agosto, y 27 de septiembre a 16 de noviembre). A inicios del 2017, ninguna PI estuvo en operación; sin embargo, una vez finalizada la operación de las PI2 a fines del 2016, entró en funcionamiento el sector de los pozos secos, junto con su sección independiente de la planta de tratamiento, cuya operación finalizó el 30 de junio del 2017 (Figura 29) (Ramírez et al., 2014). Cabe recordar que, si bien entró en operación la sección de los pozos secos, estos no pudieron seguir funcionando por temas administrativos, y no se cuenta con los datos de infiltración registrados durante esta experiencia.

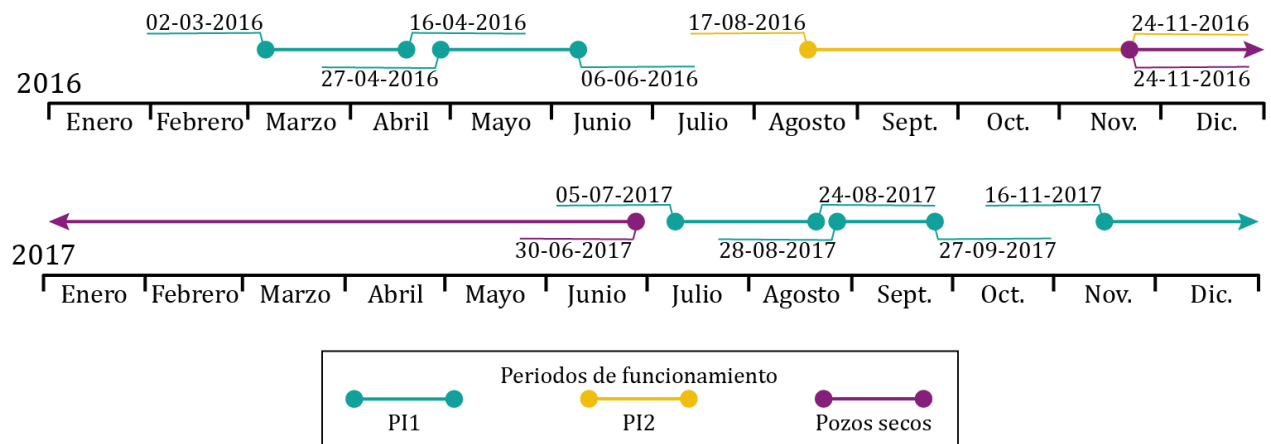


Figura 29. Calendario de operación de la planta piloto de RGA. Fuente: Elaboración propia.



**Legenda**

- |                          |                    |                        |                            |                         |
|--------------------------|--------------------|------------------------|----------------------------|-------------------------|
| Piscina de Infiltración  | Dirección de flujo | <b>Aforo de Caudal</b> | <b>Medición de niveles</b> | <b>Hidroquímica</b>     |
| Planta de Tratamiento    | Sistema de rebose  | Parshall               | Piscinas                   | Toma de muestras        |
| Transductores de presión | Canal de riego     | Vertedero Triangular   | Pozos de Observación       | Fisisicoquímica in-situ |

Figura 30. Sistema de monitoreo de la planta piloto de recarga gestionada. Fuente: Elaboración propia.

## **7. Metodología**

La metodología del estudio consistió en el análisis de la superposición de distintas series de tiempo, conformadas por: (1) los niveles medidos en los pozos de observación, piscinas de infiltración y piscinas de sedimentación; (2) los caudales de entrada a la planta de tratamiento y a la piscina de infiltración operativa; y (3) los parámetros fisicoquímicos medidos en distintos puntos. También se compararon muestras puntuales de calidad de aguas con la norma DS N°46/02, la cual determina las concentraciones máximas de contaminantes permitidas en los residuos líquidos que son descargados a las zonas saturadas de los acuíferos, mediante obras destinadas a infiltrarlo. Además, se incorporaron a las comparaciones series temporales de precipitación, evapotranspiración total y otorgamiento de derechos de aprovechamiento de aguas superficiales y subterráneas en la cuenca, para analizar posibles efectos de factores externos a la planta piloto.

Para la construcción de las series de tiempo fue necesaria la corrección de los datos adquiridos a través de los transductores de presión considerando las mediciones manuales diarias. En particular, para la obtención de los caudales, fue necesaria la transformación de los datos de nivel (altura de agua) a datos de flujo. Por otro lado, los datos hidroquímicos fueron sometidos a un control y aseguramiento de calidad (QA/QC) basado en análisis estadísticos, en el caso de los parámetros fisicoquímicos medidos en terreno, y cálculo de error de balance de cargas, en el caso de los datos de concentraciones entregados por los laboratorios.

### **7.1. Corrección de los datos continuos de nivel**

Los datos continuos de nivel corresponden a los registrados por los distintos transductores de presión localizados en diversos sectores de la planta piloto, como los son las estaciones de aforo, piscinas de infiltración y pozos de observación. La corrección de estos consta de cuatro pasos: (1) definir la localización de los datos manuales y continuos sincrónicos; (2) identificar los grupos de datos con errores absolutos similares; (3) calcular el valor de corrección para los datos; y (4) realizar el control de calidad de los datos corregidos. Cabe destacar que los datos proporcionados ya habían sido corregidos con respecto a la presión atmosférica.

#### **7.1.1. Localización de datos sincrónicos**

Los transductores de presión registraron datos con un intervalo de tiempo constante y definido, con una precisión de segundos; en cambio, las mediciones manuales, fueron registradas de una a tres veces al día, precisando hora y minuto. Por lo tanto, el primer paso consistió en homogeneizar los registros temporales de los datos. Esto fue llevado a cabo aproximando los minutos de ambas familias de datos. El valor de aproximación seleccionado corresponde al intervalo de tiempo con el cual fueron medidos los niveles por el transductor de presión. Estos intervalos tenían escalas de minutos, y diferían entre los transductores de presión. Por ejemplo, si los datos continuos eran tomados cada 10 minutos (p. ej., 10:12:48, 10:22:48, 10:32:48), los minutos de ambas familias de datos eran aproximados a un múltiplo de 10 (p. ej., 10:10:00, 10:20:00, 10:30:00).

Una vez homogeneizados los registros temporales de ambas familias de datos, fue posible localizar una mayor cantidad de datos sincrónicos, los cuales corresponden al insumo para la corrección de las mediciones.

### **7.1.2. Identificación de grupos**

Con los datos sincrónicos obtenidos, fue posible analizar la exactitud que tenían los transductores de presión para registrar el nivel de distintos puntos de la planta piloto, asumiendo como correctas las mediciones tomadas manualmente. Se utilizaron como herramientas estadísticas de análisis los gráficos de dispersión y el cálculo del error absoluto.

Los gráficos de dispersión se utilizaron para analizar la relación existente entre dos variables, si los datos medidos por los transductores de presión fueran exactos, se esperaría obtener una relación 1:1 con los datos manuales. Sin embargo, tras su realización, se identificó la ocurrencia de errores absolutos de distinta magnitud (Figura 31a).

El error absoluto ( $\varepsilon_a$ ) se define como la diferencia entre el valor real y el medido, y se puede observar gráficamente como la distancia existente entre el dato y la recta de relación 1:1. Al graficar el error absoluto con respecto al tiempo, se observó que sus distintas magnitudes se relacionan con periodos específicos de tiempo. Esto se atribuyó a la descalibración del transductor de presión debido al proceso de descarga de datos, que consistía en extraer el aparato del pozo, vaciar su memoria, y devolverlo a su lugar.

Así, se realizó, como segundo paso de la metodología, la identificación de grupos con errores absolutos similares en periodos de tiempo continuos (Figura 31b).

### **7.1.3. Valor de corrección**

Posterior a la identificación de grupos, se procedió a obtener el valor de corrección para cada uno de estos. Debido a la existencia de errores de gran magnitud dentro de los grupos, se decidió no utilizar directamente el promedio de la totalidad de estos como valor de corrección. En su lugar, se calculó el promedio de los datos encontrados dentro de un cierto intervalo. Para construir el intervalo se calculó el promedio ( $\bar{x}$ ) y desviación estándar ( $\sigma$ ) de cada muestra. Con esta información, se estableció como criterio a cumplir que la máxima diferencia que existiese entre el  $\bar{x}$  y el  $\varepsilon_a$  fuera  $1\sigma$ , es decir, el valor de corrección ( $\bar{x}_c$ ) se definió como el promedio de los errores absolutos que se encontraban únicamente en el rango  $[\bar{x} - \sigma, \bar{x} + \sigma]$  (Figura 31c).

### **7.1.4. Control de calidad**

Tras la corrección de los datos se realizó un control de calidad simple con el objetivo de evaluar el nivel de ajuste de los datos continuos con respecto a los datos manuales. Este se basó en el cálculo del error cuadrático medio (MSE), antes y después del método aplicado, el cual mide el promedio de los errores al cuadrado existente entre los datos corregidos y manuales (Figura 31d) (Heumann et al., 2017).

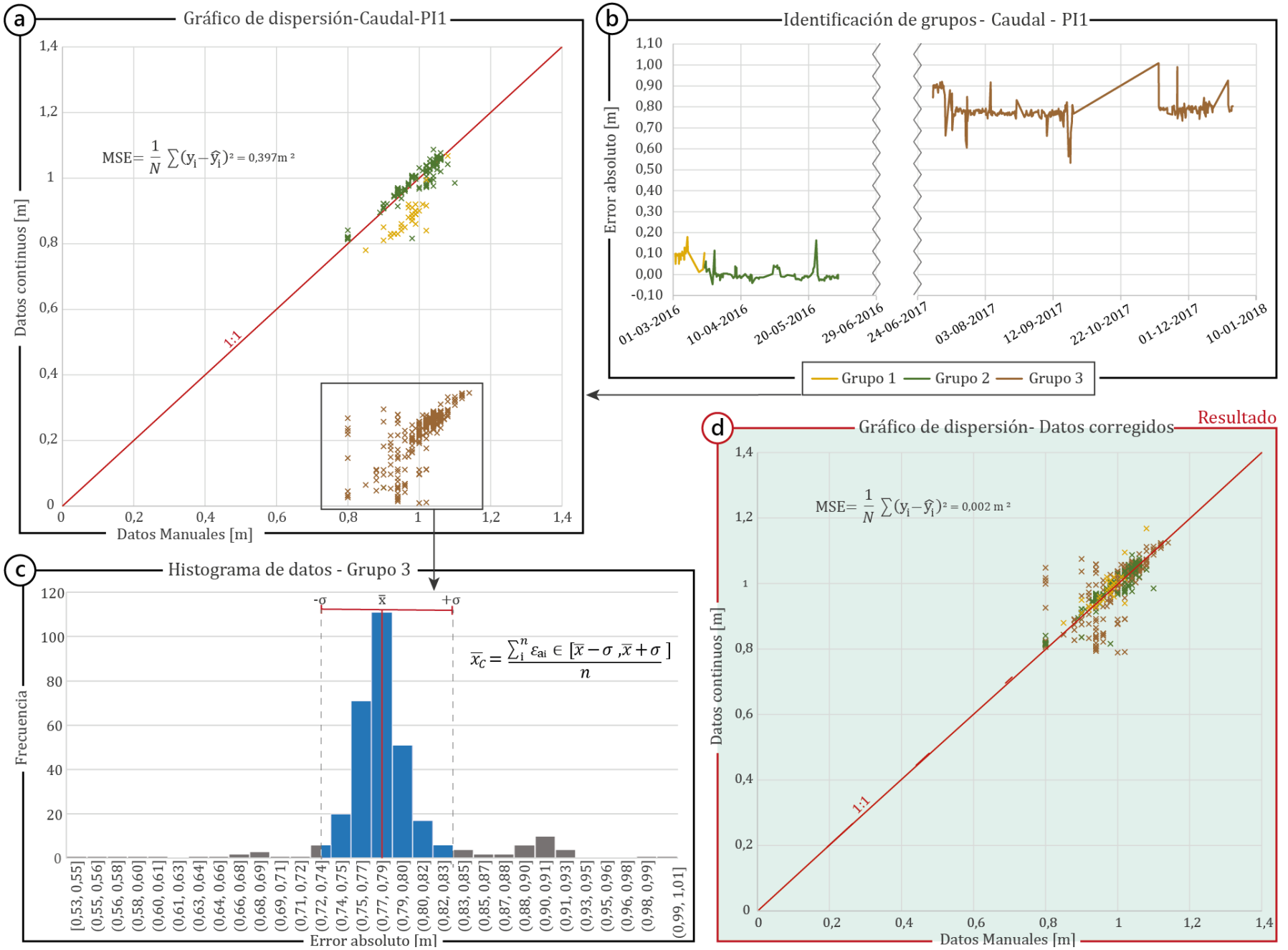


Figura 31. Pasos realizados para corregir los datos registrados por los transductores de presión. Elaboración propia.

## **7.1. Obtención de caudales**

El registro de caudales se obtuvo indirectamente a través de transductores de presión, instalados en las cámaras aforadoras, que registraban el nivel del agua pasante por una sección conocida. Para construir las series de tiempo de flujo fue necesario obtener los caudales a partir de los datos de nivel corregidos. Esta transformación se realizó a través de fórmulas, las cuales varían según el tipo de aforador. Como se mencionó anteriormente, la planta piloto contaba con dos tipos de aforadores: canaletas Parshall y vertederos triangulares de pared delgada.

### **7.1.1. Canaleta Parshall**

Las canaletas Parshall constan de una transición de entrada, un tramo convergente, una garganta (recta) y un tramo divergente. En la transición de entrada, el piso sube de nivel con respecto al fondo del canal, mientras las paredes se van cerrando. El tramo convergente posee piso plano horizontal, mientras las paredes convergen. En la garganta el piso baja y las paredes son paralelas. En el tramo divergente el piso sube y las paredes divergen (Figura 32a) (Uribe, 2019).

El tamaño de la canaleta Parshall, asociado al ancho de la garganta ( $W$ ) en pulgadas, depende del caudal que se desea medir. En este caso, se utilizaron canaletas Parshall estándar de 9", cuyas dimensiones se encuentra en la Figura 32a. La medición se realizaba en el punto H, ubicado en la sección convergente a  $2/3$  de la dimensión A (Figura 32b). Así, el caudal se obtuvo a través de la curva facilitada por el proveedor de la canaleta (Figura 32c).

Cabe destacar que el nivel a partir del cual la curva es válida es 0,03 m, razón por la cual mediciones bajo este límite se consideraron iguales a cero. Otra consideración fue considerar todo el flujo como libre, debido a que no fue posible calcular el grado de sumergencia por falta de datos. Cuando un flujo está sumergido, disminuye su velocidad, por lo tanto, se debe aplicar una corrección al caudal calculado. Para calcular el grado de sumergencia es necesario conocer el nivel aguas arriba ( $h_a$ ) y aguas abajo ( $h_b$ ); dentro de los cuales este último no fue registrados en el proceso (Figura 32b).

### **7.1.2. Vertederos triangulares**

Los vertederos triangulares integran el grupo de vertederos de pared delgada; estos se usan, principalmente, para determinar el caudal de corrientes pequeñas. Existen vertederos de pared delgada rectangulares, triangulares y trapezoidales; independiente de su forma, todos se caracterizan por contar con una pared vertical perpendicular a la dirección de flujo, y simétrica hacia ambos lados del eje central de la estructura (Uribe, 2019).

Para una correcta medición del caudal en este tipo de dispositivos, es necesario que el flujo se encuentre totalmente contraído. Esto ocurre cuando la estructura previa a la sección de control es lo suficientemente larga y recta, como para alinear paralelamente los vectores de flujo aguas arriba. Para lograrlo, su diseño debe cumplir con ciertas relaciones, estas, junto con las medias utilizadas en el proyecto, se presentan en la Figura 33.

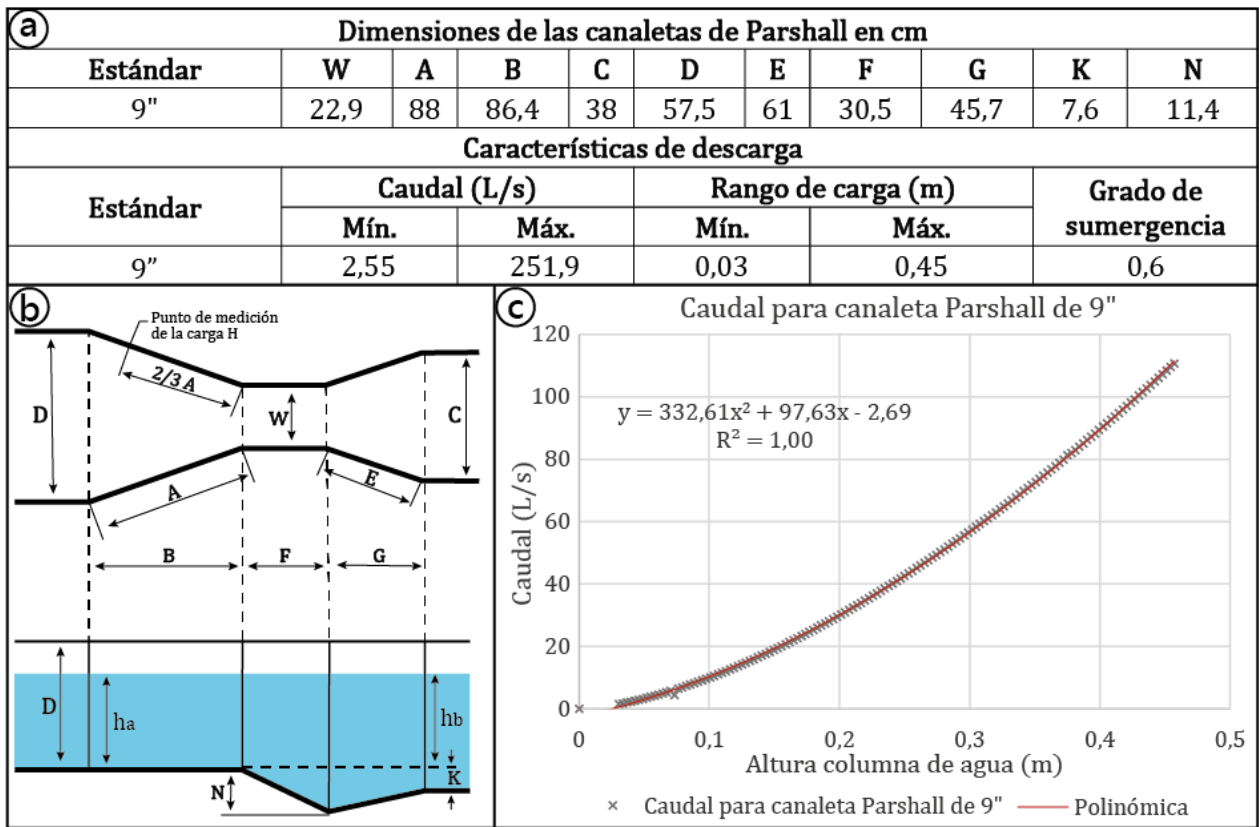


Figura 32. Datos para el cálculo de caudal a través de una canaleta Parshall. Fuente: Elaboración propia a partir de (Azevedo Netto et al., 1998).

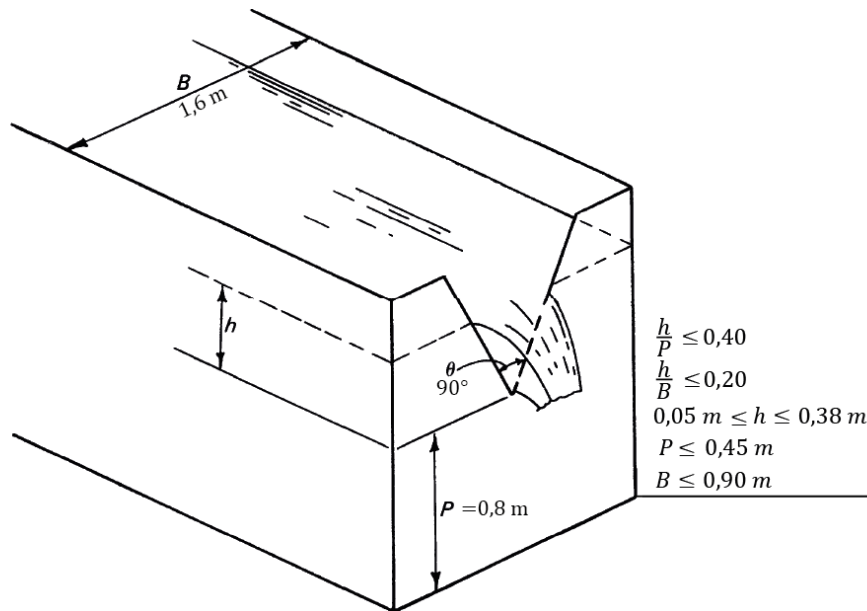


Figura 33. Parámetros de diseño de un vertedero triangular de pared delgada. Fuente: Modificado de Shen, 1981.

En la Figura 33,  $h$  es la altura del flujo por sobre el vértice del vertedero [L],  $P$  es la altura del vértice por sobre el radier del canal [L] y  $B$  en el ancho de la estructura previa al vertedero [L]. Cumpliendo con las condiciones indicadas en la Figura 33, el caudal se obtiene a través de la siguiente fórmula (Shen, 1981):



$$Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h_e^{5/2} \quad (6)$$

Donde  $Q$  es el caudal descargado por el vertedero [ $L^3/T$ ],  $C_e$  es el coeficiente efectivo de descarga,  $g$  es la aceleración gravitacional [ $L^2/T$ ],  $\theta$  es el ángulo interno del vertedero triangular [ $^\circ$ ] y  $h_e$  es la carga efectiva del flujo [ $L$ ]. En el caso de vertederos triangulares de pared delgada con flujo totalmente contraído, tanto el coeficiente efectivo de descarga ( $C_e$ ) como la carga efectiva ( $h_e$ ) son empíricos, y dependen del ángulo interno del vertedero. En particular la carga efectiva se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$h_e = h + k_h \quad (7)$$

Donde  $k_h$  representa los efectos del vertedero sobre las propiedades del fluido. Para un vertedero triangular con una apertura de  $90^\circ$  el valor de  $C_e$  es 0,579 y el de  $k_h$  es 0,817 mm (Figura 34).

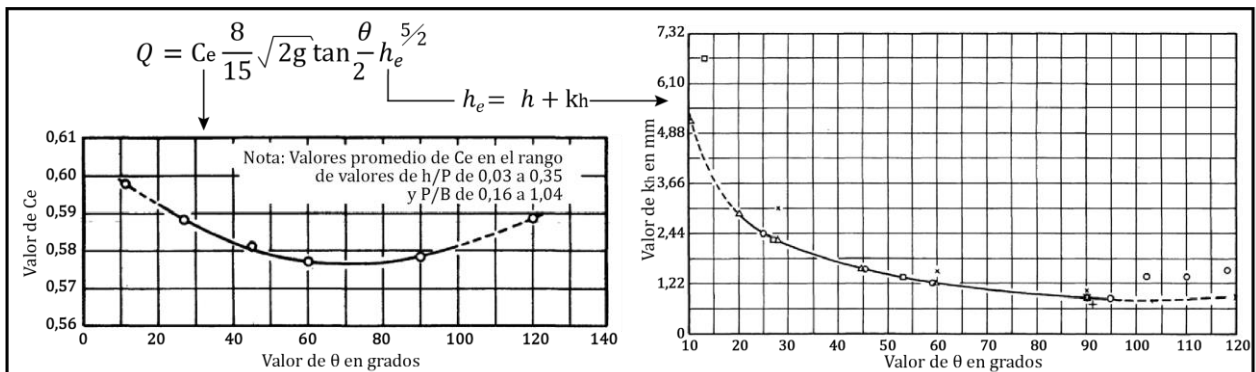


Figura 34. Valores empíricos requeridos para obtener el caudal con un vertedero triangular. Fuente: Modificado de Shen, 1981.

Finalmente, es necesario obtener la fórmula para los casos donde el flujo se encuentra parcialmente contraído, es decir, cuando las condiciones mostradas en la Figura 33 no se cumplen. En estos casos, el valor del  $C_e$  depende de las proporciones  $h/P$  (variable) y  $P/B$  (igual a 0,5). Para obtener este valor existen distintas curvas empíricas según el valor de la apertura  $\theta$  (Figura 35). La curva resultante para calcular el caudal se presenta en la Figura 36.

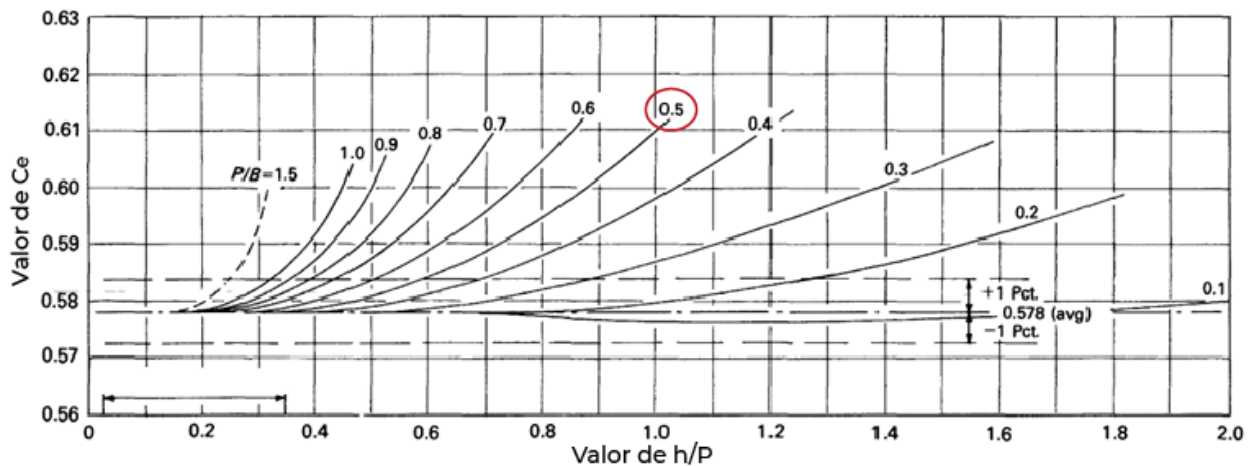


Figura 35. Coeficiente de descarga  $C_e$  en función de  $h/P$  y  $P/B$  ( $\theta=90^\circ$ ). Fuente: Traducido de Shen, 1981.

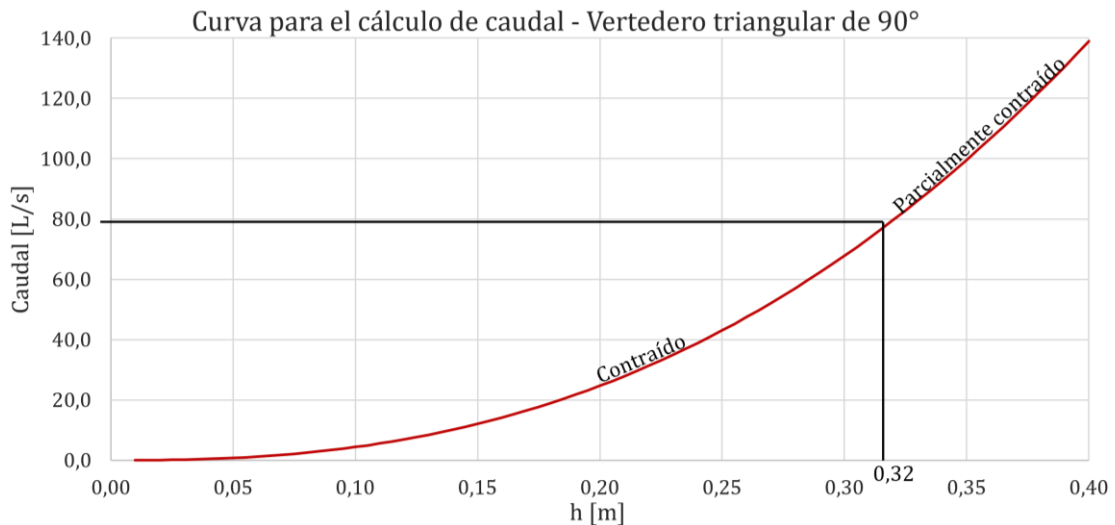


Figura 36. Curva final para el cálculo de caudales de un vertedero triangular de 90°. Fuente: Elaboración propia.

Cabe destacar que posterior al cálculo de caudal de en ambos vertederos, se realizaron cálculos de volumen con el objetivo de obtener cuánta agua ingresó a las distintas partes de la plata piloto de RGA. Para esto, cada medición de caudal obtenido se multiplica por el paso temporal con el cual se obtienen datos, mayoritariamente este equivale a 10 minutos. Luego estos valores son sumados según el periodo del cual se quiera saber su volumen de ingreso.

## 7.2. Control y aseguramiento de calidad de los datos hidroquímicos

Previo al análisis de datos hidroquímicos, estos fueron sometidos a un control y aseguramiento de calidad (QA/QC). En el caso de los parámetros fisicoquímicos, se utilizaron herramientas estadísticas, como los histogramas, con el objetivo de identificar y descartar datos anómalos. También se localizaron datos anómalos graficando las series temporales; estos se analizaron punto a punto para determinar su coherencia y eliminación.

En el caso de las concentraciones entregadas por los laboratorios, se calcularon los errores de balance de cargas. El balance de cargas se basa en el cumplimiento de la electroneutralidad total, es decir, debe existir igual número de cargas positivas (cationes disueltos) que de cargas negativas (aniones) (Custodio & Llamas, 1996). Para corroborar esta relación, se calcula el Error del Balance de Cargas (EBC) con la siguiente fórmula:

$$EBC = \frac{\sum \text{aniones} - \sum \text{cationes}}{\sum \text{aniones} + \sum \text{cationes}} \times 100 \quad (8)$$

Se utilizaron los iones mayoritarios para el cálculo manual del EBC: Na<sup>+</sup>, Mg<sup>2+</sup>, K<sup>+</sup>, Ca<sup>2+</sup>, Cl<sup>-</sup>, SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> y HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>. Sin embargo, en este caso, se decidió utilizar adicionalmente el software PHREEQC, proporcionado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), diseñado para realizar cálculos geoquímicos acuosos. Con este software se obtienen resultados más exactos, ya que considera un mayor número de especies, y además toma en cuenta variables como la temperatura y el pH.

## **8. Resultados**

A lo largo de la experiencia piloto se registraron una gran cantidad de datos de niveles, caudales, y datos hidroquímicos, correspondientes a parámetros fisicoquímicos y toma de muestras para el control de la calidad de aguas. Para mayor claridad, el orden en el cual se presentan los datos de niveles y caudales es el mismo que sigue el recorrido del agua dentro de la planta piloto, vale decir, planta de tratamiento (niveles y caudales), piscinas de infiltración (niveles y caudales) y pozos de observación (niveles). Adicionalmente, se presenta en un subcapítulo de factores externos que podrían afectar el desempeño de la planta piloto.

Cabe señalar que esta sección se enfoca en proporcionar una correcta representación de los datos, con el fin de analizar la información, posteriormente, en el Capítulo 9.

### **8.1. Registro de niveles**

La medición de niveles se efectuó en distintos sectores de la planta piloto: piscinas de sedimentación, piscinas de infiltración y pozos de observación. En algunos casos, las mediciones se realizaron de manera continua (con sensor de presión) y manual, y en otros, únicamente manual. En ambos casos, los datos manuales fueron registrados reiteradas veces durante un mismo día; por esta razón, la construcción de series temporales, tras la corrección, se basó en el cálculo de promedios diarios.

#### **8.1.1. Niveles de las Piscinas de Sedimentación**

La planta de tratamiento cuenta con un total de 17 piscinas de sedimentación, de las cuales 9 fueron monitoreadas. La primera sección, destinada a tratar el agua para las piscinas de infiltración, está conformada por una línea (L1) de 4 piscinas de decantación (PD1 a PD4); todas las piscinas fueron monitoreadas manualmente. Por otro lado, la segunda sección, destinada a tratar el agua para los pozos secos, cuenta con cuatro líneas (L2 a L5), de tres piscinas cada una (PD1 a PD3), las cuales desembocan en conjunto en una piscina acumuladora (PA). De estas piscinas, se midieron manualmente niveles en las PD2 de cada línea y, además, se midieron niveles manuales y continuos en la PA (Figura 37). Estos últimos fueron corregidos.

Los niveles manuales fueron registrados de 1 a 5 veces al día en cada piscina (Figura 37). A simple vista, la curva corregida se ajusta correctamente con los datos manuales, salvo en puntos donde los quiebres son abruptos. Cuantitativamente, el error cuadrático medio (MSE) mejoró de  $0,038 \text{ m}^2$  a  $0,024 \text{ m}^2$  tras la corrección.

Se destaca que los datos registrados en la piscina L5PD2 fueron descartados por contar únicamente con cinco datos aislados. Además, existe un vacío de información en el registro de niveles de la piscina L1PD3 durante el año 2017.

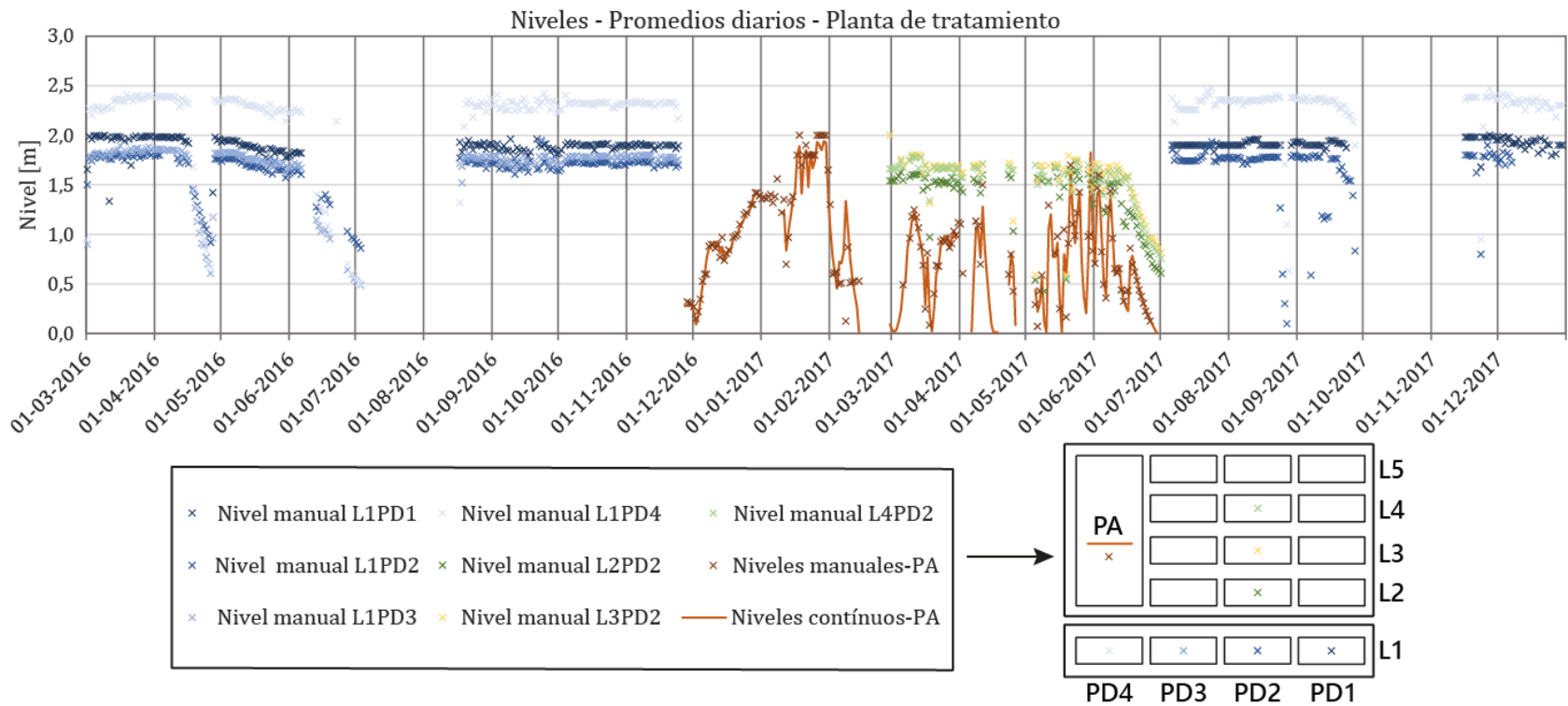


Figura 37. Niveles corregidos de las piscinas de sedimentación de la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.



Figura 38. Niveles corregidos de las piscinas de infiltración. Fuente: Elaboración propia.

### 8.1.2. Niveles de las Piscinas de Infiltración

Como se indicó anteriormente, la planta piloto cuenta con dos piscinas de infiltración que funcionaron alternadamente con el objetivo de realizar obras de mantenimiento. En este caso, ambas piscinas cuentan con registros continuos y manuales de niveles, cuyos datos en bruto presentaban una alta exactitud. Específicamente, los datos tomados en la PI1 resultaron tener un MSE igual a  $0,007 \text{ m}^2$ , mientras que la PI2 tuvo un MSE de  $0,0004 \text{ m}^2$ . A pesar de lo mencionado, los datos fueron igualmente corregidos y los resultados se muestran en la Figura 38.

### 8.1.3. Niveles Piezométricos de los Pozos de Observación

Para medir las variaciones de nivel piezométrico producto de la infiltración desde las piscinas, se tienen tres pozos de observación, PO2, PO3 y PO4, cuyas habilitaciones se muestran en la Tabla 9. Cada una de las habilitaciones fueron realizadas en tuberías independientes con ranuras en el fondo de estas y contaron un transductor de presión, los cuales fueron codificados en los gráficos según su profundidad máxima de habilitación (Tabla 9). Los esquemas de construcción de cada pozo se pueden observar en el Anexo B.

Los datos corregidos se presentan en unidades de altitud, específicamente en medidas de metros sobre el nivel del mar (msnm), con el objetivo de hacer comparables los datos piezométricos tomados desde los distintos pozos de observación.

Tabla 9. Identificación de los transductores de presión según profundidad de habilitación.

Pozo	Coordenadas UTM		Profundidad (m)	Cota (msnm)	Ranurado		Codificación
	Este	Norte			desde (m)	hasta (m)	
PO2	347.363	6.284.376	34,0	606,85	27,00	33,00	D33
					9,00	9,90	D10
PO3	347.414	6.284.409	31,5	607,21	28,50	31,40	D31
					20,90	24,90	D24
					9,00	10,10	D10
PO4	347.497	6.284.330	42,0	608,48	39,00	41,78	D41
					27,00	32,40	D32

Con respecto a los resultados, en el PO2 se obtuvieron datos sólo a través de su sensor más profundo (33 m) el cual obtuvo datos durante toda la experiencia. La serie de tiempo resultante de este pozo de observación se muestran en la Figura 39a, las cuales mejoraron su MSE de un  $0,94 \text{ m}^2$  a  $0,05 \text{ m}^2$  con la corrección. Por otro lado, el sensor más somero (10 m) se mantuvo seco, razón por la cual su serie de tiempo no es mostrada.

El PO3 fue el único pozo a partir del cual se obtuvieron datos en sus tres habilitaciones. Sus transductores de presión más profundos, ubicados a 24 m y 31 m, obtuvieron mediciones traslapadas en todo el periodo de funcionamiento, con mejoras de sus MSE de  $0,156 \text{ m}^2$  a  $0,088 \text{ m}^2$  y  $0,144 \text{ m}^2$  a  $0,015 \text{ m}^2$  respectivamente (Figura 39b). Por otro lado, el sensor ubicado superficialmente registró datos continuos durante el funcionamiento de la PI2; sin embargo, estos no son mostrados.

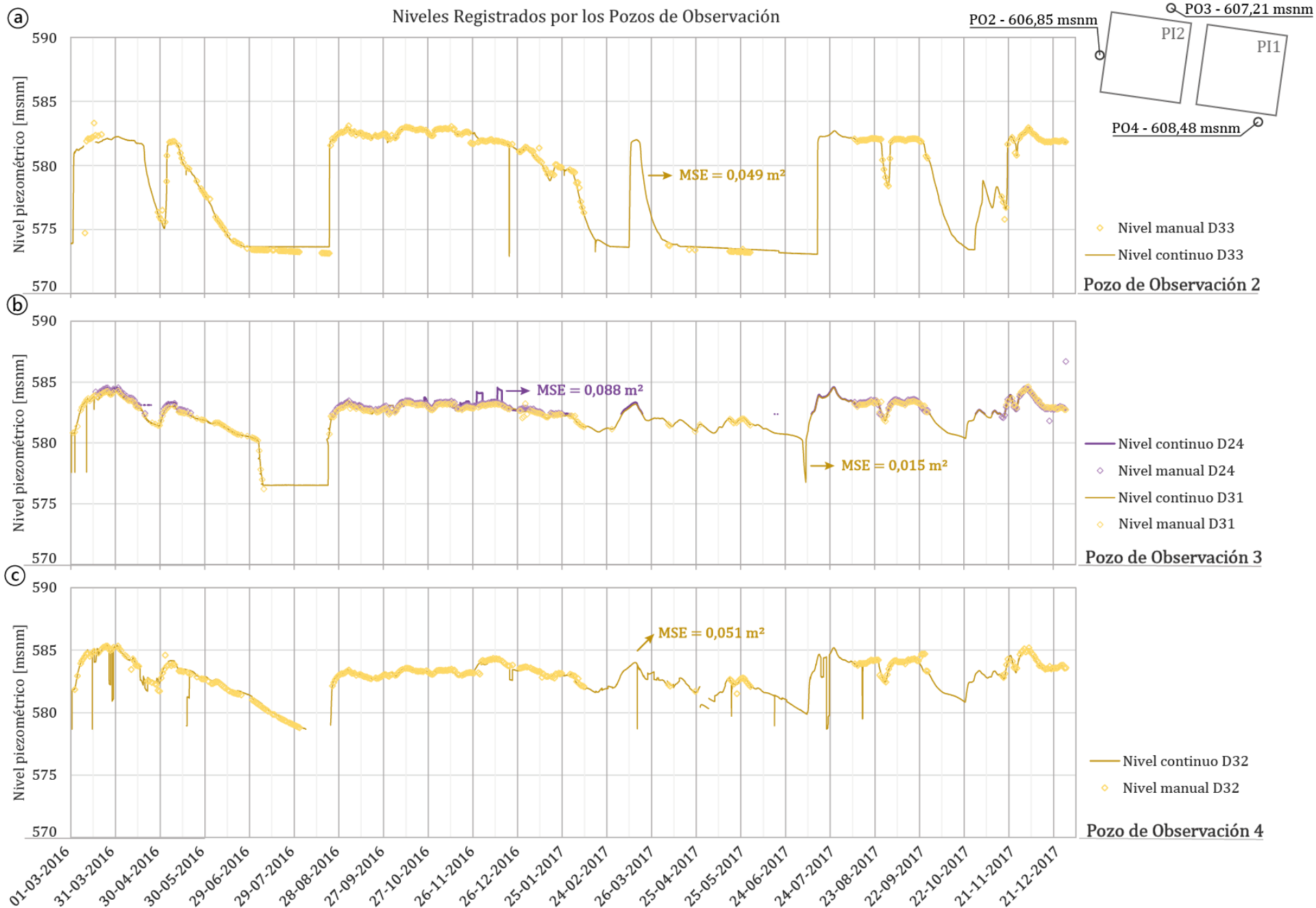


Figura 39. Niveles piezométricos corregidos obtenidos de los pozos de observación. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, el PO4 cuenta con dos sensores, uno ubicado a 32 m de profundidad y el otro, que corresponde al más profundo de todos, ubicado a 41,5 m de profundidad. El primer sensor fue el que registró datos con un error inicial más alto ( $MSE= 4,56 \text{ m}^2$ ), pero, tras la corrección, este error disminuyó a  $0,051 \text{ m}^2$  (Figura 39c). Particularmente, el transductor de presión más profundo no registró datos, sin embargo, se midieron datos manuales que se mostraron sin fluctuación aparente en este periodo (no mostrado).

## **8.2. Caudales**

Los caudales fueron medidos en las entradas de cada sección de la planta de tratamiento y en la entrada de cada piscina de infiltración, con canaletas Parshall y vertederos triangulares de pared delgada, respectivamente. Las cuatro cámaras aforadoras contaban con sistemas continuos y manuales de medición, los cuales se basaban en la medición de los niveles en un punto específico, a partir de los cuales se estimaron los caudales. Al igual que en el caso anterior, las series temporales construidas muestran los promedios diarios de cada tipo de medición.

Las correcciones de los caudales fueron realizadas sobre los niveles medidos para después aplicar las fórmulas correspondientes. Se destaca que en este caso la corrección de los datos toma gran relevancia, debido a la propagación del error que se produce al calcular los caudales a partir de los niveles. Los errores se magnifican en la misma proporción de la potencia a la cual se eleva el nivel al obtener el caudal, es decir, si para obtener un caudal se requiere elevar un nivel a dos, el error resultante será el doble que el inicial (Seiler, 1987).

### **8.2.1. Caudales Entrantes a la Planta de Tratamiento**

Con respecto a los caudales entrantes a la planta piloto registrados en cada sección de la planta de tratamiento, se observa que estos registraron errores iniciales bajos en sus niveles, con un MSE igual a  $0,0026 \text{ m}^2$  para la Línea 1 de Piscinas de Decantación (L1PD) y un MSE de  $0,0043 \text{ m}^2$  para las Líneas desde la 2 hasta la 5 (L2PD a L5PD). Tras la corrección, estos errores disminuyeron a  $0,0011 \text{ m}^2$  y  $0,0037 \text{ m}^2$ , respectivamente (Figura 40).

### **8.2.2. Caudales Entrantes a las Piscinas de infiltración**

En el caso de las piscinas de infiltración, ocurrieron comportamientos diferentes con respecto al error. En particular, el vertedero triangular de la PI1 presentó el error inicial más alto de los cuatro aforadores, con un MSE igual a  $0,397 \text{ m}^2$ , el cual obtuvo una gran mejora llegando a un error de  $0,002 \text{ m}^2$ . Por el contrario, el aforador de la PI2 fue el más preciso de todos, presentando un error inicial de  $0,0008 \text{ m}^2$ , que se redujo a  $0,0004 \text{ m}^2$  (Figura 41).

Los gráficos de dispersión que comparan los datos originales con los datos corregidos de todos los niveles adquiridos a lo largo de la experiencia, junto con sus respectivos errores cuadráticos, se pueden encontrar en el Anexo C.

### Caudales - Promedios diarios - Planta de Tratamiento

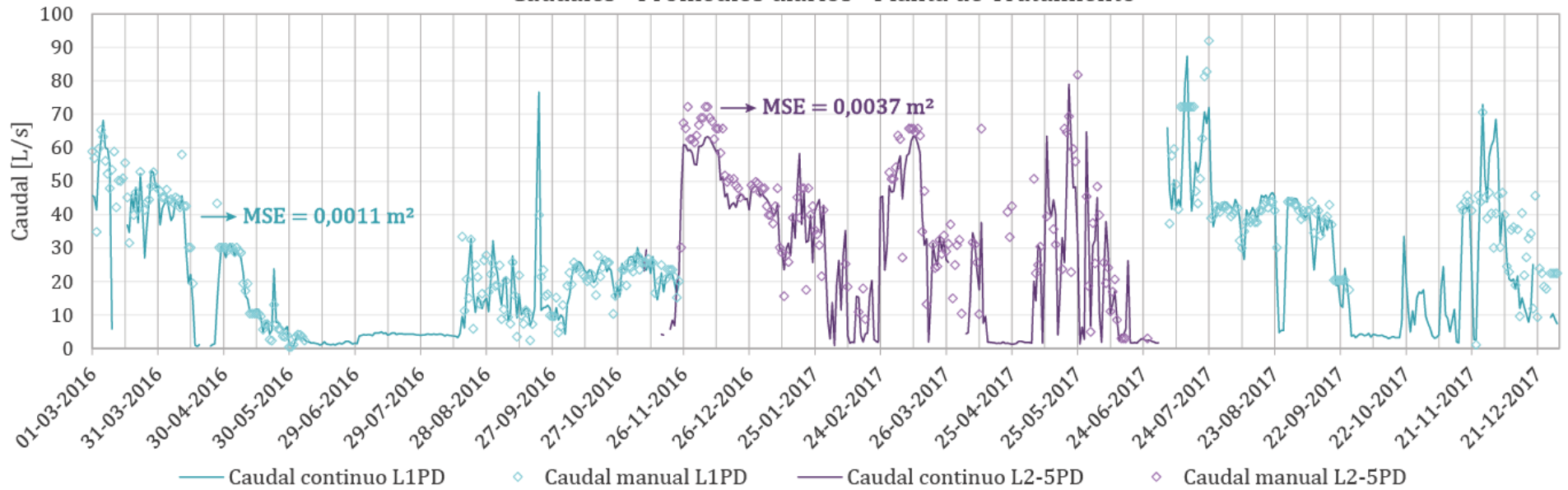


Figura 40. Promedios diarios de los caudales entrantes a la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.

### Caudales - Promedios diarios - Piscinas de Infiltración

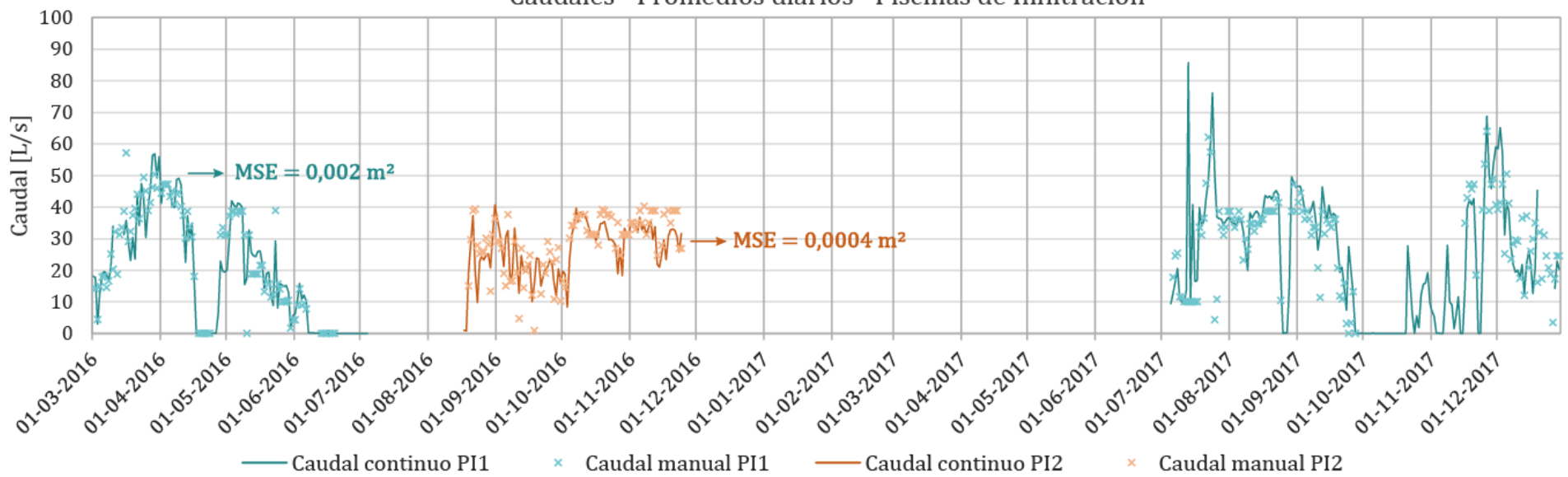


Figura 41. Promedios diarios de los caudales de entrada a cada piscina de infiltración. Fuente: Elaboración propia.



### **8.3. Hidrogeoquímica**

A continuación, se muestran los datos obtenidos del monitoreo de parámetros fisicoquímicos tomados *in situ*, y de las campañas de muestreo de aguas realizados para el análisis de su hidroquímica.

Los parámetros fisicoquímicos, tales como el pH, la conductividad eléctrica (CE), la temperatura (T), el oxígeno disuelto (OD), el potencial REDOX (ORP) y la turbiedad, fueron tomados manualmente de 1 a 3 veces al día en distintos puntos de la planta piloto. Estos corresponden a la bocatoma del canal Carmelino, a todas las piscinas de sedimentación de la línea uno (L1PD1 a L1PD4), a las segundas piscinas de las líneas dirigidas a los pozos secos (L2PD2 a L5PD2), a la piscina acumuladora (PA) y a la piscina de infiltración operativa (PI1 o PI2).

Los datos originales fueron analizados con el objetivo de eliminar datos anómalos, tales como aquellos que no tenían magnitudes físicas congruentes, como los son las temperaturas sobre los 70°C, o que no tuvieran una coherencia temporal y espacial con el resto de los datos. Con la base de datos depurada se realizaron las distintas representaciones gráficas.

Estadísticamente, se presentan los diagramas de caja de cada parámetro mencionado, agrupados según el periodo de funcionamiento en el que se midieron y lugar de toma de datos. Estos últimos se encuentran ordenados según el sentido del flujo del agua. Dentro de cada periodo, no se aprecian cambios espaciales notorios en los parámetros de pH, T, CE, OD y ORP, es decir, los valores de los parámetros de entrada se mantienen a lo largo de todo el flujo dentro de la planta piloto. Temporalmente, se observa que los parámetros varían de un periodo de operación a otro. Con respecto a la turbiedad, variable crítica de la operación, se refleja una disminución gradual a medida que el agua avanza a través de cada estación, comenzando con 400 NTU y terminando en 150 NTU, en promedio (Figura 42).

También, se pueden observar las series de tiempo, construidas con promedios diarios, de estos parámetros a lo largo de la operación de la planta piloto (Figura 43). En estos se observan oscilaciones de los parámetros de T y ORP, quiebres bruscos en las variaciones de turbiedad, y también se destaca la gran variabilidad de datos durante el cuarto periodo de operación de la planta, lo que se ve reflejado en los diagramas de caja.

#### **8.3.1. Campañas de Muestreo**

Para el monitoreo hidroquímico, se cuenta con el informe de 9 muestras puntuales tomadas y analizadas por el laboratorio SGS. Estas fueron tomadas en los meses de agosto y octubre del 2016, periodo en el cual estuvo en funcionamiento la PI2. Los lugares de muestreo corresponden a dicha piscina de infiltración, el canal Carmelino y los distintos pozos de observación.

El control de calidad de las muestras mencionada consistió en el cálculo del error de balance iónico (EBI) este se calculó analíticamente y a través de programa PHREEQC, el cual considera

todos los elementos y otras variables como el pH y la temperatura (Tabla 10). Cabe destacar que se estableció como error máximo admisible un 10%.

Tabla 10. Error de balance iónico de cada una de las muestras tomadas en 2016. (\*) Muestra descartada.

Lugar	Canal Carmelino	Canal Carmelino	PI2	PO2	PO4	Canal Carmelino	PI2	PO4	PO3(*)
Fecha	13-07	30-08	30-08	30-08	30-08	07-10	07-10	07-10	07-10
Hora	13:17	11:30	12:10	11:10	12:50	11:56	12:24	13:48	14:20
EBI <sub>analítico</sub> [%]	1,54	-1,43	-1,67	-1,17	-1,78	-3,08	-6,63	-4,75	37,48
EBI <sub>PHREEQC</sub> [%]	4,41	-0,33	-0,61	0,55	-0,72	0,89	-4,85	-4,51	70,29

Tras el control de calidad realizado, la muestra tomada el día 7 de octubre del 2016 en el PO3 fue descartada por contar con un EBI analítico cercano al 40%, valor que aumenta 70% con el cálculo más preciso realizado por PHREEQC. El resto de las muestras fueron conservadas por presentar errores bajos en sus balances iónicos; estos no superaron el 7%. Se destaca que los valores calculados por el software resultan siempre ser más positivos, esto estaría indicando la presencia de cationes no considerados en concentraciones importantes, tales como el aluminio y el hierro.

Seguido al control de calidad, los parámetros de las muestras encontrados en la “Norma de emisión de residuos líquidos a aguas subterráneas” (DS N°46/02) fueron comparados con el límite de vulnerabilidad bajo de esta misma. Recordar, que en el estudio realizado por Ramírez et al. (2014), se calificó la vulnerabilidad del acuífero (Sección 4.4). Además de dichos parámetros, se extrajeron los datos de concentraciones elementos mayores, por ser necesarios para la caracterización de aguas, como lo son el calcio, magnesio, sodio, bicarbonato, carbonato y potasio (Tabla 11).

Tras la comparación, se observa que ningún elemento inorgánico sobrepasa el límite de vulnerabilidad bajo; por otro lado, se observa que los límites de detección de varios compuestos orgánicos (Benceno, Pentaclorofenol, Tolueno, Xileno) son mayores que el límite establecido por la norma, por lo que no es posible asegurar su cumplimiento.

Finalmente, con los datos de elementos mayoritarios recopilados, se realiza un diagrama de Piper para caracterizar las aguas (Figura 44). En este se destaca que las muestras se encuentran agrupadas dentro de una misma zona sin mostrar variaciones notorias, clasificándose como cloruradas-sulfatadas cálcicas.

Diagrama de caja - Parámetros fisicoquímicos

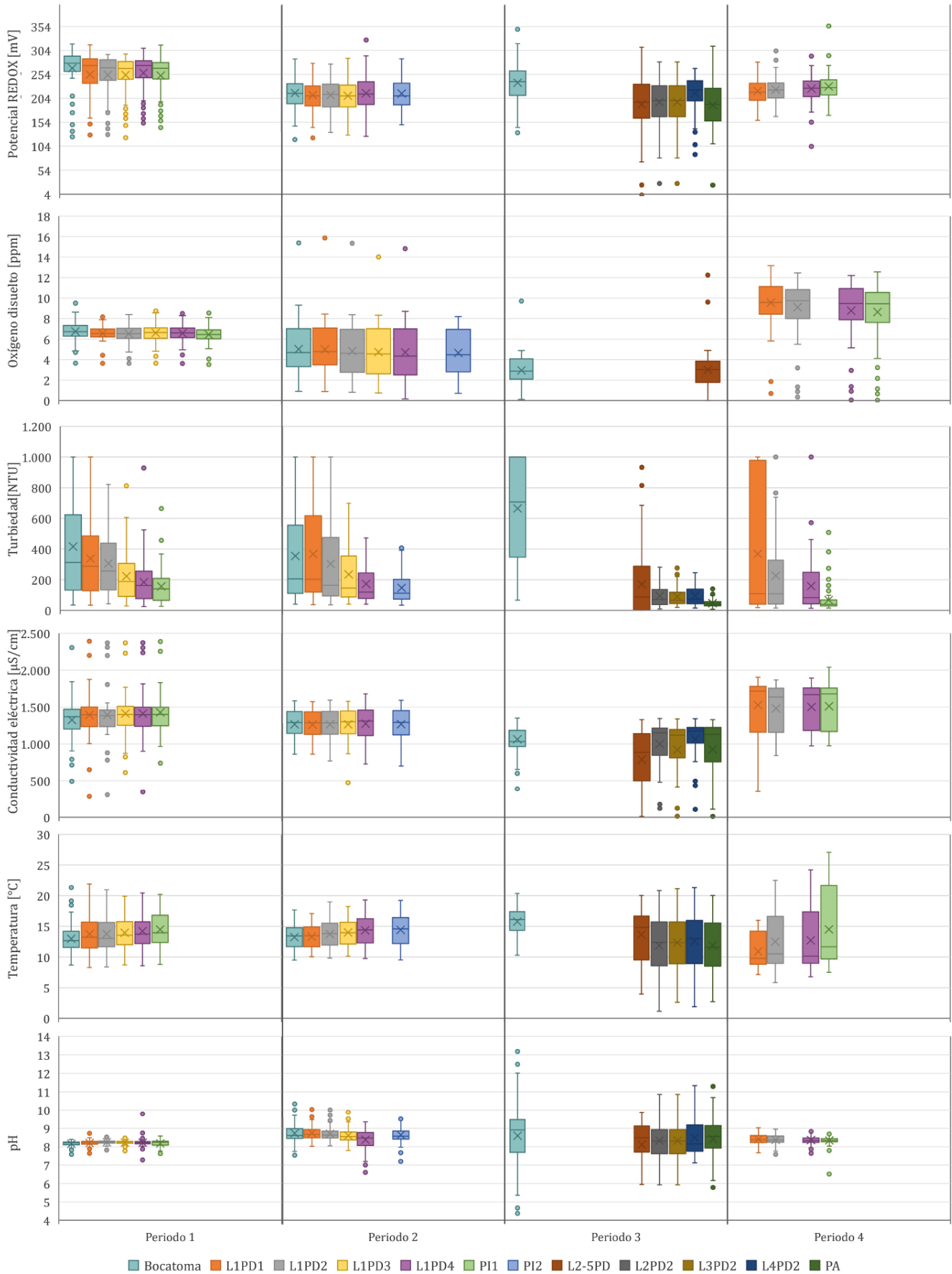


Figura 42. Diagramas de caja de los parámetros fisicoquímicos según cada periodo de funcionamiento. Fuente: Elaboración propia.

Series de tiempo - Promedios diarios- Parámetros fisicoquímicos

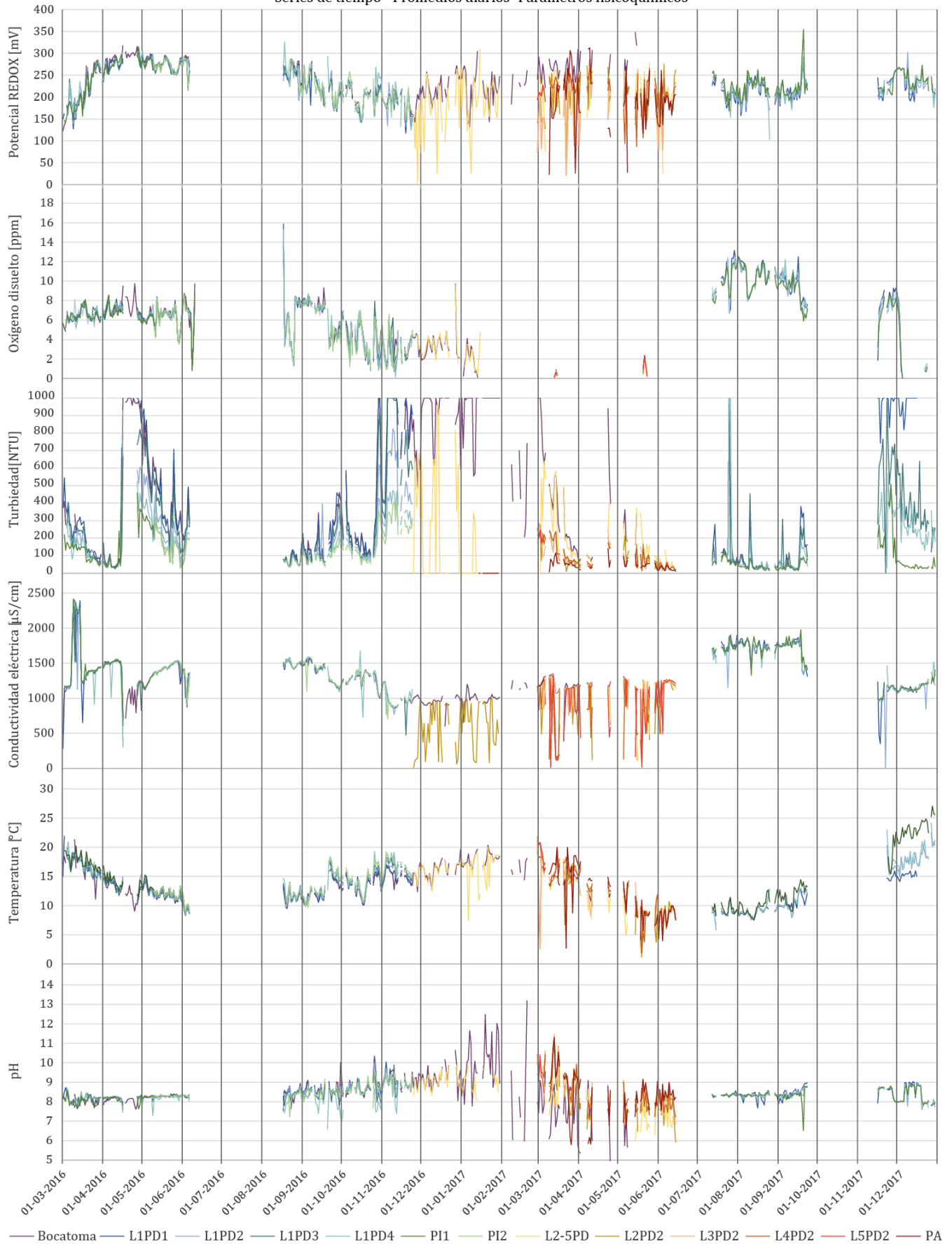


Figura 43. Series de tiempo de los promedios diarios de los parámetros fisicoquímicos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. Resultados de las campañas de muestreo hidroquímico y su comparación con la Norma N° DS. 46/02.

Parámetro	Unidad	Límite de detección	Límites de la Norma (Vulnerabilidad baja)	13-07-2016	30-08-2016	30-08-2016	30-08-2016	30-08-2016	07-10-2016	07-10-2016	07-10-2016
				Canal Carmelino	Canal Carmelino	PI2	PO2 - 40m	PO4 - 40m	Canal Carmelino	PI2	PO4
<b>Inorgánicos</b>											
Cianuro	mg/l	0,02	0,2	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02	<0,02
Cloruro	mg/l	5	250	232	219	224	208	205	168	162	186
Fluoruro	mg/l	0,1	1,5	0,2	0,5	0,4	0,6	0,4	0,2	0,3	0,2
N_Nitrito + N_Nitrato		0,02	15	0,3	0,5	0,4	0,4	1,1	0,3	0,3	1,6
Sulfatos	mg/l	10	500	319,4	309,9	313,2	305,0	296,4	301,3	280,9	339,6
Sulfuro Total	mg/l	0,2	5	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2
<b>Orgánicos</b>											
Aceites y Grasas	mg/l	10	10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	<10	
Benceno*	µg/l	5	0,01	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5
Pentaclorofenol*	µg/l	1	0,009	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1	<1
Tetracloroetano	mg/l	0,005	0,04	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Tolueno*	µg/l	5	0,7	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5
Tribromometano	mg/l	0,005	0,2	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Xileno*	µg/l	5	0,5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5	<5
<b>Metales</b>											
Aluminio	mg/l	0,05	20	3,03	0,78	0,58	0,71	1,62	5,62	2,53	1,26
Arsénico	mg/l	0,001	0,01	0,007	0,007	0,008	0,003	0,004	0,012	0,007	0,002
Boro	mg/l	0,01	3	0,39	0,35	0,34	0,29	0,26	0,30	0,29	0,32
Cadmio	mg/l	0,005	0,002	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005
Cinc	mg/l	0,01	20	<0,01	<0,01	<0,01	0,08	0,15	<0,01	<0,01	<0,01
Cobre	mg/l	0,01	1	0,02	<0,01	<0,01	0,04	<0,01	0,03	<0,01	<0,01
Cromo Hexavalente	mg/l	0,03	0,2	<0,03	<0,03	<0,03	<0,03	<0,03	<0,03	<0,03	<0,03
Hierro	mg/l	0,01	10	3,32	0,84	0,76	1,36	3,71	5,79	2,66	2,08
Manganeso	mg/l	0,01	2	0,14	0,04	0,04	0,05	0,09	0,20	0,09	0,04
Mercurio	mg/l	0,0005	0,001	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005	<0,0005
Molibdeno	mg/l	0,01	2,5	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Niquel	mg/l	0,01	0,2	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Plomo	mg/l	0,01	0,5	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
Selenio	mg/l	0,001	0,02	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001	<0,001
<b>Nutrientes</b>											
Nitrógeno Kjeldahl	mg/l	0,2	10	<0,2	0,2	0,3	0,4	0,3	0,3	0,2	0,2

Elementos mayoritarios/Otros											
<b>Alcalinidad Total (CaCO<sub>3</sub>)</b>	<b>mg/l</b>	<b>2</b>		129,6	118,4	116,2	156,2	121,5	97,8	102,3	177,6
<b>Bicarbonatos</b>	<b>mg/l</b>	<b>0,2</b>		158	144,3	141,6	190,4	148,1	119,2	124,8	216,4
<b>Calcio</b>	<b>mg/l</b>	<b>0,01</b>		169,92	147,27	145,46	194,53	160,5	138,25	119,31	177,64
<b>Carbonatos</b>	<b>mg/l</b>	<b>0,2</b>		<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2	<0,2
<b>Magnesio</b>	<b>mg/l</b>	<b>0,01</b>		17,26	16,8	17,03	17,66	16,33	16,48	14,19	18,04
<b>Potasio</b>	<b>mg/l</b>	<b>0,01</b>		4,72	4,35	4,44	5,39	6,03	4,11	3,54	5,01
<b>Sodio</b>	<b>mg/l--</b>	<b>0,01</b>		143,43	131,35	135,01	84,25	100,1	87,77	84,84	90,33
<b>Sólidos Disueltos Totales</b>	<b>mg/l</b>	<b>5</b>		984	932	966	1080	960	880	858	1082

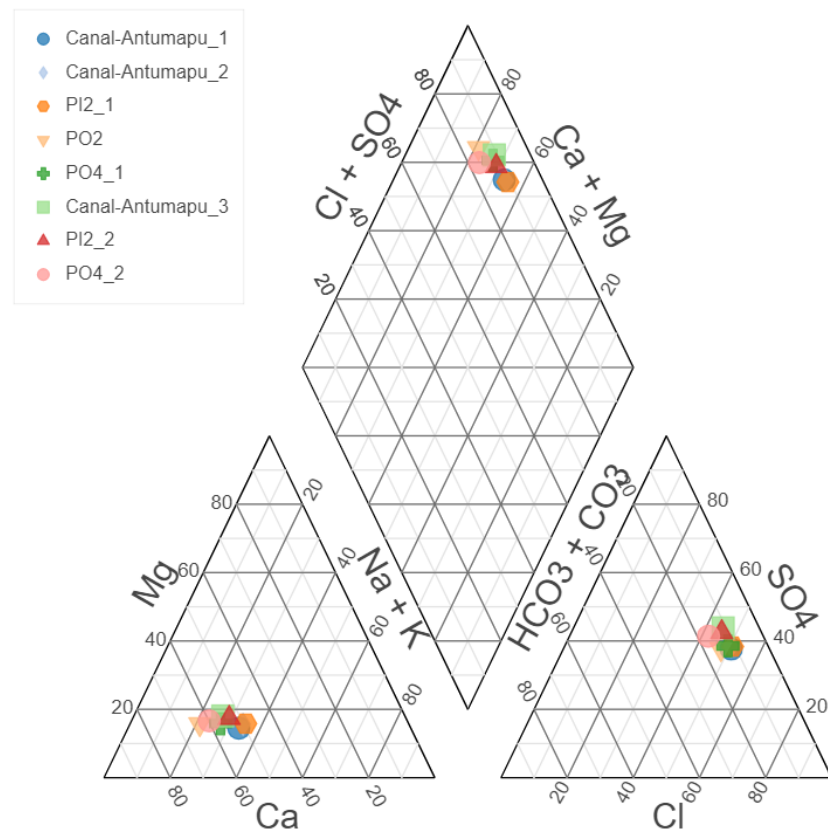


Figura 44. Diagrama de Piper de las muestras obtenidas. Fuente: Elaboración propia.

## 8.4. Factores Externos

La precipitación, evapotranspiración y explotación del acuífero se identifican como factores externos a la operación de la planta piloto, que podrían tener influencia sobre su funcionamiento. A continuación, se presentan los datos asociados cada uno de estos factores.

### 8.4.1. Precipitación

Con el objetivo de identificar eventos de precipitación que pudieran afectar los resultados obtenidos, se crearon series de tiempo de precipitación a partir de las estaciones cercanas al área de estudio (Figura 45). Se identificó la estación Eulogio Sánchez Tobalaba como la que registraba los datos más completos durante los años 2016 y 2017 (Tabla 12). Dicha estación pertenece a la Dirección Meteorológica de Chile (DMC) y se ubica 15,5 km hacia el noreste del área de estudio (Figura 46; Figura 47a).

Tabla 12. Disponibilidad de datos de precipitación según estación.

Estación	Oficinas centrales	Recinto Emos	Quebrada Macul	Antupiren	Eulogio Sanchez Tobalaba
Fuente	DGA	DGA	DGA	DGA	CR2
Disponibilidad [%]	75,1	79,1	74,0	70,7	100,0

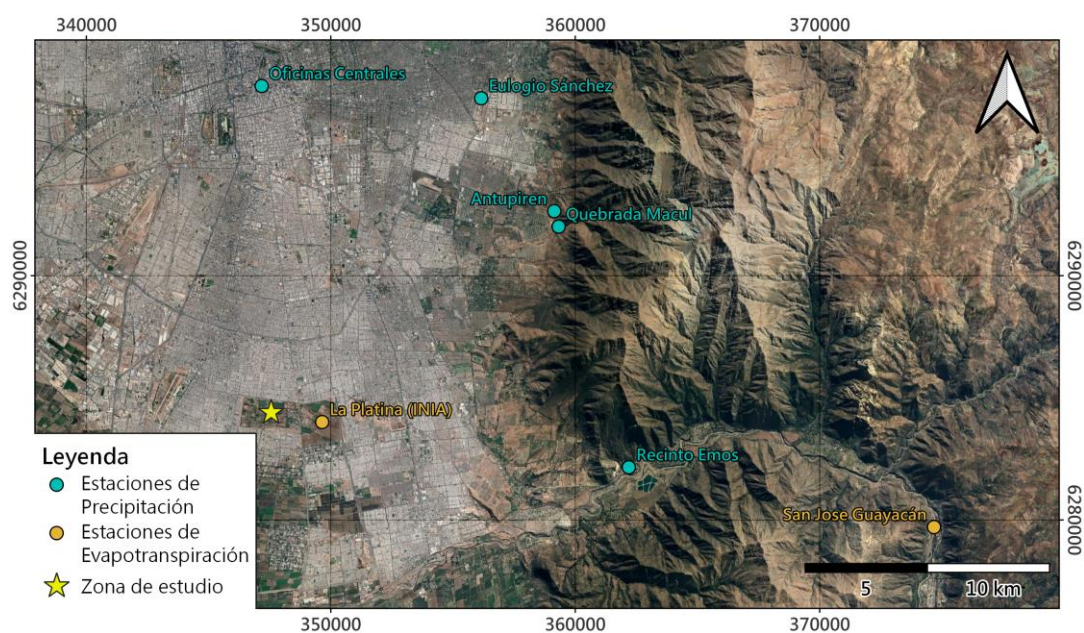


Figura 45. Ubicación de las estaciones utilizadas para la creación de las series de tiempo. Fuente: Elaboración propia.

### 8.4.2. Evapotranspiración

El Instituto de Investigaciones Agropecuarias (INIA), ubicado 1,5 km al este de área de estudio, cuenta con una estación que mide la evapotranspiración total diaria. Sin embargo, esta solo cuenta con datos desde el año 2019, razón por la cual se optó por estimar dicha la evapotranspiración utilizando los datos registrados en la estación San José Guayacán, que cuenta con datos desde el 2012 (Figura 45).

Para establecer la relación de dependencia entre ambas estaciones se realizó un gráfico de dispersión comparando los datos recopilados desde el año 2019 hasta el 2021 de cada estación (Figura 46). Posteriormente, se efectuó un ajuste lineal, con el cual fue posible estimar la evapotranspiración total diaria en la estación INIA durante los años 2016 y 2017 (Figura 47b). Cabe destacar que el coeficiente de determinación del ajuste lineal obtenido fue de 0,91, lo cual indica que el modelo utilizado replica de buena forma los resultados (Heumann et al., 2017).

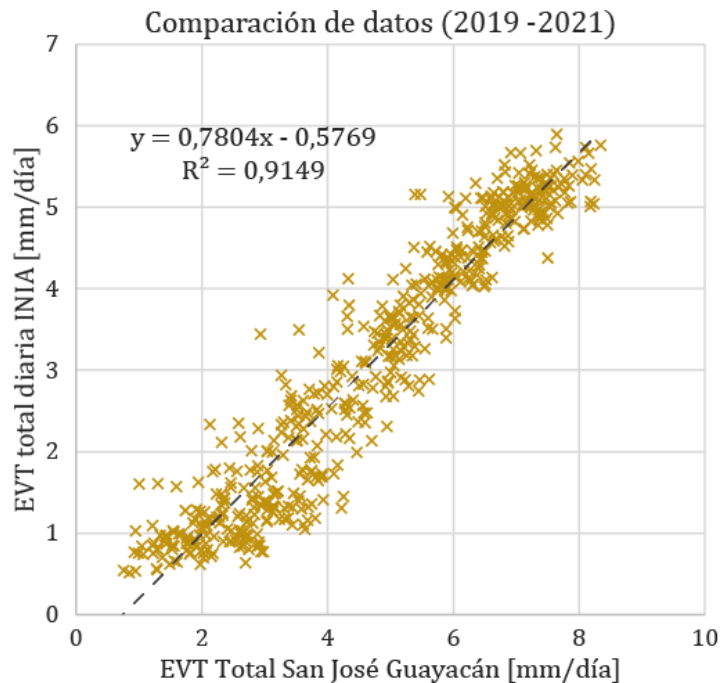


Figura 46. Ajuste lineal realizado para la estimación de la EVT total diaria en la estación INIA. Fuente: Elaboración propia.

## 8.1. Resultados Integrados

Las distintas series de tiempo, con los datos corregidos, se presentan integrados en una misma escala temporal (Figura 48). Cabe destacar que esta sección busca mostrar todos los datos que serán analizados, en la Discusión se muestran los resultados desglosados por periodo para una mejor visualización.

Los datos continuos recopilados y corregidos de caudales y niveles, tanto de la planta de tratamiento como de las piscinas de infiltración, fueron integrados en un mismo gráfico. Los niveles medidos en los pozos de observación fueron integrados igualmente; sin embargo, se seleccionaron únicamente aquellos transductores de presión que se encontraran a 30 m de profundidad en cada pozo, dada la respuesta de niveles observada. Con respecto a los parámetros fisicoquímicos, la única serie temporal que fue representada es la turbiedad, ya que, tras analizar los diagramas de caja, esta es la única que presentó variaciones significativas en el tiempo, además de ser una variable crítica del sistema. Finalmente, los factores externos de precipitación y evapotranspiración total se representaron en conjunto en un gráfico.



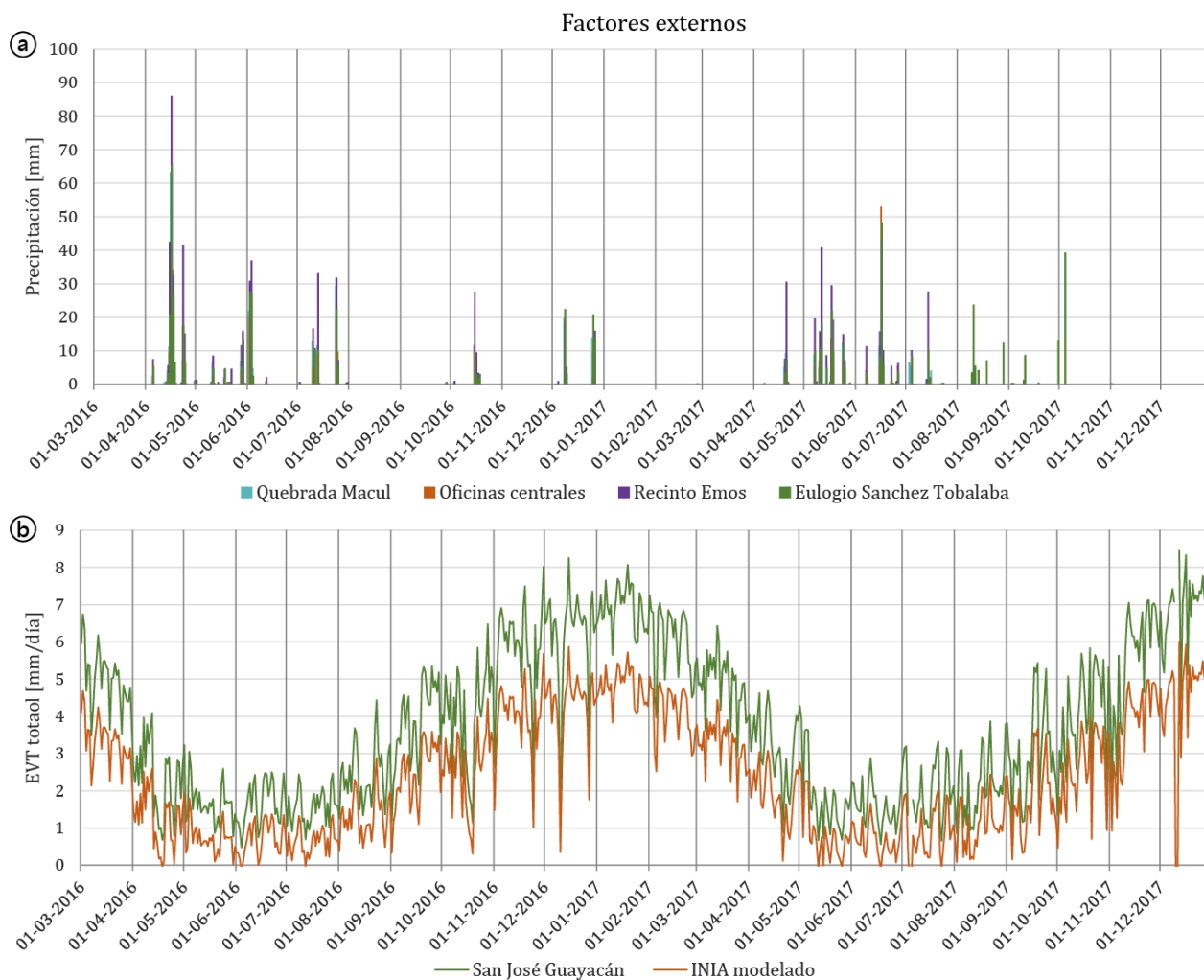


Figura 47. Series de tiempo de los factores externos que pueden influir en la planta piloto. Fuente: Elaboración propia.

En la integración de resultados, se identifican los instantes de inicio (I) y corte (C) de flujo en el sistema y, además, se representan cuatro periodos de funcionamiento, correspondientes a (1) la operación de la PI1 durante el año 2016, (2) la operación de la PI2 durante el año 2016, (3) la operación de las líneas de decantación destinadas a los pozos secos (L2PD a L5PD), y (4) la operación de la PI1 durante el año 2017.

Cabe destacar que la no inclusión de variables en la integración presentada no implica su descarte para el análisis posterior. Además, los distintos periodos son posteriormente representados independientemente, bajo el mismo esquema de integración.

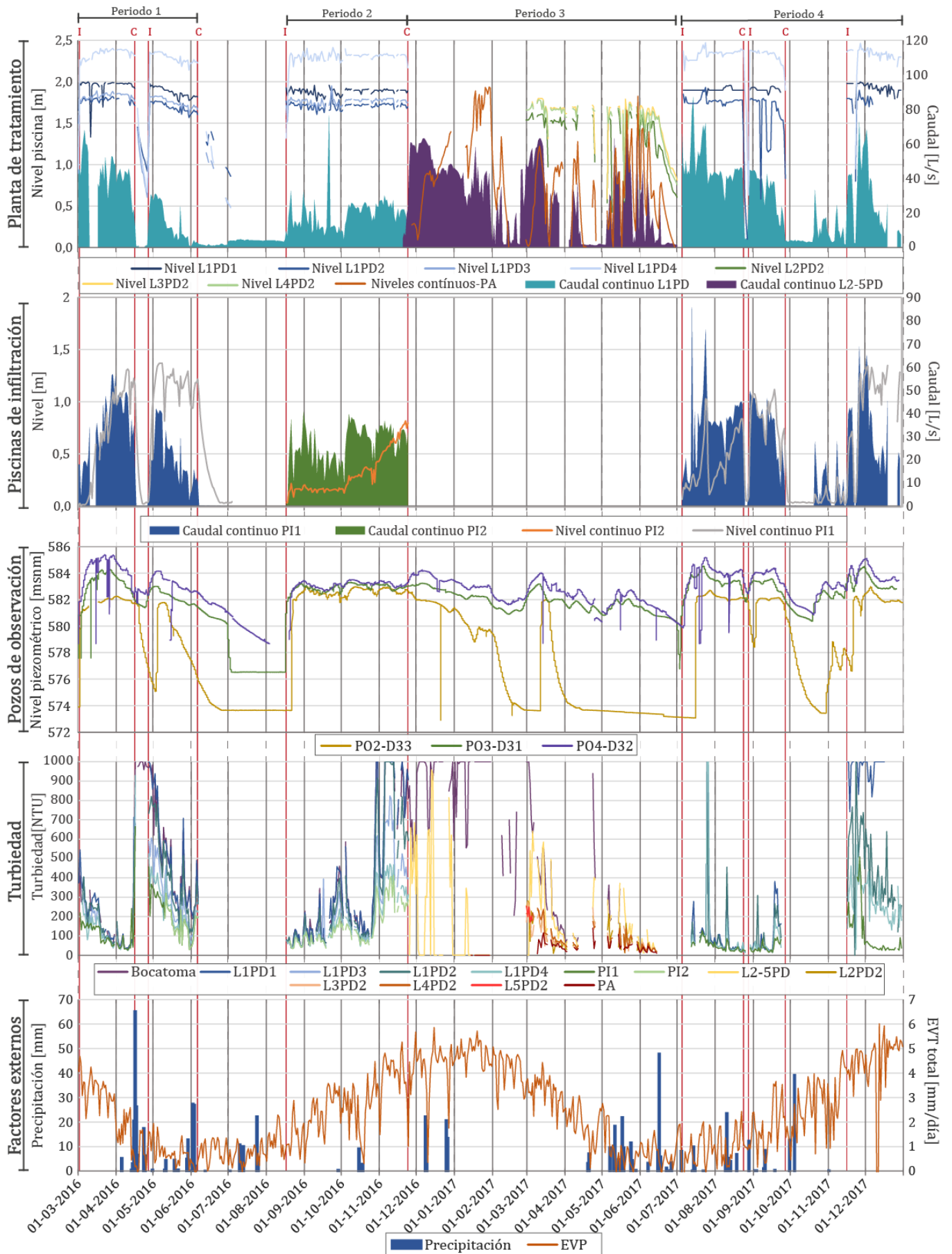


Figura 48. Series de tiempo corregidas y unificadas. Fuente: Elaboración propia.

## 9. Discusión

La discusión ha sido desarrollada abarcando tres aspectos principales: (1) la relación entre las variables para los distintos periodos de funcionamiento de la planta piloto; luego, en base a dicho análisis; (2) el desempeño general de la planta piloto, haciendo énfasis en las variables críticas, como las tasas de infiltración y niveles de colmatación, e incorporando lecciones aprendidas de esta experiencia; y, finalmente, (3) la situación actual de la recarga gestionada en Chile.

### 9.1. Análisis por periodos

En esta sección se analiza cada periodo de funcionamiento de la planta piloto, de manera independiente y cronológicamente, considerando los periodos de operación de cada piscina de infiltración (Periodos 1, 2 y 4) y, adicionalmente, el periodo de operación de las L2PD a L5PD (Periodo 3). La discusión se basa en la integración de la información de niveles, caudales, turbiedad y factores externos, para así identificar la relación entre las distintas componentes del sistema.

#### 9.1.1. Operación de la Piscina de Infiltración 1 durante el 2016

El primer ciclo de funcionamiento de la planta piloto abarcó desde el 2 de marzo hasta el 6 de junio de 2016. Durante este periodo entró en operación la Piscina de Infiltración 1 (PI1), la cual contó con un corte de flujo producido a mediados de abril por el aumento en la turbiedad de las aguas de recarga.

En términos cualitativos, los datos de nivel y caudal, tanto de la PT y como de la PI1, muestran un comportamiento similar, reflejo del agua que ingresaba al sistema. Sin embargo, se observan dos comportamientos distintos, separados por el corte de flujo producido en abril. Previo al corte, se observan datos con una gran variabilidad, sobre todo en la PI1, mientras que, posterior al corte, se observan datos con una tendencia decreciente (Figura 50a y Figura 50b).

En términos cuantitativos, según las mediciones de caudal tomadas a la entrada de la PT, durante este periodo ingresó un total de 188.000 m<sup>3</sup> de agua al sistema, a un caudal promedio de 29 L/s. Sin embargo, se identifican incongruencias volumétricas, debido a que, según el vertedero triangular ubicado a la entrada de la PI1, ingresaron 7.000 m<sup>3</sup> más a la piscina (195.000 m<sup>3</sup>). Descomponiendo estos volúmenes en subperiodos divididos por el corte de flujo producido, se observa que, previo al corte, ingresaron 17.000 m<sup>3</sup> menos a la piscina de infiltración, mientras que, posterior a este ingresaron 25.000 m<sup>3</sup> más (Tabla 13). Se recuerda que los volúmenes son obtenidos al multiplicar el caudal por el valor de cada paso temporal en el cual se registran datos y luego estos son sumados según el periodo del cual se quiera saber su volumen de ingreso.

Tabla 13. Resultados relevantes del periodo 1.

Subperiodo	Caudal promedio (L/s)		Volumen total (m <sup>3</sup> )		Precipitación (m <sup>3</sup> )		Evaporación total (m <sup>3</sup> )	
	PT	PI1	PT	PI1	PT	PI1	PT	PI1
1	43,1	24,1	140116	123110	156,4	332,8	153,6	387,2
2	14,7	18,6	47547	72330	132,0	169,7	38,2	96,2
Conjunto	28,9	21,3	187663	195440	285,4	719,4	191,8	483,4

Las pérdidas del primer subperiodo pueden deberse a infiltraciones ocurridas dentro de las piscinas de tratamiento, ya que, al tener poco uso, no han formado aún una capa restrictiva en su fondo. Cada una de estas piscinas mide 30 m x 10 m, sumando un área total de 1.200 m<sup>2</sup> entre las cuatro piscinas; esta dimensión, junto con la tasa de 2,5 m/d medida durante los estudios previos, indican que se debió haber infiltrado un total de 285.000 m<sup>3</sup>, es decir, mucho más de la pérdida estimada. Otro factor que podría influir es la pérdida por evaporación, la cual se estima fue de 192 m<sup>3</sup> (Tabla 13), conformando así únicamente un 1% de los 17.000 m<sup>3</sup> perdidos.

Por otro lado, para el subperiodo posterior al corte de flujo, se pueden considerar como fuentes de agua adicionales el agua remanente de la planta de tratamiento, ya que en el gráfico se muestra que, si bien bajaron su nivel durante el corte, estas no se vaciaron totalmente. Otro aspecto a considerar podrían ser los eventos de precipitación registrados durante el periodo, los cuales sumarían 285 m<sup>3</sup> a las piscinas de decantación (Tabla 13). A pesar de lo mencionado, se debe considerar que los mecanismos de pérdida de agua descritos para el primer subperiodo siguen estando activos, por lo cual el agua remanente y la precipitación no serían suficientes para contrarrestar las pérdidas y, además, aumentar el volumen ingresado a la PI1.

Para obtener datos de tasa de infiltración, se realizaron dos estimaciones gruesas con la información disponible. Considerando el volumen total medido a la entrada de la PI1, los días que esta tuvo agua y su superficie base (55 m x 55 m), se obtiene una tasa de infiltración promedio de 0,68 m/d. Por otro lado, haciendo uso de los datos de nivel de la piscina, posteriores a los cortes de flujo, se estima una tasa de infiltración de 0,2 m/d para el final del primer subperiodo, y de 0,07 m/d para el final del segundo periodo, indicando una disminución del 65% (Figura 50b). Esta última se considera más confiable ya que considera mediciones directas del nivel de la piscina sin influencias del caudal entrante.

Respecto a los datos en profundidad del agua subterránea, debido a que el nivel freático regional se encuentra a 145 m de profundidad, aproximadamente, los niveles medidos en los pozos de observación corresponden a alturas del montículo formado por sobre la capa de arcilla restrictiva.

En primer lugar, se observa que los niveles piezométricos registrados presentan una jerarquía, en donde, el PO4 siempre muestra los niveles más altos y el PO2, los niveles más bajos. Este orden estaría relacionado con la ubicación de los pozos de observación (PO), ya que, el PO4 es el más cercano a la PI1 y el PO2, el más lejano. Es decir, el flujo ocurriría de este a oeste. En términos de forma, se observa que mientras los pozos PO3 y PO4 muestran tendencias similares en los niveles, el pozo PO2 muestra ascensos y descensos más abruptos. Se destaca, también, que, tras el vaciamiento de la PI1, los niveles del pozo PO3 tuvieron un repentido descenso, a diferencia de lo ocurrido en los pozos PO2 y PO4 (Figura 50c). Estas últimas observaciones podrían deberse a dos factores: la heterogeneidad o discontinuidad de la capa de arcilla, que tendría un mayor porcentaje de material grueso bajo los pozos PO2 y PO3, y a la lejanía de estos pozos de la PT, ya que la infiltración de estas piscinas estaría aportando a generar un descenso más lento de los niveles del pozo PO4.

Al analizar la estratigrafía detallada de cada pozo, se observa que, a 30 m de profundidad, en el PO2, se define una capa de “grava arcillo-arenosa”, mientras que, en los otros dos pozos, se identifica una capa de “arcilla gravo-arenosa” y “arcilla areno-gravosa” (Figura 49). Por lo tanto, se puede deducir que a la profundidad donde se ubica el pozo PO2, la capa de arcilla no estaría presente, es decir, esta estaría a una mayor profundidad, ya que, de no existir, el montículo no sería formado. De hecho, se observa una mayor cantidad de grava, lo cual justificaría la presencia de una mayor conductividad hidráulica en el sector. Cabe destacar que el nombre se cada estrato fue transcrito tal y como aparece en la descripción original, y se asume que la variedad de sus nombres se basa en distintos porcentajes de grava, arena y arcilla.

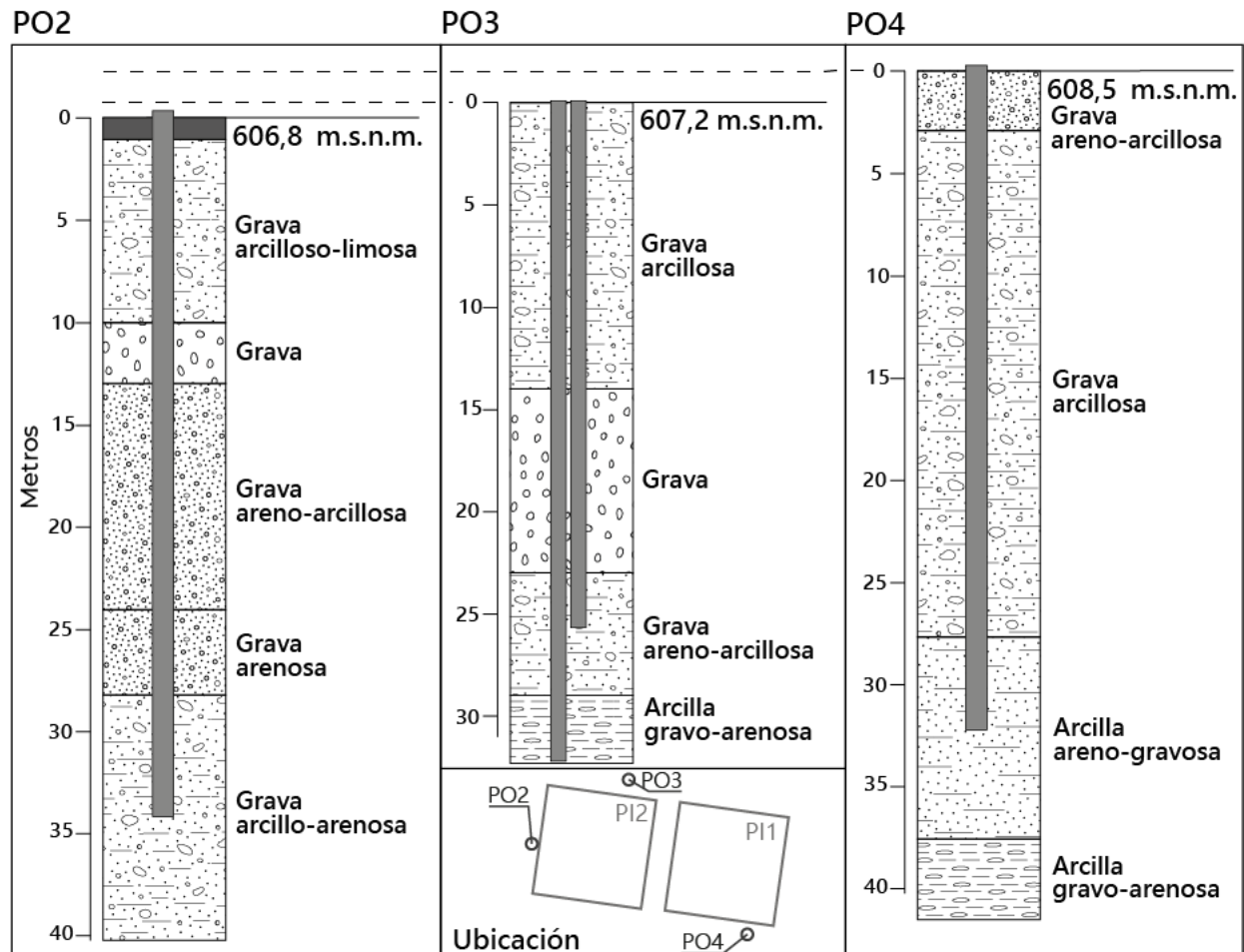


Figura 49. Estratigrafía detallada de los pozos de observación construidos en el área de estudio. Fuente: Elaboración propia a partir de Ramírez et al., 2014.

Tomando en consideración que la capa de arcilla se encuentra aproximadamente a los 579 m.s.n.m., se estima que el montículo alcanzó una altura máxima de 6 m en el primer subperiodo y de 5,5 m en el segundo. En el Marco Teórico se presentó una fórmula para calcular la altura del montículo formado por sobre una capa de baja permeabilidad (Ec. (4)), la cual se obtiene con los datos de tasa de infiltración, potencia de la capa restrictiva y conductividad hidráulica de esta. Tomando en cuenta las estimaciones de tasa de infiltración mencionadas anteriormente (0,2 m/d y 0,07 m/d) y el hecho de que dicha capa tiene unos 10 m de espesor, se estima que la capa

restrictiva debe tener una conductividad hidráulica promedio del orden de 0,3 m/d a 0,4 m/d para formar un montículo con dicha altura.

Para evaluar el desempeño de la PT se decide comparar las turbiedades de entrada y salida de esta, para lo cual se consideran los promedios diarios de las mediciones tomadas en la Bocatoma y PII respectivamente. Adicionalmente, a partir de estos dos datos, se calcula una eficiencia de remoción con la cual se analiza cuanta turbiedad es capaz de remover la planta de tratamiento. Así, se observa que existe un relación lineal positiva entre los valores iniciales y finales de turbiedad (Figura 51a); además, al comparar la eficiencia de remoción con respecto a la turbiedad inicial, se observa que los resultados finales son más notorios cuando la turbiedad inicial es alta (Figura 51b).

Se destaca que no se lograron turbiedades menores a los 25 NTU, y, por lo tanto, el criterio de corte de 10 NTU indicado en el diseño del proyecto no fue respetado. Los valores mínimos de turbiedad final más comunes bordean los 50 NTU y su promedio resulta ser cercano a los 155 NTU. El corte de flujo mencionado fue efectuado posterior a un evento de precipitación, en donde se llegó a 1000 NTU, correspondiente al límite superior de lectura del equipo. De hecho, tras la reanudación del flujo, los valores siguieron siendo elevados, contribuyendo, así, a la colmatación de la piscina, efecto observado en la evolución de los niveles de la piscina después del segundo corte, donde la tasa de infiltración disminuyó (Figura 50d).

Finalmente, cabe destacar que los eventos de precipitación no afectan directamente los niveles piezométricos registrados. Esta situación se visualiza mejor en los últimos eventos de precipitación, registrados en el mes de julio de 2016, cuando la planta de recarga no estaba operando. Por otro lado, y según lo indicado anteriormente, la precipitación sí tiene un efecto sobre la turbiedad, la cual es un factor clave en la operación de la planta piloto debido al control de la colmatación (Figura 50e).

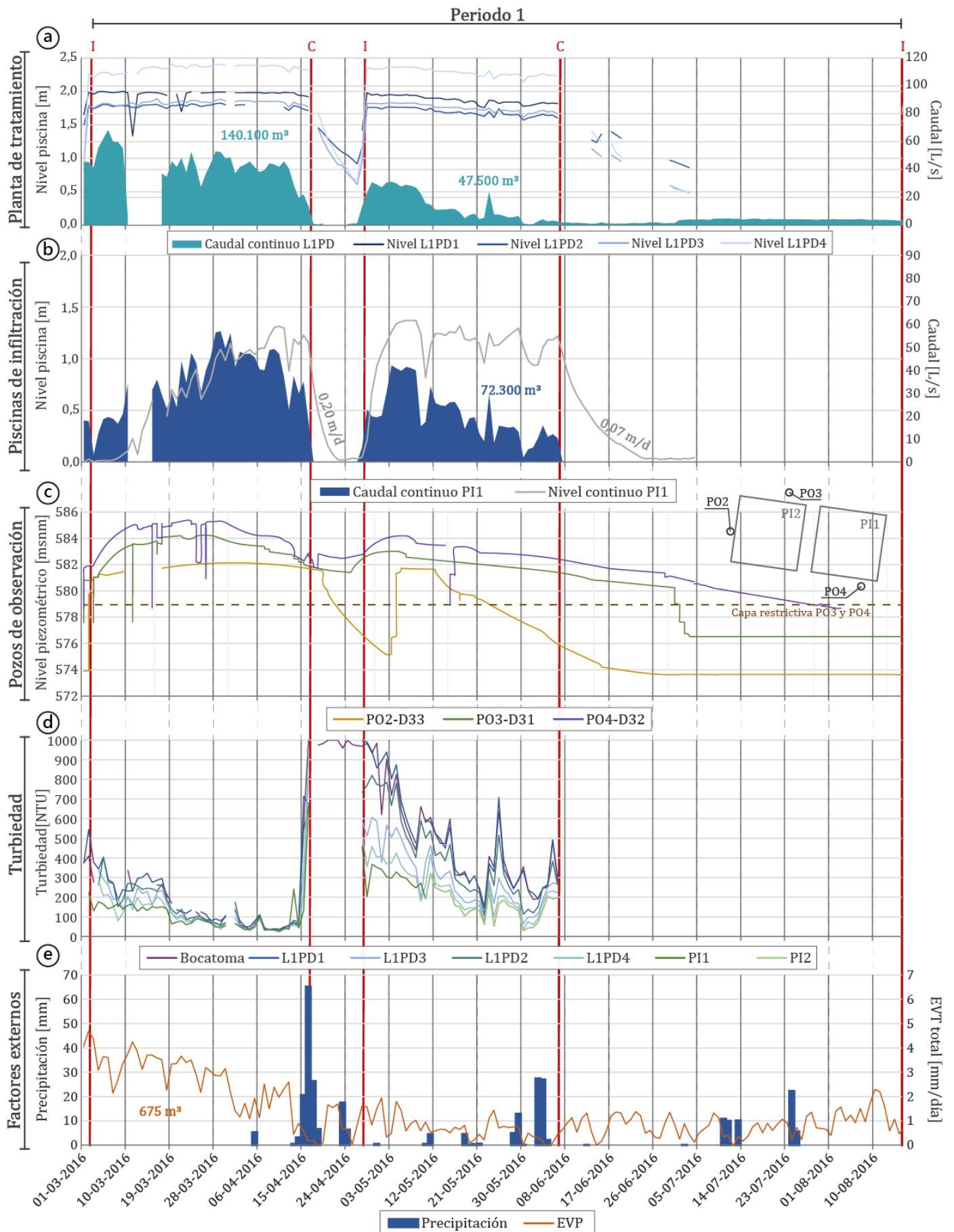


Figura 50. Información integrada del periodo 1. Fuente: Elaboración propia.

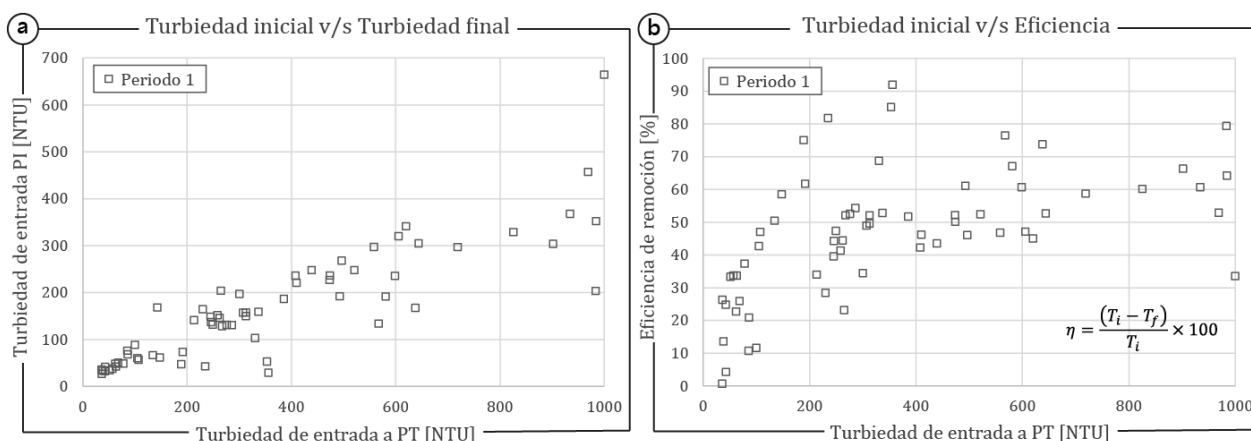


Figura 51. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 1, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocanoma y la final a la medida en la PII. Fuente: Elaboración propia.

### 9.1.2. Operación de la Piscina de Infiltración 2 durante el 2016

El periodo 2 abarca desde el 17 de agosto hasta el 24 de noviembre de 2016 y se diferencia de los otros periodos en que no se realizaron cortes de flujo y es el único que cuenta con datos hidroquímicos.

En relación con la forma de las curvas de nivel y caudal, nuevamente se observan evoluciones similares, como reflejo del agua que está ingresando; sin embargo, se vuelven a encontrar incongruencias cuantitativas. El caudal promedio de ingreso a la PT fue de 20 L/s, mientras que, a la entrada de la PI2, se registró un caudal promedio de 27 L/s, es decir, en una misma ventana temporal estaría ingresando más agua a la PI2. Estos caudales reflejan la inconsistencia resultante en los volúmenes totales, donde se registra un ingreso de agua total de 167.500 m<sup>3</sup> en la canaleta Parshall y un total de 228.300 m<sup>3</sup> en el vertedero triangular, es decir, ingresaron 60.700 m<sup>3</sup> más a la PI2 de lo que se midió en un inicio (Figura 52a y Figura 52b).

En este caso, la diferencia volumétrica fue mayor a la identificada en el periodo anterior (Tabla 13) a pesar de no ocurrir precipitaciones importantes (Tabla 14); por lo tanto, la hipótesis de un aumento del error asociado a estos eventos, no sería válida. A raíz de esto, se infiere que los errores sistemáticos en la estimación del caudal, producto del diseño no óptimo de las estaciones de aforo, serían importantes, o que existen otros factores de error no identificados. Cabe destacar que la evaporación fue mayor en este periodo; sin embargo, esta no logra explicar la gran diferencia de volumen.

Tabla 14. Resultados relevantes del periodo 2.

Periodo	Caudal promedio (L/s)		Volumen total (m <sup>3</sup> )		Precipitación (m <sup>3</sup> )		Evaporación total (m <sup>3</sup> )	
	PT	PI2	PT	PI2	PT	PI2	PT	PI2
2	19,5	26,7	167518	228258	20,6	52,0	322,0	811,7



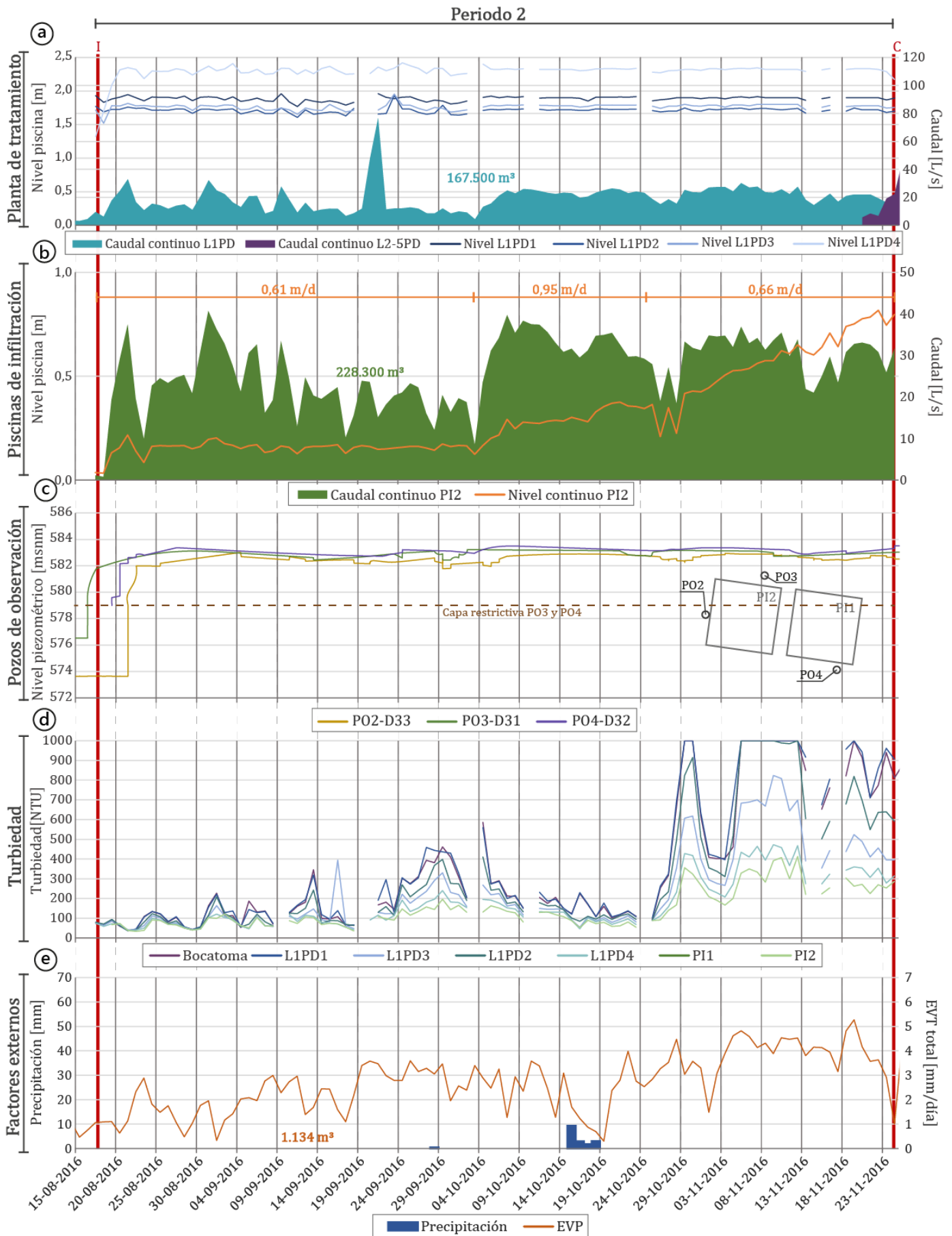


Figura 52. Información integrada del periodo 2. Fuente: Elaboración propia.

Para este periodo, no se cuenta con datos de nivel de la PI2 posterior al corte de flujo, razón por la cual no es posible estimar una tasa de infiltración que no se vea afectada por los caudales de ingreso. Considerando el volumen total ingresado a la PI2, los días con agua y el área de la piscina, se estima una tasa de infiltración promedio de 0,69 m/d. Cabe destacar que con la información de los otros periodos se agregaron 10 días a los “días con agua” para obtener la estimación anterior.

Temporalmente, es notorio que los niveles de la PI2 fueron aumentando en el tiempo, a pesar de que los caudales fueron relativamente constantes. De la misma forma anterior, se estiman tasas de infiltración promedio con el objetivo de identificar su evolución a lo largo del periodo de operación. Se escogen como divisiones puntos en los cuales se identifican cambios de pendiente (4 y 25 de octubre del 2016), obteniendo tasas de 0,61 m/d, 0,95 m/d y 0,66 m/d respectivamente (Figura 52b). La tasa del último tramo del periodo se estima con 10 días más de agua. Así, *grosso modo* se observa que el primer cambio de pendiente en los datos de nivel se debe a que ingresa más agua de la que se puede infiltrar, más que a un deterioro de la tasa de infiltración; por otro lado, el segundo cambio de pendiente se puede atribuir al aumento de la turbiedad de las aguas infiltradas que aportarían a una disminución de la tasa de infiltración.

Con respecto a los niveles piezométricos, todos los pozos de observación siguieron una tendencia similar en este periodo, sin embargo, a pesar de que el PO4 es ahora el que se encuentra más lejos de la piscina, presenta niveles mayores al PO2 (Figura 52c). Este hecho refuerza el supuesto del importante aporte que realiza la infiltración en las piscinas de decantación. Por otro lado, el montículo formado en esta ocasión es de 4 m, menor a los registrado anteriormente (Figura 52c). Considerando de que en este periodo ingresó más agua que en el anterior, esto puede deberse a factores: una tasa de infiltración menor al caso anterior o una capa restrictiva más permeable bajo la piscina. Específicamente, para tener montículos de dicha altura, es necesario contar con una capa restrictiva con una conductividad hidráulica de 0,5 m/d a 0,6 m/d. Para el cálculo se asumen tasas de infiltración similares al periodo anterior, es decir, 0,2 m/d, debido a considerarse un dato más confiable al no estar influenciado por entradas de agua a la piscina.

En cuanto al desempeño de la PT, se observa que generalmente los valores de turbiedad de entrada a la PT fueron bajos en un inicio, sin embargo, tras su tratamiento, estos nunca cumplieron el criterio máximo de operación de 10 NTU (Figura 52d). Las turbiedades finales mínimas fluctúan alrededor de los 50 NTU; pero con un promedio de 150 NTU. Los valores de turbiedad fueron perturbados dos veces por eventos de precipitación; pese a esto, no se realizaron cortes de flujo. Este factor contribuye a la colmatación de la piscina, tal y como se identificó a partir del 25 de octubre (Figura 52e).

Tal y como se realizó para el periodo 1, se comparan turbiedades iniciales y finales con el objetivo de evaluar cuantitativamente el desempeño de la PT. Nuevamente, se observa una relación lineal positiva entre las turbiedades de entrada a las PT (inicial) y las que entran a la PI (final) (Figura 53a), lo cual se traduce en una relación directa entre la eficiencia de remoción y la turbiedad inicial (Figura 53b).

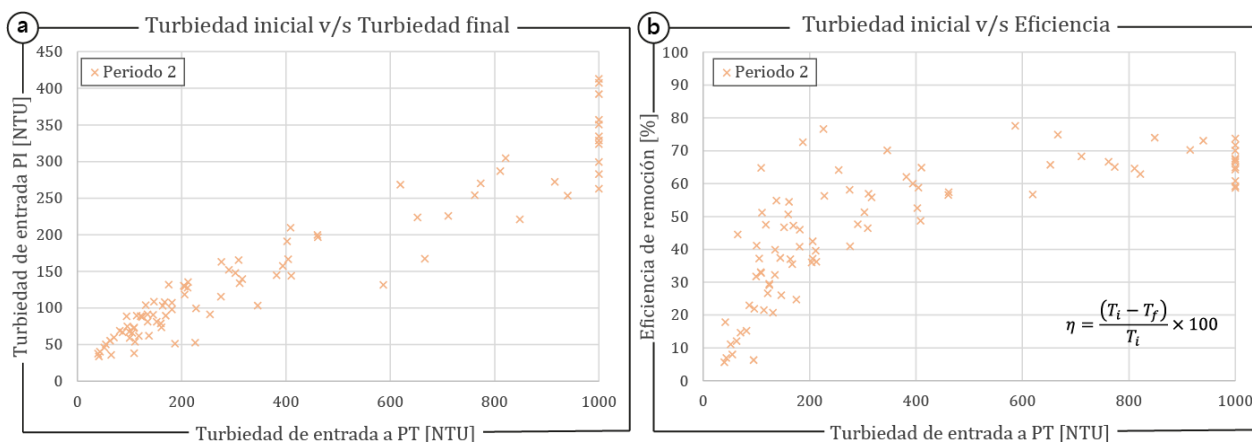


Figura 53. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 2, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocatomá y la final a la medida en la PI2. Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, se analizan las muestras de calidad de aguas tomadas durante este periodo. En la Tabla 15 se compara el resultado obtenido en el Periodo 2 con la campaña de caracterización realizada durante el año 2012 y con la Norma DS N°46/02. Para esta última comparación, se eliminaron los parámetros cuyo valor se encontraba bajo el límite de detección en todos los puntos.

Tabla 15. Comparación de los análisis hidroquímicos obtenidos con la campaña de caracterización realizada el año 2012.

Parámetro [mg/L]	Norma	30-08-2016			07-10-2016			Campaña 2012*		
	Vul. Baja	Canal Carmelino	PI2	PO2 – 40m	PO4 – 40m	Canal Carmelino	PI2	PO4	Pozo Antumapu	Canal Carmelino
<b>Inorgánicos</b>										
<b>Cloruro</b>	<b>250</b>	219	224	208	205	168	162	186	78,2	83,9-328
<b>Fluoruro</b>	<b>5</b>	0,5	0,4	0,6	0,4	0,2	0,3	0,2	<0,2	<0,2 – 0,22
<b>N_Nitrito + N_Nitrato</b>	<b>15</b>	0,5	0,4	0,4	1,1	0,3	0,3	1,6	0,52	2,54-4,36
<b>Sulfatos</b>	<b>500</b>	309,9	313,2	305	296,4	301,3	280,9	339,6	270	179-270
<b>Metales</b>										
<b>Aluminio</b>	<b>20</b>	0,78	0,58	0,71	1,62	5,62	2,53	1,26	<0,01	0,781-41,2
<b>Arsénico</b>	<b>0,01</b>	0,007	0,008	0,003	0,004	0,012	0,007	0,002	<0,001	0,009-0,018
<b>Boro</b>	<b>3</b>	0,35	0,34	0,29	0,26	0,3	0,29	0,32	0,218	0,272-0,694
<b>Cadmio</b>	<b>0,002</b>	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	<0,005	0,002	<0,001-0,003
<b>Cinc</b>	<b>20</b>	<0,01	<0,01	0,08	0,15	<0,01	<0,01	<0,01	<0,002	0,032-0,132
<b>Cobre</b>		<0,01	<0,01	0,04	<0,01	0,03	<0,01	<0,01	0,009	0,023-0,136
<b>Hierro</b>	<b>10</b>	0,84	0,76	1,36	3,71	5,79	2,66	2,08	<0,002	0,54 – 46,1
<b>Manganeso</b>	<b>2</b>	0,04	0,04	0,05	0,09	0,2	0,09	0,04	0,004	0,041 -1,41
<b>Molibdeno</b>	<b>2,5</b>	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,005	0,008 – 0,01
<b>Niquel</b>	<b>0,5</b>	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,005	<0,005- 0,022
<b>Plomo</b>	<b>0,5</b>	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01-0,042

\*Campaña realizada en los meses de julio, septiembre y diciembre

En primera instancia, ningún elemento supera el límite de vulnerabilidad baja establecido por la norma; sin embargo, existen diferencias con respecto a la campaña del 2012. En el caso del sulfato, se observa que los valores obtenidos durante el año 2016 son, en todos los casos, mayores

que los registrados anteriormente. El cloruro, aluminio y boro son otros parámetros que elevaron en algunos puntos su concentración; mientras que el resto la disminuyó. A juzgar por las concentraciones medidas en el Canal Carmelino, fuente de agua de la planta piloto, se deduce que el aumento de estas concentraciones con respecto a la Campaña del 2012 es por factores externos a la planta.

Por otro lado, observando únicamente las campañas realizadas durante el año 2016, se destaca que los órdenes de magnitud de las concentraciones los analitos se mantienen, razón por la cual no es posible sacar mayores conclusiones respecto a variaciones significativas durante el paso del agua a través de las distintas etapas. Sin embargo, se observa que existe una consistencia entre las aguas superficiales (Canal Carmelino y piscinas de infiltración) y los pozos de observación (PO2 y PO4).

### **9.1.3. Operación de la Planta de Tratamiento (L2PD a L5PD)**

El periodo 3 comprende desde el 24 de noviembre de 2016 hasta el 30 de junio de 2017, tiempo en el que estuvieron en operación los pozos secos; por esta razón, las líneas 2, 3, 4 y 5 de piscinas de decantación entraron en funcionamiento (L2PD a L5PD) de la PT. Según lo observado en los datos de caudal y nivel (Figura 54a), se deduce que su funcionamiento no fue continuo; sin embargo, no se cuenta con las fechas específicas de corte y reanudación de flujo. Según la canaleta Parshall ubicada a la entrada de esta sección, ingresaron 505.000 m<sup>3</sup> aproximadamente durante este periodo.

Con respecto a los niveles piezométricos, se observa una correlación entre las fluctuaciones de caudal entrante a la PT y los niveles registrados en los PO, lo que indica que existiría infiltración desde sus piscinas. Además, se observa que los niveles piezométricos no descendieron tras el corte de flujo dirigido a la PI2, de hecho, la dirección de flujo identificada en el periodo 2 se mantiene, pero la diferencia de nivel entre los pozos aumenta, debido al cambio de fuente de infiltración (Figura 54b).

Particularmente, se desatacan aspectos registrados en el PO2, en donde: (1) los cambios de nivel son altamente sensibles a los cambios de caudal, (2) se observa un aumento repentino de nivel el 12 de marzo de 2017, y (3) no se registra un aumento de niveles en los últimos meses, a pesar de registrarse flujo en la PT (Figura 54b). La alta sensibilidad se debería a la mayor conductividad hidráulica existente en esta zona, cuya capa restrictiva se encontraría a mayor profundidad. Para entender el aumento repentino primero hay que percatarse de que inicialmente el PO2 estaba influenciado por la infiltración proveniente de la PI2, razón por la cual los niveles bajaron lentamente en un inicio. Sin embargo, una vez infiltrado todo dicho aporte, los niveles aumentan y disminuyen rápidamente en el PO2, con un desfase de 15 días con respecto al inicio de ingresos altos de caudal en la PT. Por lo que se deduce que es requerido un ingreso de caudal alto y continuo para que el montículo formado sea percibido en el PO2, de hecho, la intermitencia de los caudales en el mes final debe ser la razón por la cual no se registran niveles en dicho periodo.

Cabe destacar que las bases de las piscinas de la PT suman en conjunto una mayor área que la base de una piscina de infiltración, con  $4.800 \text{ m}^2$  vs.  $3.025 \text{ m}^2$ , respectivamente; asumiendo condiciones hidráulicas similares a la piscina más cercana (PI1), se esperaría encontrar montículos más altos que los formados anteriormente (6 m). En este caso, el montículo alcanza un valor máximo de 5 m en el pozo PO4 y se percibe 3 m de variación de altura en el pozo PO2, a pesar de existir 200 m de distancia entre el borde de la PT y PO2, indicando un gran radio de influencia del montículo formado. Estos valores son coherentes con el hecho de que el pozo PO4 se encuentra a 10 m de la base de la PI1 y a 65 m de la base más cercana de la PT (Figura 54e). Cabe destacar que no se habla directamente de la altura del montículo en el PO2 debido a que se desconoce su verdadera profundidad.

Para evaluar la eficiencia de remoción de esta configuración de piscinas se toma como valor inicial el medido en la bocatoma, tal y como en los periodos anteriores, y como valor final se utiliza el de la piscina acumuladora (PA). Cabe destacar que únicamente se cuenta con pares de datos desde el 10 de marzo hasta el 15 de mayo de 2017, es decir, sólo el 20% del periodo contiene información (Figura 54c). En este caso se observa que, a turbiedades iniciales similares, se obtienen eficiencias de remoción más altas que en los periodos anteriores (Figura 55b), con valores finales mínimos cercanos a los 35 NTU y un promedio de 55 NTU; sin embargo, estas siguen siendo mayores a al criterio de corte (Figura 55a y Figura 54c).

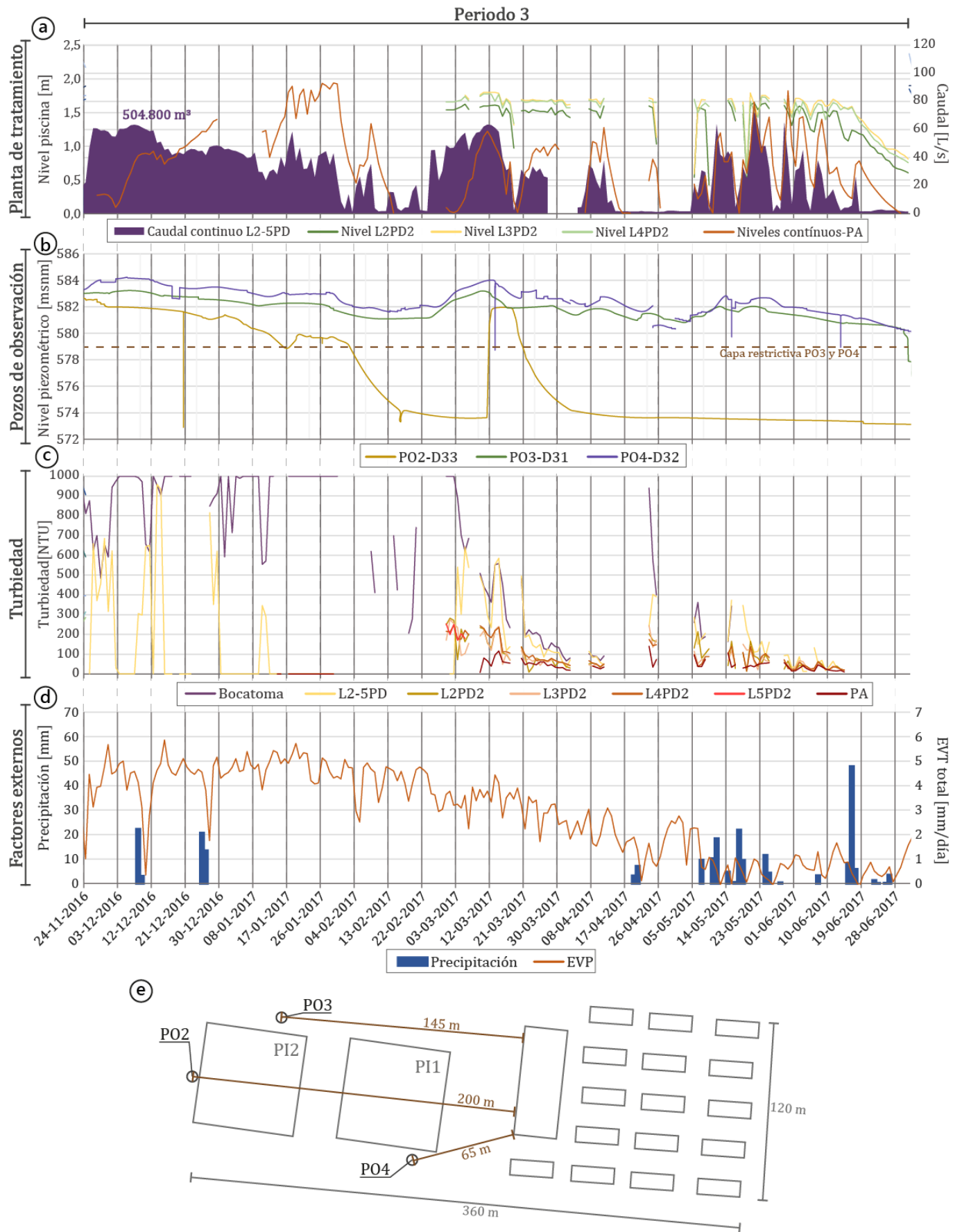


Figura 54. Información integrada del periodo 3. Fuente: Elaboración propia.

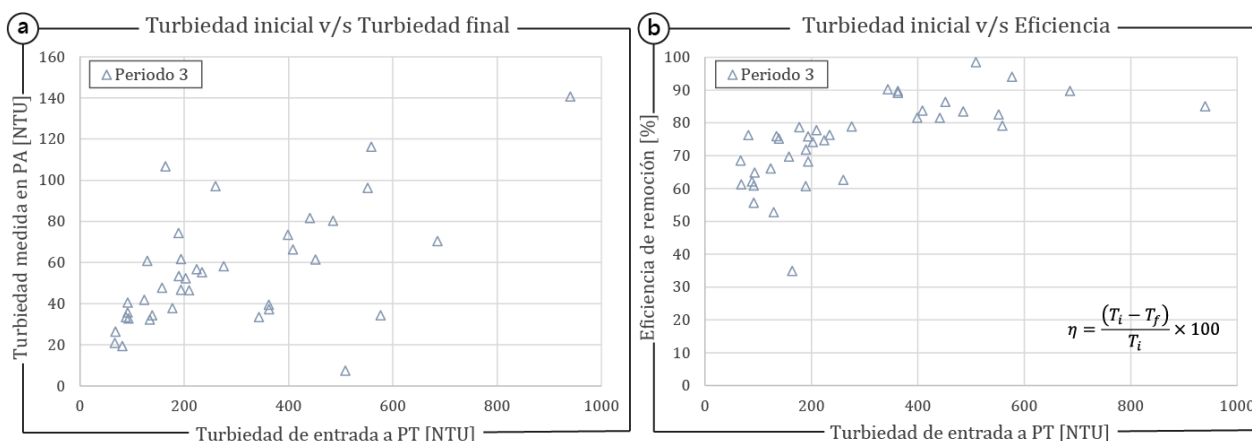


Figura 55. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 3, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la bocatoma y la final a la medida en la PA. Fuente: Elaboración propia.

### 9.1.4. Operación de la Piscina de Infiltración 1 durante el 2017

El último periodo de funcionamiento de la planta comenzó el 5 de julio de 2017. No se cuenta con información sobre la fecha de corte; pero, se cuenta con datos hasta el 31 de diciembre de 2017. Este periodo contó con dos cortes de flujo, uno el 24 de agosto, con una duración de 4 días, y otro el 27 de septiembre, el cual duró 1 mes y medio. Cabe destacar que durante el mes de octubre se aprecian mediciones de caudal en un periodo informado como sin flujo.

En primer lugar, se destaca la similitud entre la forma de ambos gráficos de caudal, de la PT y la PI1, indicando una buena relación cualitativa entre los caudales medidos a la entrada cada sistema (Figura 56a y Figura 56b). Sin embargo, en esta etapa vuelven a aparecer inconsistencias con respecto a los volúmenes de agua medidos en ambos puntos. En la entrada de la PT se registró un total de 400.000 m<sup>3</sup> de agua, mientras que en la entrada de la PI1 ingresaron 360.000 m<sup>3</sup>, es decir, 40.000 m<sup>3</sup> menos que en la PT (Tabla 16).

Al subdividir el periodo, tal y como se hizo para el periodo 1, según las fechas de corte, se observa que el primer subperiodo fue el de mayor discrepancia, en donde se registró un ingreso de 50.000 m<sup>3</sup> más en la PT que en la PI1. En los otros subperiodos ocurre el caso inverso, se registraron ingresos menores en la PT con respecto a la PI1, pero con un menor volumen, de 2.000 m<sup>3</sup> y 6.000 m<sup>3</sup> para los subperiodos 2 y 3, respectivamente (Tabla 16). Cabe destacar que en el tercer subperiodo están incluidos los volúmenes ingresados en octubre.

Tabla 16. Resultados relevantes periodo 4.

Subperiodo	Caudal promedio (L/s)		Volumen total (m <sup>3</sup> )		Precipitación (m <sup>3</sup> )		Evaporación total (m <sup>3</sup> )	
	PT	PI1	PT	PI1	PT	PI1	PT	PI1
1	47,2	35,2	205163	151330	67,3	169,7	56,6	142,6
2	32,0	32,7	85683	87412	27,7	69,9	65,6	165,5
3	21,8	23,2	113321	119403	0,0	0,0	247,6	624,1
Conjunto	33,6	30,4	404167	358145	95,0	239,6	369,8	932,2

En este caso, se observa que hubo un comportamiento similar al primer periodo, en donde los volúmenes de la PT son mayores antes del primer corte y luego estos son menores posterior a

este. Sin embargo, en el primer periodo la mayor diferencia de volúmenes se observa después del corte; mientras que en este periodo se dan antes al corte. Esta variabilidad de tendencias en los volúmenes no permite identificar errores sistemáticos claros en el proceso de medición. Sin embargo, tras el análisis de los periodos, es posible identificar las fuentes más importantes que pueden dar lugar a cambios de volumen en el sistema: (1) la infiltración a través de las piscinas de decantación, y (2) el diseño no óptimo de la canaleta Parshall. Así, se descartan los efectos de la evaporación, la cual en este caso solo representa el 3% de la pérdida y la precipitación, que afectaría únicamente la turbiedad.

En cuanto a la tasa de infiltración, se obtiene un promedio de 0,69 m/d, valor similar a lo obtenido en los periodos 1 y 2. Al contar con datos de nivel en las piscinas, posteriores a los cortes de flujo, fue posible estimar tasas de infiltración asociadas a los dos cortes ocurridos. Para el primer subperiodo, se obtuvo una tasa de infiltración promedio de 0,26 m/d, mientras que, para el segundo subperiodo, se obtuvo un valor de 0,15 m/d, indicando una disminución del 42% (Figura 56b).

Con respecto a los datos de niveles en profundidad, los cuales registran los montículos formados sobre la capa restrictiva de arcilla, se observa la misma dirección de flujo del periodo 1, siendo los niveles del pozo PO4 los niveles más altos y los del pozo PO2, los más bajos. Se destaca que, si bien los pozos PO3 y PO4 muestran tendencias similares, el pozo PO3 responde antes a las fluctuaciones de caudal, a pesar de no ser el más cercano. El pozo PO2 muestra una evolución de niveles retardada respecto a los pozos PO3 y PO4; el montículo es percibido 10 días después del inicio del flujo hacia la PI1 (Figura 56c).

En este caso, el montículo volvió a alcanzar los 6 m en el primer subperiodo, 5,5 m en el segundo y nuevamente 6 m en el tercero (Figura 56c). A partir de esto, se concluye que se repiten las condiciones existentes en el periodo 1, en el cual se estimó que la capa restrictiva debía tener una conductividad hidráulica del orden de los 0,3 m/d a 0,4 m/d para formar un montículo con dicha altura.

Para evaluar el desempeño de la PT, no se contó con mediciones de turbiedad en la bocatoma; sin embargo, el análisis se realizó tomando como turbiedad inicial los datos medidos en la piscina L1PD1. En esta oportunidad, se observa que no hubo momentos de turbiedad intermedia, factor que no permitió evaluar la eficiencia en todo el espectro de turbiedad; no obstante, se observa que, tanto en turbiedades iniciales bajas como altas, existen variadas eficiencias de remoción (Figura 57b). La menor turbiedad final alcanzada fue de 24 NTU; pero, el promedio alcanza los 75 NTU, es decir, los 10 NTU recomendados, nuevamente, no se lograron. Cabe destacar que el último subperiodo contó con turbiedades iniciales altas, a pesar de no registrarse eventos de precipitación previos a la fecha de reanudación del flujo (Figura 56e).



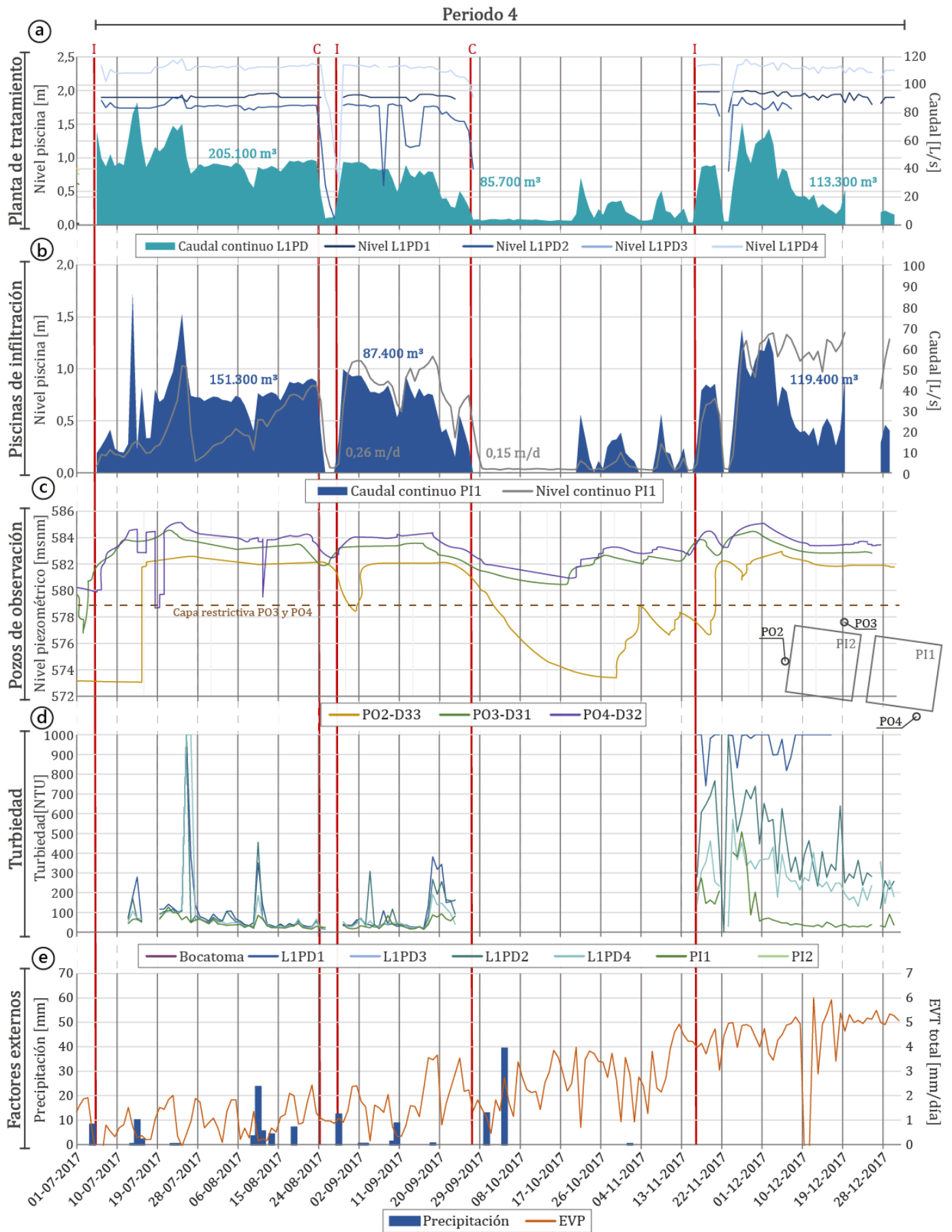


Figura 56. Información integrada del periodo 4. Fuente: Elaboración propia.

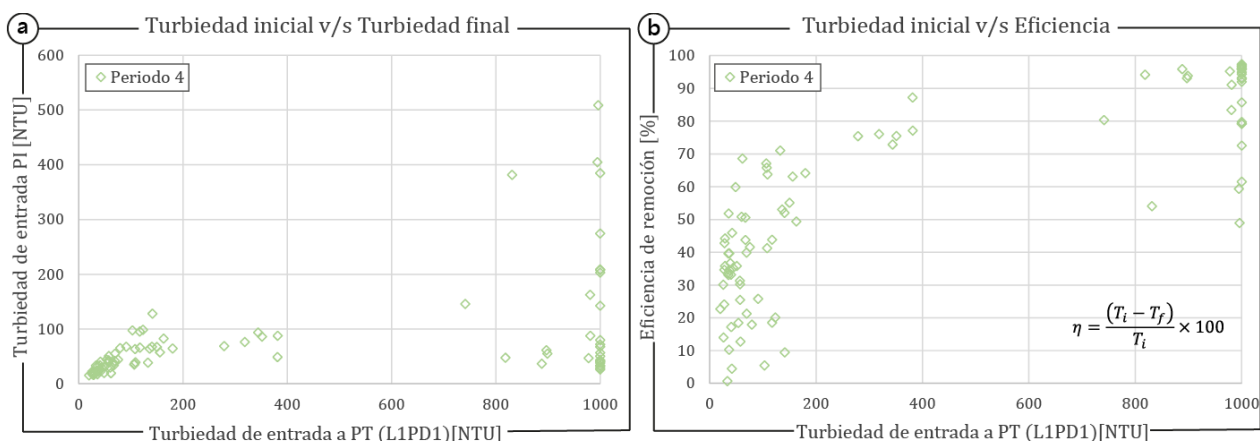


Figura 57. Evaluación del desempeño de la planta de tratamiento del periodo 4, donde la turbiedad inicial corresponde a la medida en la L1PD1 y la final a la medida en la PII. Fuente: Elaboración propia.

## 9.2. Análisis de desempeño

Durante los tres periodos de funcionamiento de las PI, ingresó un total estimado de 782.000 m<sup>3</sup> de agua, según lo medido por el vertedero triangular ubicado a las entradas de las piscinas; de estos, se estima que 2.000 m<sup>3</sup> fueron devueltos a la atmósfera por evaporación y 780.000 m<sup>3</sup> fueron infiltrados, es decir, el 99,7% del agua ingresada se infiltró (Tabla 17).

Adicionalmente, ocurrieron infiltraciones a través de las piscinas de decantación, perteneciente a la planta de tratamiento (PT). Por esta razón, se esperaba obtener mediciones de caudal menores en la entrada de cada PI con respecto a lo medido en la entrada de la PT; sin embargo, esto no ocurrió en todos los casos. Debido a esto, no se tiene un cálculo exacto de cuánta agua se infiltró en las piscinas de decantación; sin embargo, considerando su tamaño, días de operación y una tasa de infiltración de 0,1 m/d, se estima que infiltraron unos 45.000 m<sup>3</sup> a través de estas. De la misma forma, se estima que en las líneas de decantación dirigidas a los pozos secos se infiltraron 100.000 m<sup>3</sup> aproximadamente. Cabe destacar que la elección de la tasa de infiltración se basa en la estimación de los valores finales de este parámetro en las PI (0,07 m/d a 0,20 m/d). Dado que las piscinas de la PT no son mantenidas, y tienen una mayor cantidad de sólidos en suspensión, se optó por utilizar el límite inferior estimado; sin embargo, estos valores podrían ser aún menores.

Tabla 17. Valores obtenidos por periodo.

Periodo	Días con agua	Tasa de Infiltración Promedio (m/d)	Caudal promedio (L/s)		Volumen total (m <sup>3</sup> )		Precipitación total (m <sup>3</sup> )		Evaporación total (m <sup>3</sup> )	
			PT	PI	PT	PI	PT	PI	PT	PI
1	95	0,68	29	21	187481	195440	285	719	192	483
2	110	0,69	19	27	167518	228258	21	52	322	812
4	171	0,69	34	30	404167	358145	95	240	370	932
<b>Total</b>	<b>376</b>	<b>0,69</b>	<b>27</b>	<b>26</b>	<b>759166</b>	<b>781843</b>	<b>401</b>	<b>1011</b>	<b>884</b>	<b>2227</b>
3	217	-	30	-	504779	-	1217	-	3259	-

Se observa que las tasas de infiltración promedio obtenidas para los tres periodos de estudio resultaron ser iguales, con un valor 0,7 m/d (Tabla 17). Sin embargo, en la caracterización del área de estudio, se obtuvieron tasas del orden de los 4 m/d a 5 m/d (Tabla 4); mientras que en los

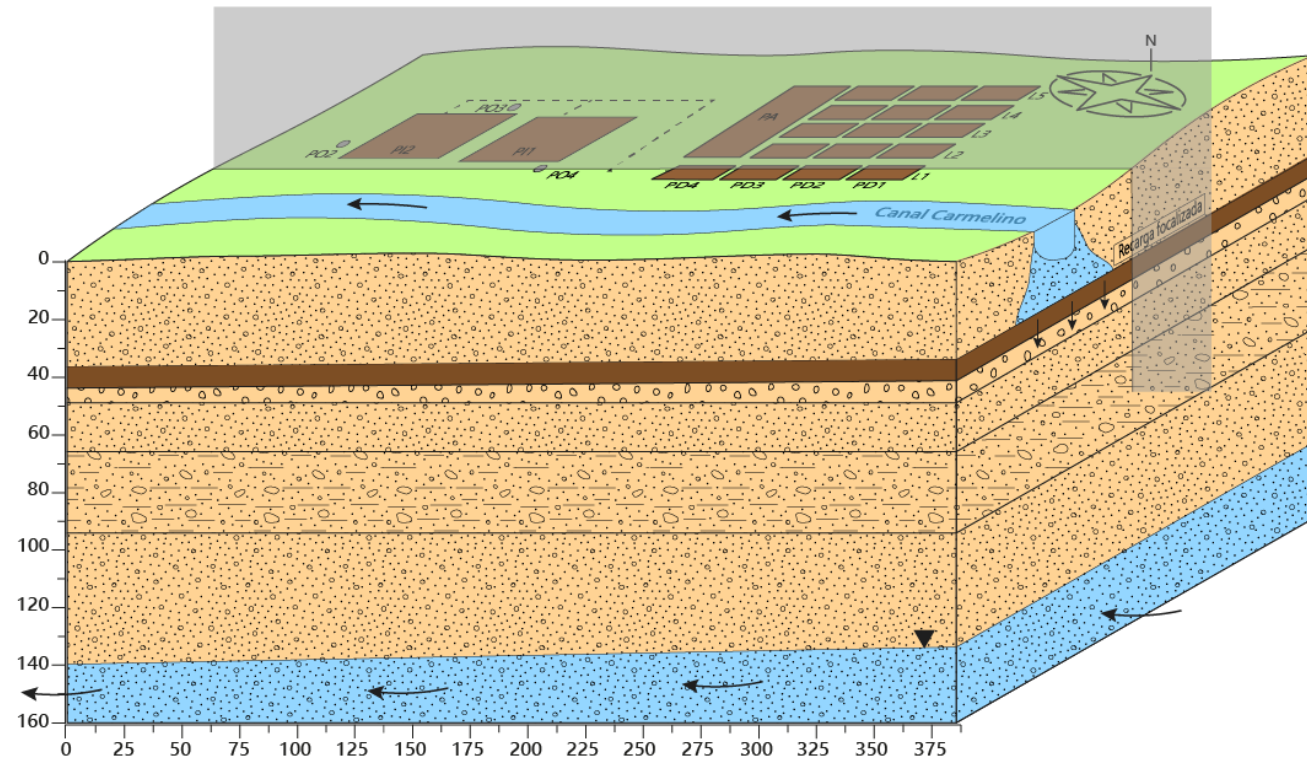
periodos 1 y 4, se calcularon valores finales de 0,1 m/d a 0,2 m/d. La dispersión de estos valores confirma que la tasa de infiltración disminuye en el tiempo producto de la colmatación. Se destaca el hecho de que en el periodo 1 la tasa de infiltración final disminuyó después de episodios de alta turbiedad, efecto que fue igualmente percibido cualitativamente en el periodo 2.

A pesar de lo mencionado, se observa que la tasa de infiltración promedio obtenida se mantiene en un valor similar, aun cuando la cantidad de días de operación aumentaron. Esto puede deberse a las distintas condiciones de turbiedad a la que se enfrentaron los distintos periodos, siendo el periodo 4 el que tuvo condiciones óptimas, salvo en su última etapa.

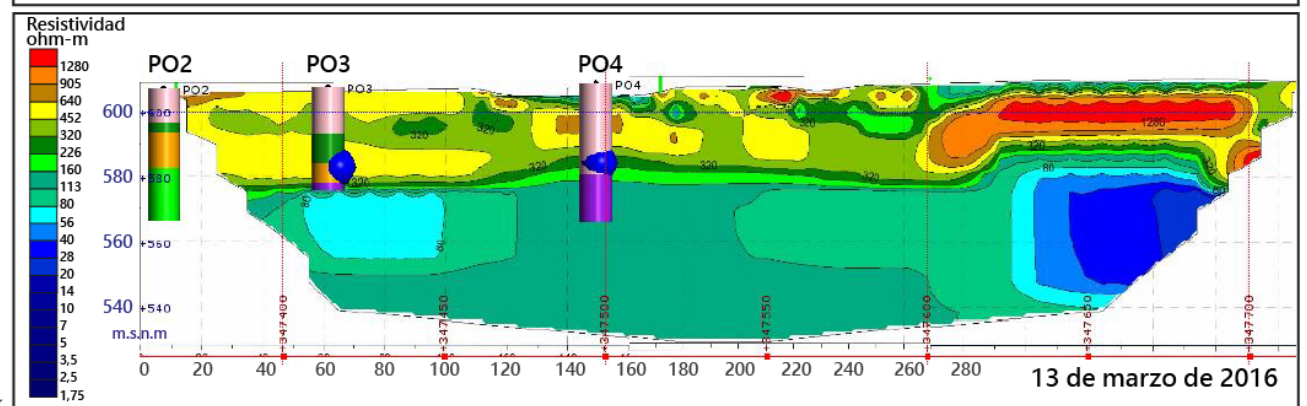
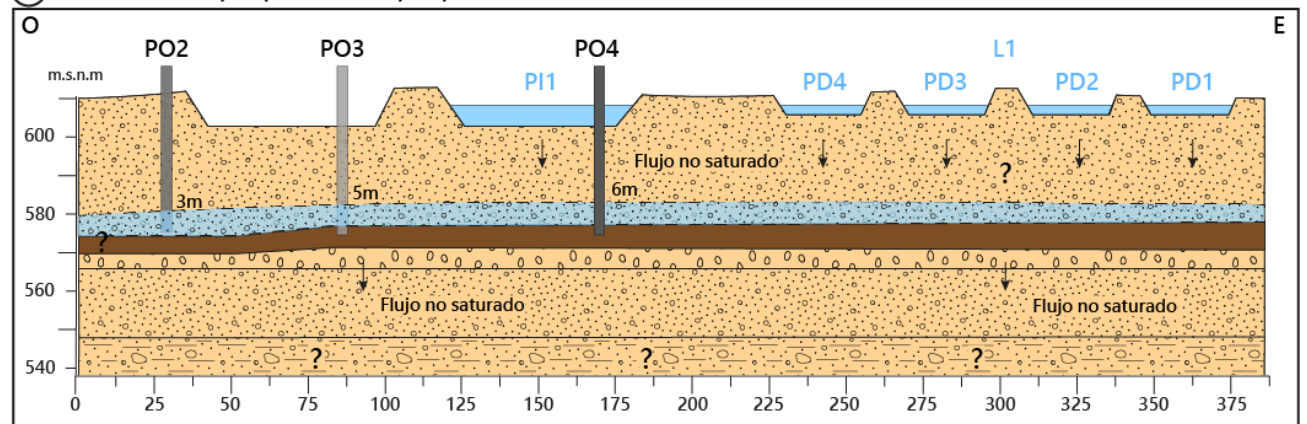
Con los datos recopilados en la PI1, la única operada dos veces, se puede concluir que la capacidad de infiltración no disminuyó de un periodo a otro; sin embargo, se recomienda la realización de una mayor cantidad de ciclos, con el objetivo de estimar la vida útil de una piscina de infiltración, dada por sus tasas de infiltración.

Con respecto a los montículos formados, se concluye que estos se generaron a partir de la infiltración de dos fuentes: las PI y la PT. Ningún montículo sobrepasó los 6 m de altura, y, por lo tanto, no se alcanzó la base de la piscina, hecho que favorece la infiltración del agua. Además, se observó una gran extensión lateral, tomando como referencia lo ocurrido en el periodo 3, donde la sola infiltración de la PT generó un montículo que fue percibido por el pozo PO2, ubicado a 200 m de distancia.

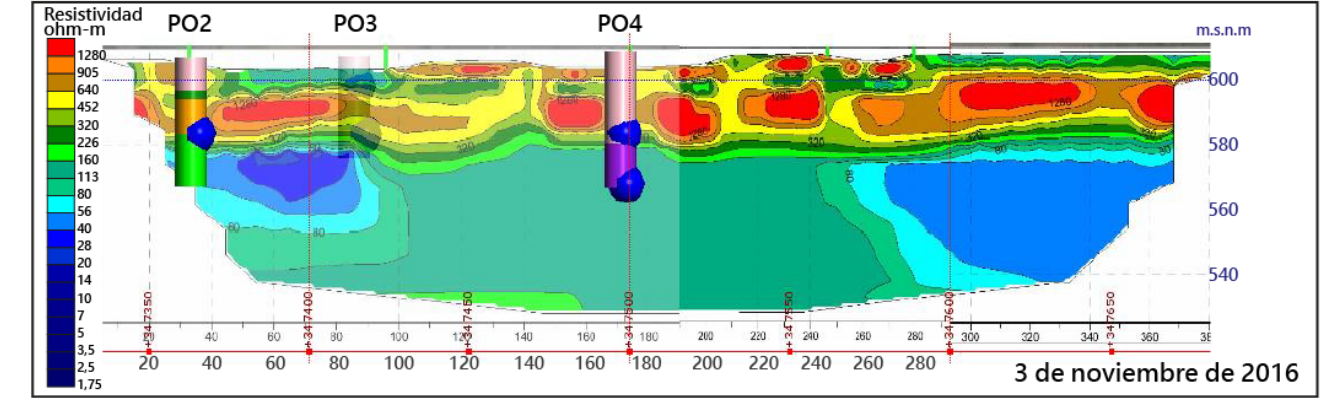
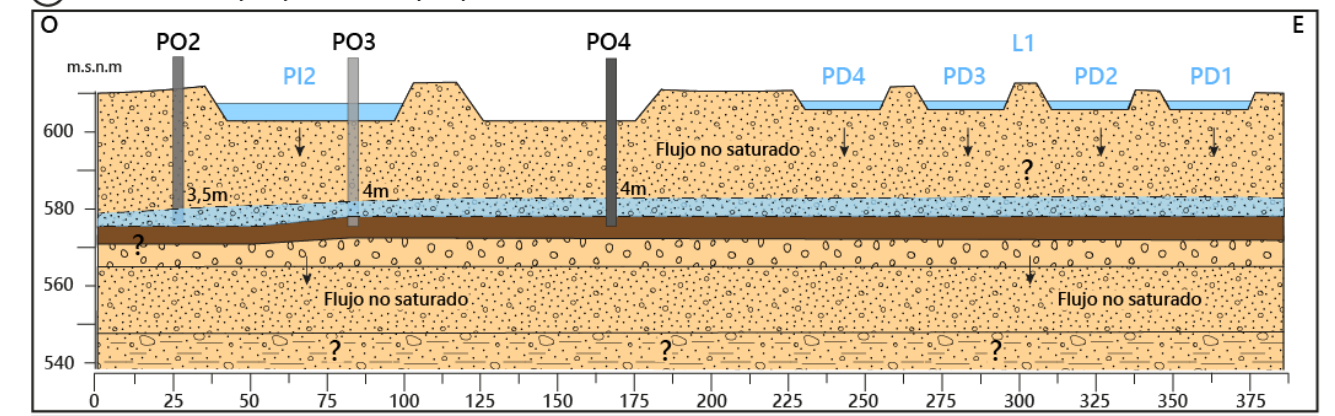
Por último, se destacan las diferencias de comportamiento entre el montículo formado en la PI1 con respecto al formado en la PI2. En el primer caso, se formaron montículos de 6 m de altura, mientras que, en el segundo caso, el montículo fue de 4 m. Esta diferencia se debe a dos factores: la distancia entre la PI2 y la PT, y la profundización de la capa de arcilla, junto con la presencia de un material más permeable a la profundidad de medición del pozo PO2 (Figura 58). Cabe resaltar que, de los antecedentes del proyecto, son extraídos dos perfiles geofísicos realizados durante el año 2016 (VAI, 2017), en estos se observa que, en la zona este de la PT y oeste de la PI2, la capa de arcilla permite el flujo de agua hacia el nivel regional (Figura 58).



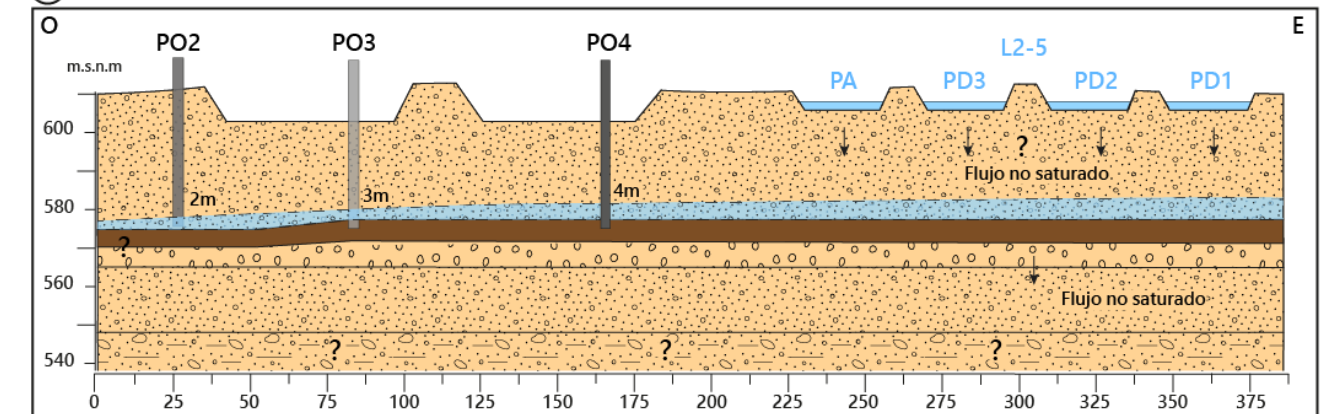
(a) Periodo 1: 02/03/2016 - 06/06/2016



(b) Periodo 2: 17/08/2016 - 24/11/2016



(c) Periodo 3: 24/11/2016 - 30/06/2017



(d) Periodo 4: 05/07/2017 - 31/12/2017

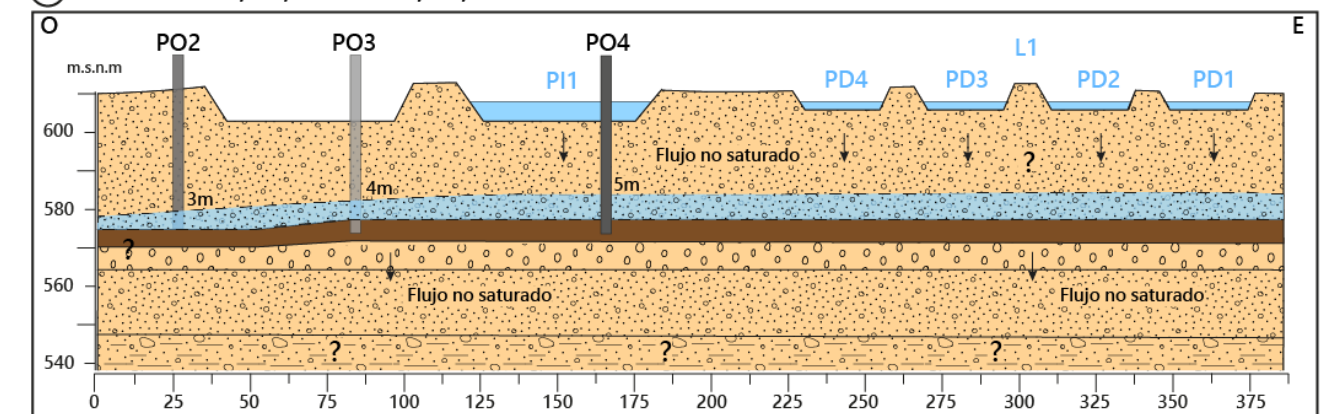


Figura 58. Esquema de lo ocurrido en cada uno de los periodos de operación de la planta piloto de recarga gestionada de acuíferos. Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al desempeño de la PT, se destaca que el criterio recomendado de funcionamiento de 10 NTU no fue cumplido; este valor se logró una sola vez, en el periodo 3, pero los valores mínimos más recurrentes estuvieron entre los 15 NTU y 35 NTU (Tabla 18). La L1PD obtuvo eficiencias de remoción promedio de 50%, con turbiedades finales promedio entre 75 NTU y 150 NTU. Se observa que la configuración de las piscinas L2PD a L5PD tuvo un mejor desempeño, mostrando eficiencias de remoción más altas (75%), con turbiedades finales máximas de 140 NTU y promedio de 55 NTU. Cabe destacar que el periodo 3 cuenta con una menor cantidad de datos que los otros periodos (Tabla 18).

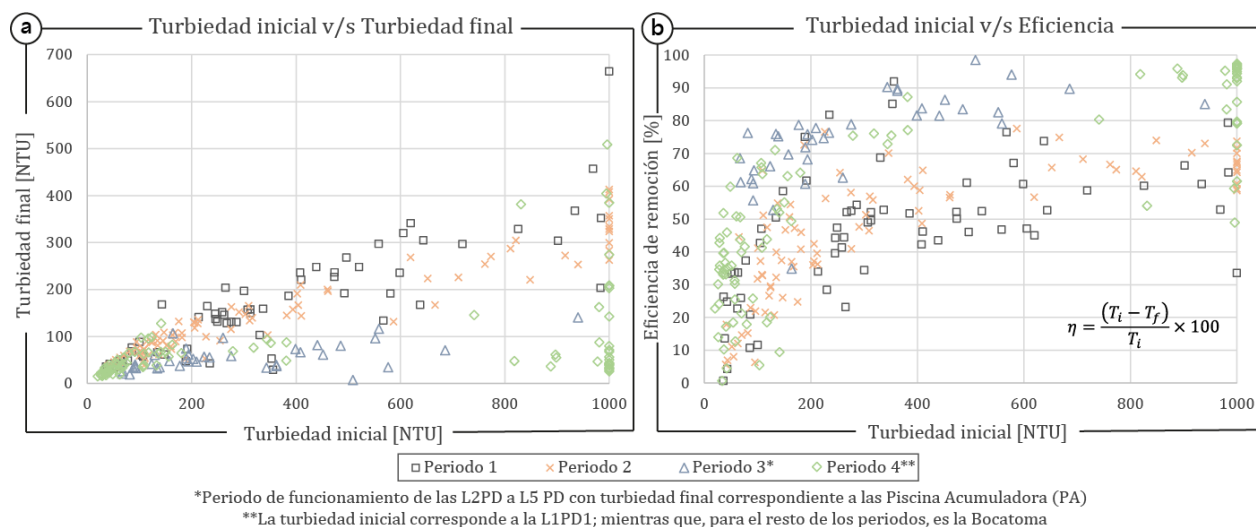


Figura 59. Valores de turbiedad relevantes para evaluar el desempeño de la planta de tratamiento. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18. Estadísticas de la turbiedad final resultante por periodo de operación. Fuente: Elaboración propia.

Estadísticas del desempeño de la planta de tratamiento								
Periodo	Cuento	Días con información [%]	Turbiedad inicial promedio [NTU]	$\bar{\eta}$ [%]	Turbiedad final [NTU]			
					$\bar{x}$	Mín.	Máx.	$\sigma$
1	85	100,0	359,8	47,0	156,5	26,8	664,5	110,8
2	87	87,0	370,9	47,4	149,6	34,0	413,0	98,5
3*	38	17,5	285,6	74,7	55,6	7,5	140,7	28,4
4	90	66,2	388,1	55,9	74,6	15,4	508,7	89,0

\*Periodo correspondiente al funcionamiento de las líneas L2PD a L5PD

En relación a los factores externos, se concluye que la precipitación únicamente tiene efectos indirectos sobre la plata piloto de RGA, afectando los valores de turbiedad de las aguas de recarga, sin tener repercusiones directas sobre los volúmenes infiltrados. Con respecto a la evaporación, se concluye que, si bien es un mecanismo activo durante el desarrollo del proyecto, este solo implica pérdidas del 0,3% del volumen total ingresado.

Finalmente, se recomienda la construcción de un pozo más profundo que alcance el nivel freático regional; este brindaría un entendimiento del comportamiento del sistema a largo plazo y permitiría caracterizar mejor el proceso de recarga. Conociendo el tiempo que tarda el agua infiltrada en llegar al acuífero regional, sería posible realizar modelaciones que den pie a la realización de proyectos a mayor escala. Con este pozo, además, se podría monitorear la variable hidrogeológica, dado que el paso del agua por la zona no saturada podría gatillar distintos

procesos, como son las reacciones redox o el desequilibrio químico (sección 2.5.5). Además, se recomienda la revisión del diseño de las estaciones de aforo, con el fin de asegurar una medición de caudal confiable en las distintas etapas de funcionamiento de la planta piloto.

### **9.3. Situación de la recarga gestionada en Chile**

Como se ha mencionado en este documento, existe una gran variedad de sistemas de RGA, los cuales son utilizados con distintos objetivos. La RGA es capaz de proveer seguridad hídrica, mejorar la calidad del agua, prevenir la intrusión salina, almacenar grandes volúmenes de agua, y mantener y recuperar ecosistemas dependientes de aguas subterráneas (p.e. Todd & Mays, 2005). Su diseño dependerá, entre otras cosas, del tipo de acuífero, fuente de agua y uso final que se le quiera dar a las aguas capturadas. El agua para infiltrar puede provenir de diversas fuentes, como lo son los cursos naturales, el agua de tormenta, el agua reciclada, entre otras. Así, se da a entender que es un mecanismo altamente versátil, adaptable según el objetivo de gestión que se quiera lograr.

En Chile, la RGA se ha incluido en distintos planes estratégicos para afrontar la escasez hídrica (G. R. de Coquimbo, 2015; Ministerio del Interior y Seguridad Pública, 2015; MOP, 2013); además, se han realizado diversos estudios para definir zonas aptas para desarrollar esta tecnología (Cabrera, 2014; Moreno & Parraguez, 2015; Urtubia, 2015). A pesar de lo mencionado, no ha habido una implementación masiva de estos sistemas, muy probablemente debido a la falta de experiencia que existe en esta área. El desarrollo de esta práctica en Chile se ha limitado a proyectos piloto, actualmente no operativos, destinados a la agricultura (Page et al., 2020); el resultado de estas experiencias carece de difusión pública, factor clave para la generación de confianza en estos proyectos. La confianza, y, por ende, la aplicación de la RGA podrían aumentar a medida que el gobierno, empresas privadas y servicios públicos de agua desarrollen y difundan proyectos exitosos, en donde se evalúen estos sistemas económica, social y operacionalmente. Un mayor desarrollo de estos proyectos ayudaría a aumentar la seguridad de los suministros de agua en el país, sobre todo en el escenario de cambio climático y crecimiento poblacional que se vive actualmente (Dillon et al., 2019).

Debido al alto estrés hídrico que se vive actualmente, dado por la creciente demanda, la contaminación de aguas, la sobreexplotación de acuíferos y el cambio climático, es necesario adoptar una gestión sostenible de las aguas subterráneas para asegurar la seguridad hídrica nacional a largo plazo (Page et al., 2020). Chile utiliza como técnicas de gestión hídrica los embalses y las desaladoras. En el catastro de la Dirección de Obras Hidráulicas aparecen enumerados más de 1300 embalses (DGA, 2016b), mientras que, hacia el 2016, ya se contaba con 20 plantas desaladoras construidas y otras 15 proyectadas (DGA, 2016a). A pesar de que los embalses han sido amplia y tradicionalmente utilizados, debido a que proporcionan un gran potencial de almacenamiento y son relativamente fáciles de administrar y monitorear, estos tienen una serie de desventajas, como el uso de grandes extensiones de terrenos, altos costos, altas tasas de evaporación (del 15% al 30%, dependiendo de las condiciones climáticas) (Rodrigues et al., 2021) e impactos ecológicos severos, razón por la cual son cada vez menos aceptados

socialmente (Dillon et al., 2009). Por otro lado, si bien las plantas desaladoras son una buena alternativa para sectores costeros, permitiendo disponer de agua en lugares donde esta es escasa, tienen un alto costo energético e impactan ecosistemas marinos (El-Fadel & Alameddine, 2005).

A pesar de que es necesario que los terrenos cumplan ciertas condiciones para poder implementar un proyecto de RGA, este trae consigo una serie de ventajas, tales como, un bajo costo de implementación, una capacidad de almacenar grandes volúmenes de agua, la posibilidad de hacer uso del suelo sobre la zona de almacenamiento, la utilización de espacios reducidos y la reducción de pérdidas de aguas por evaporación (Dillon et al., 2009). Si bien los costos de inversión y operación dependen del país donde se efectúen los proyectos, a través de la recopilación de distintos estudios se realizó una comparación económica entre las tres técnicas de gestión hídrica mencionadas. Los estudios económicos más actualizados encontrados con respecto a las presas y desaladoras datan del 2006 (Dillon et al., 2009; Zhou & Tol, 2005); en estos se establece que el costo máximo de producción de agua para ambas tecnologías es de 3 \$US/m<sup>3</sup>, mientras que el mínimo sería de 0,15 \$US/m<sup>3</sup> para las presas, y 1,15 \$US/m<sup>3</sup> para las desaladoras. Por otro lado, Ross & Hasnain (2018) concluyen que los costos mínimos promedio de la RGA serían de 0,19 \$US/m<sup>3</sup>, y lo máximos, de 1,46 \$US/m<sup>3</sup>, siendo las piscinas de infiltración con aguas naturales la tecnología más barata, y la recarga a través de pozos de inyección con aguas recicladas la más cara (Figura 60). Así, se muestra que la técnica de gestión de RGA es económicamente competitiva frente a otras tecnologías, aun cuando se comparan costos con siete años de diferencia, dada la información disponible.

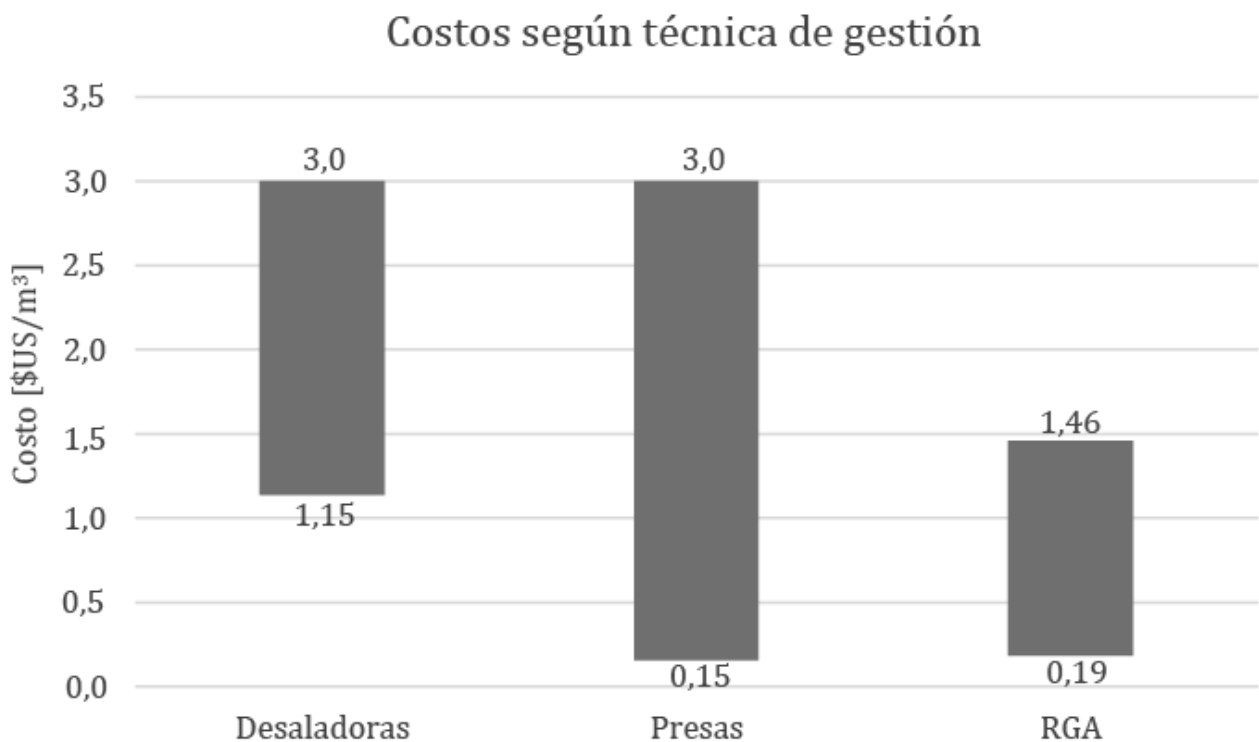


Figura 60. Rangos de costos nivelados según técnica de gestión hídrica, los cuales consideran costos de inversión, operación y mantenimiento. Fuente: Elaboración propia a partir de Dillon et al., 2009; Ross & Hasnain, 2018.

Otra barrera existente para la realización de estos proyectos en el país es el contexto legal. La RGA en Chile no cuenta con una normativa clara que regule su implementación y posibles consecuencias. Esta se encuentra presente en el “Reglamento sobre normas de exploración y explotación de aguas subterráneas” (D.S. N°203, 2014), cuya naturaleza normativa es obligatoria pero secundaria a la ley. En este se plantean los requisitos necesarios para implementar este tipo de proyectos de manera particular, solicita documentos de carácter informativo, pero no se exige cumplimiento de normas ambientales. Tampoco está contemplado el ingreso de proyectos de RGA en el Sistema de Evaluación Ambiental, lo cual puede generar consecuencias graves en términos ambientales, ecológicos, sociales y económicos. Por otro lado, el hecho de poder solicitar únicamente DAA provisionales desmotiva la realización de grandes proyectos perdurables en el tiempo. Estos factores generan incertidumbre, desalientan la inversión en estos proyectos y no permiten su implementación masiva (Rojas Calderón, 2019).

Lo mencionado anteriormente se refleja en lo ocurrido en el “Concurso nacional de obras de acumulación e infiltración”. A principios de 2019, en marco de la Ley de Fomento al Riego N°18.450a, la CNR amplió el concurso nacional para incluir piscinas de infiltración por primera vez, con la intención de repetirlo cada año, e incentivar proyectos RGA en el sector agrícola. Sin embargo, esta entidad pública no recibió postulaciones al concurso con respecto a proyectos de infiltración. La CNR (2020) identifica como posibles causas de este hecho la falta de esquemas exitosos y formales de RGA con una larga historia de operación, la falta de respaldo legislativo y regulatorio, y la existencia de limitaciones técnicas.

Tras este análisis, se identifican factores que se repiten a lo largo de la discusión como principales limitantes del desarrollo de proyectos de RGA a gran escala en Chile: (1) la falta de una legislación y normativa clara, lo cual crea una alta incertidumbre para realizar inversiones iniciales, (2) la falta de difusión de los resultados de proyectos pilotos realizados, y, en consecuencia, (3) la falta de conocimiento técnico y operacional para desarrollar proyectos de este tipo a mayor escala. Se ha demostrado en otras partes del mundo que los esquemas de RGA son exitosos, económicamente viables y que llegan a ser aceptados socialmente (Alam et al., 2021; Dillon et al., 2019; Zhang et al., 2020), incluso más que las dos técnicas de gestión que utiliza actualmente Chile. Es por esto que se espera que la difusión de esta experiencia contribuya a la disminución de la incertidumbre en esta área. Los datos utilizados en este estudio se adjuntan en bruto en este documento (Anexo D).



## 10. Conclusiones

A lo largo de este trabajo se ha estudiado el desempeño de la planta piloto de recarga gestionada de acuíferos (RGA), construida por la Sociedad de Canalistas del Maipo (SCM) en el campus Antumapu de la Universidad de Chile. Esta herramienta de gestión hídrica es mencionada en diversos planes estratégicos del país orientados a afrontar la escasez hídrica (G. R. de Coquimbo, 2015; Ministerio del Interior y Seguridad Pública, 2015; MOP, 2013); sin embargo, no existen fuentes de información que documenten experiencias en esta materia en el territorio nacional. Por lo tanto, este estudio busca dar un primer paso a la divulgación de la RGA en Chile, para así generar una mayor confianza en estos proyectos y motivar el desarrollo de proyectos futuros en esta área.

La planta piloto estaba destinada a estudiar dos sistemas de infiltración: las piscinas de infiltración y los pozos secos; sin embargo, debido a temas administrativos, estos últimos no pudieron mantener una operación continua. A raíz de esto, el estudio se basó en la corrección y análisis de los datos adquiridos en la zona destinada al estudio de las piscinas de infiltración (PI), los cuales corresponden a datos de caudales, niveles de piscinas y pozos de observación, parámetros fisicoquímicos y resultados de muestreos hidrogeoquímicos. Las piscinas funcionaron cíclicamente durante los años 2016 y 2017. Cabe destacar que este sector cuenta con una planta de tratamiento (PT) primaria, conformada por dos secciones independientes de piscinas de decantación destinadas a tratar el agua para cada uno de los sistemas, y, pese a no contar con datos de los pozos secos, sí se analizaron datos de ambas secciones de la PT.

A modo general, se concluye que el sistema analizado funciona de la siguiente manera: el agua ingresa a la PT, en donde la turbiedad decrece a lo largo de las cuatro piscinas de decantación, debido a la sedimentación de los sólidos en suspensión, alcanzando valores mínimos de 20 NTU a 40 NTU. Dentro de estas piscinas, ocurren infiltraciones que aumentan los niveles en los pozos de observación y, además, hay pérdidas por evaporación despreciables respecto a la recarga. Luego, esta agua es dirigida a la PI activa para la infiltración gestionada, donde, igualmente, ocurren pérdidas menores por evaporación. La tasa de infiltración, dentro de las piscinas, decrece a lo largo de su funcionamiento, debido a la colmatación progresiva que caracteriza a estos sistemas, hecho agravado por la operación durante eventos de precipitación. Finalmente, producto de la infiltración conjunta a través de las PI y de la PT, y debido a la presencia de una capa restrictiva de arcilla, texturalmente heterogénea, de aproximadamente 10 m de espesor y ubicada a 30 m de profundidad, se generan montículos, de 6 m bajo la PI1, y 4 m bajo la PI2. Durante esta secuencia, todos los parámetros fisicoquímicos, salvo la turbiedad, permanecen relativamente constantes, y la calidad del agua, desde la bocatoma hasta el agua del montículo, no cambia. Es importante mencionar que la información hidroquímica disponible es escasa, por lo que estas conclusiones podrían variar en experiencias futuras.

Ahora, analizando cada variable del sistema, se concluye que esta experiencia logró infiltrar 780.000 m<sup>3</sup> con pérdidas por evaporación del 0,25%. Sin embargo, se identifican incongruencias volumétricas entre lo ingresado a la PT y a las PI, ya que, debido mayoritariamente a las pérdidas

Analizando cada variable del sistema, se concluye que esta experiencia logró infiltrar 780.000 m<sup>3</sup>, con pérdidas por evaporación del 0,25%. Sin embargo, se identifican incongruencias volumétricas entre lo ingresado a la PT (760.000 m<sup>3</sup>) y a las PI (782.000 m<sup>3</sup>), ya que, debido mayoritariamente a las pérdidas por infiltración en las piscinas de decantación, se esperaban volúmenes totales más bajos en las PI con respecto a la PT. Estas incongruencias difieren en comportamiento y magnitud según el periodo de operación, es decir, existen ocasiones en donde el volumen de salida a la PT es mayor al volumen de entrada y viceversa y, además, la cantidad en la que estos volúmenes difieren no sigue ningún patrón. Se concluye la existencia de un error sistemático en la medición del caudal en la estación de aforo ubicada a la entrada en la PT, consistente con los antecedentes del proyecto (VAI, 2017), y se plantea la existencia de otras fuentes de error no identificadas.

Con respecto al desempeño de la línea 1 de piscinas de decantación (L1PD), se concluye que esta tiene eficiencias de remoción más altas cuando la turbiedad inicial es mayor, logrando valores mínimos que están entre los 20 NTU y 40 NTU, pero con valores promedio de 75 NTU a 150 NTU. Estas turbiedades se alejan del estándar internacional recomendado de funcionamiento de 10 NTU (ASCE, 2001), razón por la cual se recomienda la incorporación de un sistema adicional de tratamiento de aguas. A pesar de lo mencionado, sería interesante ahondar en estudios que evalúen cuánto aumenta la vida útil de una piscina de infiltración según distintos valores de turbiedad entrantes, para, así, evaluar la factibilidad económica de incluir sistemas adicionales de tratamiento.

Con respecto al desempeño de las líneas 2 a 5 de las piscinas de decantación (L2PD a L5PD), se concluye que estas tienen un mejor desempeño, mostrando eficiencias de remoción más altas al comparar turbiedades iniciales iguales. Con esta configuración se obtienen turbiedades finales más constantes, con valores promedio de 55 NTU. Se destaca que este resultado está limitado a la existencia de una menor cantidad de datos con respecto a los otros periodos y sesgado por la ausencia de datos durante eventos de precipitación.

Con respecto a las tasas de infiltración, se observa el comportamiento esperado que caracteriza a la RGA mediante piscinas de infiltración: una disminución de esta variable a medida que aumenta la colmatación, mecanismo que se agrava tras la ocurrencia de eventos de precipitación. A pesar de lo mencionado, en los tres periodos se obtuvo tasas de infiltración promedio de 0,7 m/d, concluyendo que la calidad de las piscinas de infiltración no disminuyó en el corto plazo. Para un estudio más detallado de las tasas de infiltración y la colmatación, variables críticas y optimizables del sistema, se recomienda la realización de una mayor cantidad de ciclos.

Con respecto a la capa restrictiva de arcilla, se concluye que esta permite el paso del agua, pero a una menor tasa que la infiltración superficial; por esta razón, se forman montículos bajo las piscinas de infiltración y decantación. Esta capa es texturalmente heterogénea, con una mayor conductividad hidráulica en el sector oeste de la planta, varía en profundidad y no se descarta que pueda ser discontinua en otras direcciones.

Con respecto a los montículos observados, se concluye que su formación se debe a la infiltración de agua desde dos fuentes: las PI y las piscinas de decantación de la PT. Además, se observó que estos tenían una extensión lateral de al menos 200 m cuando existía una infiltración continua y prolongada. Bajo las condiciones de operación (caudales, tasas de infiltración, etc.) los montículos no llegaron a las bases de las PI y, por lo tanto, no afectaron las tasas de infiltración.

Con respecto a la calidad del agua infiltrada, se concluye que, durante el funcionamiento de la PI2, los puntos analizados no superaron el límite de vulnerabilidad baja establecido por la Norma DS N°46/02. Para asegurar esta condición espacial y temporalmente, se recomienda la realización de campañas de monitoreo en distintas estaciones del año y durante la operación de la PI1.

Finalmente, con respecto a los factores externos, se concluye que la precipitación tiene efectos únicamente sobre los valores de turbiedad inicial de las aguas, sin tener repercusiones directas sobre los volúmenes infiltrados. Además, se concluye que la evaporación, si bien es un mecanismo activo durante el desarrollo del proyecto, no implica grandes pérdidas de agua (0,25% del volumen de entrada).

A pesar de contar con un plan de monitoreo exhaustivo, el estudio se vio limitado por la falta de datos clave para lograr una caracterización completa del proceso de recarga. Si bien se contó con datos de flujo, hizo falta analizar lo ocurrido en el acuífero subyacente tras la infiltración de estas aguas. Un pozo de observación más profundo permitiría medir la fluctuación de niveles ubicados a 145 m de profundidad, en el acuífero regional. También, sería posible medir el tiempo de llegada del frente húmedo, dato que permitiría la calibración de modelos, y, por ende, una modelación de proyectos a gran escala.

Por otro lado, el estudio tuvo falencias al monitorear la variable hidrogeoquímica. Los parámetros fisicoquímicos no fueron medidos en los pozos de observación; además, no hubo un monitoreo constante de la composición del agua, con la cual sería posible analizar la evolución del agua recargada a medida que pasa por la zona no saturada.

Cabe destacar que debido a la contingencia mundial del COVID-19, no se pudieron realizar visitas a la planta piloto de RGA.

Otra limitación del estudio es el corto tiempo de funcionamiento de la planta piloto. Las plantas pilotos se construyen para analizar cómo se comportará el sistema en el área de estudio, y para establecer optimizaciones pensando en un diseño a mayor escala (Maliva, 2020). A pesar de que fue posible entender el funcionamiento del sistema con los datos recopilados durante los dos años de operación, es difícil determinar parámetros óptimos (por ejemplo, tasas de colmatación) contando con uno o dos ciclos operacionales por piscina.

A pesar de estas limitaciones, la experiencia analizada fue capaz de poner a prueba una metodología de operación y monitoreo de una planta piloto de RGA, funcionando, en términos generales, de manera exitosa.

Hay que considerar que una planta de RGA se compone de etapas en donde se incluye la captura de agua, su pretratamiento, recarga, recuperación, postratamiento y uso (Dillon et al., 2009). Para, eventualmente, usar las aguas recargadas para el consumo humano u otros usos, y así contribuir a proveer seguridad hídrica, es necesario realizar proyectos que estudien las tres últimas etapas del proceso.

Con la publicación de los datos en bruto de esta experiencia se espera cumplir con el objetivo de dar el primer paso a disminuir la incertidumbre en esta materia; la idea es que cualquier persona o entidad interesada pueda trabajar con estos datos. Además, se recalca que, con la difusión de resultados de este y otros proyectos piloto realizados, y con el consecuente aumento del conocimiento técnico y operacional, es posible avanzar hacia la implementación masiva y a gran escala de esta tecnología. En otras partes del mundo se ha demostrado que los esquemas de RGA son exitosos, aceptados socialmente y económicamente viables, incluso más que las tecnologías que actualmente usa el país como la desalación y almacenamiento de agua a través de embalses (Alam et al., 2021; Dillon et al., 2019; Zhang et al., 2020). Los tecnicismos legales se escapan de los alcances de esta memoria; sin embargo, es muy importante mencionar que sin una legislación y normativa clara, que evalúe los impactos ambientales de estos proyectos y permita el uso del agua para la recarga y su posterior extracción, es muy difícil motivar grandes inversiones en estos proyectos.

## 11. Bibliografía

- Aguas Andinas. (2003a). *Expediente ND-1306-1059. Solicitud de aprovechamiento de aguas subterráneas. Pozo La Pintana N°9.*
- Aguas Andinas. (2003b). *Expediente ND-1306-1065. Solicitud de aprovechamiento de aguas subterráneas. Pozo La Pintana N°3.*
- Aguirre Le-Bert, L. (1960). *Geología de los Andes de Chile Central, Provincia de Aconcagua.*
- Alam, S., Borthakur, A., Ravi, S., Gebremichael, M., & Mohanty, S. K. (2021). Managed aquifer recharge implementation criteria to achieve water sustainability. *Science of The Total Environment*, 768, 144992. <https://doi.org/10.1016/J.SCITOTENV.2021.144992>
- Aldunce, P., Araya, D., Sapiain, R., Ramos, I., Lillo, G., Urquiza, A., & Garreaud, R. (2017). Local perception of drought impacts in a changing climate: The mega-drought in central Chile. *Sustainability (Switzerland)*, 9(11). <https://doi.org/10.3390/su9112053>
- Amphos 21. (2014). *Diagnóstico de metodología para la presentación y análisis de proyectos de recarga artificial de acuíferos.*
- Araneda, M., Soledad Avendaño, M. S., & Díaz, G. (2010). Modelo estructural de la cuenca de Santiago, Chile y su relación con la hidrogeología. *Revista Geofísica*, 62, 30–48.
- Arumí, J. L., Rivera, D., Holzapfel, E., Boochs, P., Billib, M., & Fernald, A. (2009). Effect of the Irrigation Canal Network on Surface and Groundwater Interactions in the Lower Valley of the Cachapoal River, Chile. *Chilean Journal of Agricultural Research*, 69(1), 12–20. <https://doi.org/10.4067/S0718-58392009000100002>
- ASCE. (2001). Standard Guidelines for Artificial Recharge of Ground Water. In *ASCE Standard (Issues 34–1)*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784405482>
- Ayala, Á., Farías-Barahona, D., Huss, M., Pellicciotti, F., McPhee, J., & Farinotti, D. (2020). Glacier runoff variations since 1955 in the Maipo River basin, in the semiarid Andes of central Chile. *Cryosphere*, 14(6), 2005–2027. <https://doi.org/10.5194/tc-14-2005-2020>
- Ayala, & Cabrera. (2000). *Modelo de simulación hidrológico operacional - Cuencas de los ríos Maipo y Mapocho.*
- Ayala, & Cabrera. (2007). *Estimaciones de demanda de agua y proyecciones futuras. Zona II. Regiones V a XII Y Metropolitana.*
- Azevedo Netto, J. M., Fernandez, M. F., Araújo, R., & Ito, A. E. (1998). Manual De Hidráulica. In *8ª Ed.: Vol. 8ª Ed.* (p. 669).

- Barcaza, G., Nussbaumer, S. U., Tapia, G., Valdés, J., García, J. L., Videla, Y., Albornoz, A., & Arias, V. (2017). Glacier inventory and recent glacier variations in the Andes of Chile, South America. *Annals of Glaciology*, 58(75pt2), 166–180. <https://doi.org/10.1017/AOG.2017.28>
- Bierkens, M. F. P., & Wada, Y. (2019). Non-renewable groundwater use and groundwater depletion: a review. *Environmental Research Letters*, 14(6), 063002. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/AB1A5F>
- Boisier, J. P., Rondanelli, R., Garreaud, R. D., & Muñoz, F. (2016). Anthropogenic and natural contributions to the Southeast Pacific precipitation decline and recent megadrought in central Chile. *Geophysical Research Letters*, 43(1), 413–421. <https://doi.org/10.1002/2015GL067265>
- Bosch, A. (2014). *Profundidad del basamento en la Cuenca de Santiago a través de un modelo de gravimetría y evaluación de su potencial geotérmico*.
- Bouwer, H. (1978). *Groundwater Hydrology*. McGraw-Hill.
- Bouwer, H. (1999). Artificial Recharge of Groundwater: Systems, Design, and Management. *Hydraulic Design Handbook*.
- Bouwer, H. (2002). Artificial recharge of groundwater: Hydrogeology and engineering. *Hydrogeology Journal*, 10(1), 121–142. <https://doi.org/10.1007/s10040-001-0182-4>
- Bouwer, H., Back, J. T., & Oliver, J. M. (1999). Predicting Infiltration and Ground-Water Mounds for Artificial Recharge. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(4), 350–357. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0699\(1999\)4:4\(350\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(1999)4:4(350))
- Bouwer, H., R. Pyne, G. D., Brown, J., St Germain, D., Morris, T. M., Brown, C. J., Dillon, P., & Rycus, M. J. (2009). *Design, Operation and Maintenance for Sustainable Underground Storage Facilities*. American Water Work Association (Awwa) Research Foundation.
- Bouwer, H., & Rice, R. C. (1989). Effect of Water Depth in Groundwater Recharge Basins on Infiltration. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 115(4), 556–567. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9437\(1989\)115:4\(556\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(1989)115:4(556))
- Cabrera, G. (2014). Análisis desde Arica hasta El Maule: ¿Dónde hay condiciones para la recarga artificial de acuíferos en Chile? *Revista AIDIS*.
- Cembrano, J., Lavenue, A., Yañez, G., Riquelme, R., García, M., González, G., & Hérail, G. (2007). Neotectonics. *Geological Society Special Publication*. <https://doi.org/10.1144/goch.9>

- Charrier, R., Baeza, O., Elgueta, S., Flynn, J. J., Gans, P., Kay, S. M., Muñoz, N., Wyss, A. R., & Zurita, E. (2002). Evidence for Cenozoic extensional basin development and tectonic inversion south of the flat-slab segment, southern Central Andes, Chile (33°-36°S.L.). *Journal of South American Earth Sciences*, 15(1). [https://doi.org/10.1016/S0895-9811\(02\)00009-3](https://doi.org/10.1016/S0895-9811(02)00009-3)
- CNR. (2020). *Guía Metodológica. Marco operativo para proyectos de recarga artificial de acuíferos*.
- CNR. (2021). *Gestiona Canal. Manual de uso de sistema Gestiona Canal*.
- CR2. (2022). *Explorador Climático CR2. Estación Río Maipo En Cabimbao*. <https://explorador.cr2.cl/>
- Crites, R., Reed, S., & Bastian, R. (2000). Land Treatment Systems for Municipal and Industrial Wastes. In *Environment*.
- CSIRO. (2020). *Marco operativo para proyectos de recarga artificial en acuíferos*. <https://research.csiro.au/rag-chile/wp-content/uploads/sites/374/2021/01/Informe-final.pdf>
- Custodio, E., Andreu-Rodes, J. M., Aragón, R., Estrela, T., Ferrer, J., García-Aróstegui, J. L., Manzano, M., Rodríguez-Hernández, L., Sahuquillo, A., & del Villar, A. (2016). Groundwater intensive use and mining in south-eastern peninsular Spain: Hydrogeological, economic and social aspects. *Science of the Total Environment*, 559, 302–316. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.02.107>
- Custodio, E., & Llamas, M. R. (1996). Hidrogeología subterránea. In *Barcelona: Ediciones Omega SA*.
- de Vries, J. J., & Simmers, I. (2002). Groundwater recharge: An overview of process and challenges. *Hydrogeology Journal*, 10(1). <https://doi.org/10.1007/s10040-001-0171-7>
- DGA. (1988). *Catastro general de usuarios de aguas de la primera sección del Río Maipo, ribera norte o derecha*.
- DGA. (2002). *Informe de Zonificación Hidrogeológica para las Regiones Metropolitana y V*.
- DGA. (2004). *Diagnóstico y Clasificación de los Cursos y Cuerpos de Agua según Objetivos de Calidad*.
- DGA. (2006). *Registro Público de Organizaciones de Usuarios*. [https://dga.mop.gob.cl/DGADocumentos/asociaciones\\_canalistas.xls](https://dga.mop.gob.cl/DGADocumentos/asociaciones_canalistas.xls)
- DGA. (2007). *Evaluación de la Explotación Máxima Sustentable del Acuífero Santiago Sur*.

- DGA. (2014). *Inventario Público de Cuencas Hidrográficas y Lagos*.  
[http://www.dga.cl/DGADocumentos/Inventario\\_Publico\\_de\\_Cuencas.xls](http://www.dga.cl/DGADocumentos/Inventario_Publico_de_Cuencas.xls)
- DGA. (2015). *Diagnóstico-Plan maestro de recursos hídricos, Región Metropolitana de Santiago*.
- DGA. (2016a). Atlas del Agua. In *Atlas del Agua-Chile*.  
<https://dga.mop.gob.cl/DGADocumentos/Atlas2016parte1-17marzo2016b.pdf>
- DGA. (2016b). *Catastro de Embalses 2016*.  
<https://dga.mop.gob.cl/estudiospublicaciones/mapoteca/Documents/Embalses.zip>
- DGA. (2016c). *Circular N°4. Instruye sobre la aplicabilidad del Permiso Ambiental Sectorial, PAS 158 del D.S. MMA N°40/2012, para ejecutar obras para la recarga artificial de acuíferos, y actualiza las instrucciones contenidas en las Minutas DCPRH N°23/2015 y DCPRH N°8/2016*.  
[https://dga.mop.gob.cl/legislacionynormas/normativascirculares/Circulares/circular\\_4\\_2016.pdf](https://dga.mop.gob.cl/legislacionynormas/normativascirculares/Circulares/circular_4_2016.pdf)
- DGA. (2016d). *Diagnóstico de calidad de aguas subterráneas en la Región Metropolitana*.
- DGA. (2016e). *Guía metodológica para presentación de proyectos de recarga artificial*.
- DGA. (2019). *Circular N°1. Sobre las obras hidráulicas permeables, en la recarga de acuíferos*.  
[https://dga.mop.gob.cl/legislacionynormas/normativascirculares/Circulares/Circular\\_1\\_febrero.pdf](https://dga.mop.gob.cl/legislacionynormas/normativascirculares/Circulares/Circular_1_febrero.pdf)
- DGA. (2022). *Información Oficial Hidrometeorológica y de Calidad de Aguas en Línea*.  
<https://snia.mop.gob.cl/BNAConsultas/reportes>
- Dillon, P. (2005). Future management of aquifer recharge. *Hydrogeology Journal*, 13(1).  
<https://doi.org/10.1007/s10040-004-0413-6>
- Dillon, P. (2009). Water recycling via managed aquifer recharge in Australia. *Boletín Geológico y Minero*, 120(2).
- Dillon, P., Pavelic, P., Page, D., Beringen, H., & Ward, J. (2009). *Managed aquifer recharge : an introduction*. National Water Commission.
- Dillon, P., Stuyfzand, P., Grischek, T., Lluria, M., Pyne, R. D. G., Jain, R. C., Bear, J., Schwarz, J., Wang, W., Fernandez, E., Stefan, C., Pettenati, M., van der Gun, J., Sprenger, C., Massmann, G., Scanlon, B. R., Xanke, J., Jokela, P., Zheng, Y., ... Sapiano, M. (2019). Sixty years of global progress in managed aquifer recharge. *Hydrogeology Journal*, 27(1), 1–30. <https://doi.org/10.1007/s10040-018-1841-z>



- El-Fadel, M., & Alameddine, I. (2005). Desalination in arid regions: Merits and concerns. *Journal of Water Supply: Research and Technology - AQUA*, 54(7). <https://doi.org/10.2166/aqua.2005.0042>
- Fock, A. (2005). *Cronología y tectónica de la exhumación en el Neógeno de los Andes de Chile Central entre los 33° y los 34° S*.
- Fredlund, M. D., Wilson, G. W., & Fredlund, D. G. (2002). Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5). <https://doi.org/10.1139/t02-049>
- Fuentes, I., & Vervoort, R. W. (2020). Site suitability and water availability for a managed aquifer recharge project in the Namoi basin, Australia. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 27, 100657. <https://doi.org/10.1016/J.EJRH.2019.100657>
- G. R. de Coquimbo. (2015). *Plan Estratégico para enfrentar la Escasez Hídrica 2015-2025*.
- Garcés, S., Ramirez, N., & Ortiz, C. (2016). *Diseño, gestión de la construcción, puesta en marcha y análisis proyecto recarga de acuífero - Informe Final Etapa II*.
- Garreaud, R. D., Alvarez-Garreton, C., Barichivich, J., Pablo Boisier, J., Christie, D., Galleguillos, M., LeQuesne, C., McPhee, J., & Zambrano-Bigiarini, M. (2017). The 2010-2015 megadrought in central Chile: Impacts on regional hydroclimate and vegetation. *Hydrology and Earth System Sciences*, 21(12), 6307–6327. <https://doi.org/10.5194/hess-21-6307-2017>
- Garreaud, R. D., Boisier, J. P., Rondanelli, R., Montecinos, A., Sepúlveda, H. H., & Veloso-Aguila, D. (2020). The Central Chile Mega Drought (2010–2018): A climate dynamics perspective. *International Journal of Climatology*, 40(1), 421–439. <https://doi.org/10.1002/joc.6219>
- Gleeson, T., Befus, K. M., Jasechko, S., Luijendijk, E., & Cardenas, M. B. (2016). The global volume and distribution of modern groundwater. In *Nature Geoscience* (Vol. 9, Issue 2, pp. 161–164). Nature Publishing Group. <https://doi.org/10.1038/ngeo2590>
- Código de Aguas, BCN Legislación Chilena (1981).
- González, F. A., Maksymowicz, A., Díaz, D., Villegas, L., Leiva, M., Blanco, B., Vera, E., Contreras, S., Cabrera, D., & Bonvalot, S. (2018). Characterization of the depocenters and the basement structure, below the central Chile Andean Forearc: A 3D geophysical modelling in Santiago Basin area. *Basin Research*, 30(4). <https://doi.org/10.1111/bre.12281>
- González, F., Maksymowicz, A., Díaz, D., Villegas, L., Leiva, M., Blanco, B., Vera, E., Contreras, S., Cabrera, D., & Bonvalot, S. (2018). Characterization of the depocenters and

- the basement structure, below the central Chile Andean Forearc: A 3D geophysical modelling in Santiago Basin area. *Basin Research*, 30(4). <https://doi.org/10.1111/bre.12281>
- González, O. (1963). *Observaciones geológicas en el valle del río Volcán*.
- Green, W. H., & Al., Et. (1911). Studies of soil physics, part I – the flow of air and water through soils. *Journal of Agricultural Science*, 4.
- Greskowiak, J., Prommer, H., Massmann, G., Johnston, C. D., Nützmann, G., & Pekdeger, A. (2005). The impact of variably saturated conditions on hydrogeochemical changes during artificial recharge of groundwater. *Applied Geochemistry*, 20(7), 1409–1426. <https://doi.org/10.1016/j.apgeochem.2005.03.002>
- Grey, D., & Sadoff, C. W. (2007). Sink or Swim? Water security for growth and development. *Water Policy*, 9(6), 545–571. <https://doi.org/10.2166/WP.2007.021>
- Hallam, A., Biró-Bagóczy, L., & Perez, E. (1986). Facies analysis of the Lo Valdés Formation (Tithonian–Hauterivian) of the High Cordillera of central Chile, and the palaeogeographic evolution of the Andean Basin. *Geological Magazine*, 123(4), 425–435. <https://doi.org/10.1017/S0016756800033513>
- Healy, R. W. (2010). *Estimating groundwater recharge*. Cambridge University Press.
- Heath, R. C. (1983). Basic Ground-water Hydrology. *US Geological Survey Water Supply Paper*.
- Heumann, C., Schomaker, M., & Shalabh. (2017). Introduction to statistics and data analysis: With exercises, solutions and applications in R. In *Introduction to Statistics and Data Analysis: With Exercises, Solutions and Applications in R*. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-46162-5>
- Houston, J., & Hart, D. (2004). Theoretical head decay in closed basin aquifers: An insight into fossil groundwater and recharge events in the Andes of northern Chile. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 37(2), 131–139. <https://doi.org/10.1144/1470-9236/04-007>
- Jakeman, A. J., Barreteau, O., Hunt, R. J., Rinaudo, J. D., & Ross, A. (2016). Integrated groundwater management: Concepts, approaches and challenges. In *Integrated Groundwater Management: Concepts, Approaches and Challenges*. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-23576-9>
- Klohn, C. (1960). *Geología de la Cordillera de los Andes de Chile Central (provincias de Santiago, O'Higgins, Colchagua y Curicó)*.
- Lerner, D. N., Issar, A. S., & Simmers, I. (1990). Groundwater Recharge. A Guide to Understanding and Estimating Natural Recharge (Volume 8, International Contributions to

Hydrogeology). *Journal of Environmental Quality*, 8.  
<https://doi.org/10.2134/jeq1992.00472425002100030036x>

- Maliva, R. G. (2020). Anthropogenic Aquifer Recharge. In *Springer Hydrogeology* (Issue 5).
- Mardones, V. (2019). *Evolución tectónica meso-cenozoica de la Cordillera Principal de los Andes de Chile Central, 33°30'S-34°S*.
- Margat, J., Foster, S., & Droubi, A. (2006). Concept and Importance of non-renewable resources. *Non-Renewable Groundwater Resources*.
- Martínez, P. E., Martínez, P., & Castaño, S. (2006). *Fundamentos de hidrogeología* (Ediciones Mundi-Prensa, Ed.). Ediciones Mundi-Prensa.
- Massuel, S., & Riaux, J. (2017). Surexploitation de l'eau souterraine: pourquoi agite-t-on le drapeau rouge? Etude de cas dans l'aquifère de la plaine de Kairouan (Tunisie centrale). *Hydrogeology Journal*, 25(6), 1607–1620. <https://doi.org/10.1007/s10040-017-1568-2>
- Miller, C. J., Yesiller, N., Yaldo, K., & Merayyan, S. (2002). Impact of Soil Type and Compaction Conditions on Soil Water Characteristic. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2002\)128:9\(733\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2002)128:9(733))
- Modifica el Código de Aguas, Pub. L. No. Ley 20017, BCN Legislación Chilena (2005).
- Aprueba reglamento sobre normas de exploración y explotación de aguas subterráneas, Pub. L. No. Decreto 203, BCN Legislación Chilena (2014).
- Ministerio del Interior y Seguridad Pública. (2015). *Política Nacional para los Recursos Hídricos 2015*.
- MINSEGPRES, & Ministerio del Medio Ambiente. (1994). Ley N° 19.300 sobre Bases Generales del Medio Ambiente. *Ministerio Secretaría General de La Presidencia*, 173.
- MINVU. (2019). *Evaluación ambiental estratégica. Modificación del plan regulador metropolitano de Santiago, MPRMS-117 La Platina, Comunas de La Pintana y Puente Alto*.
- MOP. (2013). *Estrategia Nacional de Recursos Hídricos 2012-2025*.
- Morbidelli, R., Saltalippi, C., Flammini, A., Cifrodelli, M., Picciafuoco, T., Corradini, C., & Govindaraju, R. S. (2017). In situ measurements of soil saturated hydraulic conductivity: Assessment of reliability through rainfall-runoff experiments. *Hydrological Processes*, 31(17), 3084–3094. <https://doi.org/10.1002/hyp.11247>

- Morel-Seytoux, H. J. (1985). Conjunctive Use of Surface and Ground Waters. *Artif Recharge of Groundwater*, 35–67. <https://doi.org/10.1016/B978-0-250-40549-7.50008-4>
- Moreno, D., & Parraguez, C. (2015). Recarga artificial de acuíferos en la cuenca del río Maule: Determinación de sectores favorables y evaluación económica. *XIV Congreso Geológico Chileno*.
- Muñoz, A. A., Klock-Barría, K., Alvarez-Garretón, C., Aguilera-Betti, I., González-Reyes, Á., Lastra, J. A., Chávez, R. O., Barría, P., Christie, D., Rojas-Badilla, M., & Lequesne, C. (2020). *Water Crisis in Petorca Basin, Chile: The Combined Effects of a Mega-Drought and Water Management*. 12, 648. <https://doi.org/10.3390/w12030648>
- Muñoz, M., Garat, P., Flores-Aqueveque, V., Vargas, G., Rebolledo, S., Sepúlveda, S., Daniele, L., Morata, D., & Parada, M. Á. (2015). Estimating low-enthalpy geothermal energy potential for district heating in Santiago basin-Chile (33.5°S). *Renewable Energy*, 76, 186–195. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2014.11.019>
- Murillo, J. M., de la Orden, J. A., Armayor, J. L., & Castaño, S. (1999). *Recarga Artificial de Acuíferos. Síntesis metodológica, estudios y actuaciones realizadas en la provincia de Alicante* (Excelentísima Diputación Provincial de Alicante, Ed.).
- Nyström, J. O., Vergara, M., Morata, D., & Levi, B. (2003). Tertiary volcanism during extension in the Andean foothills of central Chile (33°15'-33°45'S). *Bulletin of the Geological Society of America*, 115(12). <https://doi.org/10.1130/B25099.1>
- Oaksford, E. T. (1985). Artificial Recharge: Methods, Hydraulics, and Monitoring. In *Artif Recharge of Groundwater*. <https://doi.org/10.1016/b978-0-250-40549-7.50009-6>
- Page, D., Gonzalez, D., Bennison, G., Burrull, C., Claro, E., Jara, M., & Valenzuela, G. (2020). Progress in the development of risk-based guidelines to support managed aquifer recharge for agriculture in Chile. *Water Cycle*, 1. <https://doi.org/10.1016/j.watcyc.2020.09.003>
- Parimalarenganayaki, S. (2021). Managed Aquifer Recharge in the Gulf Countries: A Review and Selection Criteria. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 46, 1–15. <https://doi.org/10.1007/s13369-020-05060-x>
- Parsons, S., Dillon, P., Irvine, E., Holland, G., & Kaufman, C. (2012). *Progress in managed aquifer recharge in Australia*. <http://hdl.handle.net/102.100.100/101187?index=1>
- Peña-Guerrero, M. D., Nauditt, A., Muñoz-Robles, C., Ribbe, L., Meza, F., Archfield, S., & Huang, S. (2020). Drought impacts on water quality and potential implications for agricultural production in the Maipo River Basin, Central Chile. *Hydrological Sciences Journal*, 65(6), 1005–1021. <https://doi.org/10.1080/02626667.2020.1711911>

- Perrone, D., & Jasechko, S. (2017). Dry groundwater wells in the western United States. *Environmental Research Letters*, 12(10), 104002. <https://doi.org/10.1088/1748-9326/AA8AC0>
- Poehls, D. J., & Smith, G. J. (Eds.). (2009). *Encyclopedic Dictionary of Hydrogeology* (1st ed.). Academic Press.
- Proyecto Geoparque. (2019). *Geodiversidad, patrimonio geológico y geositios del Cajón del Maipo*. [https://cdn.sanjosedemaipo.cl/documents/geoparque\\_inventario\\_geositios-final.pdf](https://cdn.sanjosedemaipo.cl/documents/geoparque_inventario_geositios-final.pdf)
- Ramírez, N., Avilés, F., Ronda, B., Muñoz, J., & Ortiz, C. (2014). *Diseño, gestión de la construcción, puesta en marcha y análisis - Proyecto Recarga de Acuífero - Informe Final Etapa I*. [www.geohidrologia.cl](http://www.geohidrologia.cl)
- Ramos, V. A., Cristallini, E. O., & Pérez, D. J. (2002). The Pampean flat-slab of the Central Andes. *Journal of South American Earth Sciences*, 15(1). [https://doi.org/10.1016/S0895-9811\(02\)00006-8](https://doi.org/10.1016/S0895-9811(02)00006-8)
- Rastogi, A. K., & Pandey, S. N. (2020). Influence of artificial recharge basin shapes on the mound underneath in phreatic aquifers. In *Management of Aquifer Recharge for Sustainability*. <https://doi.org/10.1201/9781003078838-60>
- Rodrigues, I. S., Costa, C. A. G., Raabe, A., Medeiros, P. H. A., & de Araújo, J. C. (2021). Evaporation in Brazilian dryland reservoirs: Spatial variability and impact of riparian vegetation. *Science of The Total Environment*, 797, 149059. <https://doi.org/10.1016/J.SCITOTENV.2021.149059>
- Rojas Calderón, C. (2019). Aspectos jurídicos sobre la Recarga Artificial de Acuíferos (RAA). Revisión desde el derecho de aguas chileno, con referencia a España y Australia. *Ius et Praxis*, 25(2). <https://doi.org/10.4067/s0718-00122019000200151>
- Ross, A., & Hasnain, S. (2018). Factors affecting the cost of managed aquifer recharge (MAR) schemes. *Sustainable Water Resources Management*, 4(2). <https://doi.org/10.1007/s40899-017-0210-8>
- Rushton, K. R. (1988). Numerical and Conceptual Models for Recharge Estimation in Arid and Semi-Arid Zones. In *Estimation of Natural Groundwater Recharge*. [https://doi.org/10.1007/978-94-015-7780-9\\_14](https://doi.org/10.1007/978-94-015-7780-9_14)
- Sadoff, C., & Muller, M. (2010). *La Gestión del Agua, la Seguridad Hídrica y la Adaptación al Cambio Climático: Efectos Anticipados y Respuestas Esenciales*. Global Water Partnership.
- San Juan, A. (2015). *Caracterización Hidrogeoquímica de Recursos Hídricos de la Cuenca de Santiago*.

- SCM. (2007). *180 años Sociedad del Canal de Maipo*. <https://www.scmaipo.cl/canalistas/wp-content/uploads/2021/08/180-anos-Sociedad-del-Canal-de-Maipo.pdf>
- SCM. (2012). *Memoria Anual 2012*. <https://www.scmaipo.cl/canalistas/wp-content/uploads/2021/08/MEMORIA-SCM-2012.pdf>
- SCM. (2014). *Memoria Anual 2014*. <https://www.scmaipo.cl/canalistas/wp-content/uploads/2021/08/MEMORIA-SCM-2014.pdf>
- SCM. (2018). *Memoria Anual 2018*. [https://www.scmaipo.cl/canalistas/wp-content/uploads/2021/08/MemoriaSCM\\_2018.pdf](https://www.scmaipo.cl/canalistas/wp-content/uploads/2021/08/MemoriaSCM_2018.pdf)
- Seiler, F. A. (1987). Error Propagation for Large Errors. *Risk Analysis*, 7(4). <https://doi.org/10.1111/j.1539-6924.1987.tb00487.x>
- Sellés M., D., & Gana F., P. (2001). *Geología del área Talagante-San Francisco de Mostazal, Regiones Metropolitana de Santiago y del Libertador General Bernardo O'Higgins*.
- Shariati-Rad, M., & Heidari, S. (2020). Classification and determination of total hardness of water using silver nanoparticles. *Talanta*, 219. <https://doi.org/10.1016/J.TALANTA.2020.121297>
- Sheehan, L. (2009). Summary of Costs and Benefits of Water Supply Alternatives. In *Water*.
- Shen, J. (1981). Discharge characteristics of triangular-notch thin-plate weirs. *US Geological Survey Water Supply Paper*. <https://doi.org/10.3133/wsp1617B>
- Shiklomanov, I. a. (1998). World Water Resources. A new appraisal and assessment for the 21st century. *United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*.
- Simmers, I. (Ed. ). (1997). Recharge of Phreatic Aquifers in (Semi-)Arid Areas. In *Recharge of Phreatic Aquifers in (Semi-)Arid Areas* (1st ed.). Routledge. <https://doi.org/10.1201/9780203741191>
- Soltani, A., Azimi, M., Boroomandnia, A., & O'Kelly, B. C. (2021). An objective framework for determination of the air-entry value from the soil–water characteristic curve. *Results in Engineering*, 12. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2021.100298>
- Stefan, C., & Ansems, N. (2018). Web-based global inventory of managed aquifer recharge applications. *Sustainable Water Resources Management*, 4, 153–162. <https://doi.org/10.1007/s40899-017-0212-6>
- Stuyfzand, P. J. (2011). Hydrogeochemical processes during Riverbank filtration and artificial recharge of polluted surface waters: Zonation, identification, and quantification. *NATO*

- Science for Peace and Security Series C: Environmental Security*, 103, 97–128.  
[https://doi.org/10.1007/978-94-007-0026-0\\_7](https://doi.org/10.1007/978-94-007-0026-0_7)
- Stuyfzand, P. J. (2015). Trace element patterns in Dutch coastal dunes after 50 years of artificial recharge with Rhine River water. *Environmental Earth Sciences*, 73(12).  
<https://doi.org/10.1007/s12665-014-3770-z>
- Suárez, F., Leray, S., & Sanzana, P. (2021). Groundwater Resources. In B. Fernández & J. Gironás (Eds.), *Water Resources of Chile* (Vol. 8, pp. 93–127). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-56901-3\\_5](https://doi.org/10.1007/978-3-030-56901-3_5)
- Taucare, M., Daniele, L., Viguier, B., Vallejos, A., & Arancibia, G. (2020). Groundwater resources and recharge processes in the Western Andean Front of Central Chile. *Science of The Total Environment*, 722, 137824. <https://doi.org/10.1016/J.SCITOTENV.2020.137824>
- Taucare, M., Viguier, B., & Daniele, L. (2021). Canales de regadío: Una solución ancestral para la recarga de acuíferos en tiempos de sequía. *Geohuellas, El Medioambiente a Través de La Geología*, 18–22. [www.sociedadgeologica.cl](http://www.sociedadgeologica.cl)
- Thiele, R. (1980). *Hoja Santiago: Región Metropolitana. Carta Geológica de Chile, Escala 1:250.000.*
- Thiele, R., & Katsui, Y. (1969). *Contribución al conocimiento del volcanismo post-miocénico de los Andes en la Provincia de Santiago, Chile.*
- Todd, D. K. (1959). *Annotated Bibliography on Artificial Recharge of Ground Water Through 1954.* US Government Printing Office.
- Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). Groundwater hydrology 3th Edition. In *Groundwater Hydrology: Conceptual and Computational Models.*
- Uribe, H. (2019). *Métodos de medición de agua en canales de riego.*
- Urtubia, B. (2015). *ANÁLISIS PARA LA INFILTRACIÓN ARTIFICIAL DE AGUA EN LA CUENCA DE SANTIAGO.*
- VAI. (2017). *Operación y Análisis Proyecto de Recarga Artificial de Acuífero-SCM.*
- van Genuchten, M. Th. (1980). A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44(5).  
<https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>
- Vuille, M., Franquist, E., Garreaud, R., Lavado Casimiro, W. S., & Cáceres, B. (2015). Impact of the global warming hiatus on Andean temperature. *Journal of Geophysical Research*, 120(9), 3745–3757. <https://doi.org/10.1002/2015JD023126>

- Yáñez, G., Muñoz, M., Flores-Aqueveque, V., & Bosch, A. (2015). Profundidad del basamento derivado de la gravedad en la Cuenca de Santiago: Implicancias para la evolución geológica, hidrogeológica, geotermia de baja entalpía, caracterización de suelos y peligros geológicos. *Andean Geology*, *42*(2), 147–172. <https://doi.org/10.5027/andgeoV42n2-a01>
- Zhai, Q., & Rahardjo, H. (2013). Quantification of uncertainties in soil–water characteristic curve associated with fitting parameters. *Engineering Geology*, *163*, 144–152. <https://doi.org/10.1016/J.ENGGEOL.2013.05.014>
- Zhang, H., Xu, Y., & Kanyerere, T. (2020). A review of the managed aquifer recharge: Historical development, current situation and perspectives. In *Physics and Chemistry of the Earth* (Vols. 118–119). <https://doi.org/10.1016/j.pce.2020.102887>
- Zhou, Y., & Tol, R. S. J. (2005). Evaluating the costs of desalination and water transport. *Water Resources Research*, *41*(3), 1–10. <https://doi.org/10.1029/2004WR003749>



## **ANEXOS**

# Anexo A. Datos para la clasificación textural del suelo superficial.

Tabla A. 1. Sistema USCS de Clasificación de Suelos.

IDENTIFICACION EN EL CAMPO				SIMBOLO DEL GRUPO	% PASA 0.0075MM	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELO DE GRANO GRISESO < 50% PASA 0.075MM (TAMIZ # 200)	GRAVAS < 50% PASA 0.05MM (TAMIZ # 4)	GRAVAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	< 5	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y AREAN CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	DETERMINENSE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GRISESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:  GW, GP, SW, SP  GW, GS, SM, SC  CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SIMBOLOS DOBLES (GW-GC, GP-GM, SW-SM, SP-SC) TAMIZ #200  MAS DEL 12%  5% AL 12%  MENOS DEL 5%	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR QUE 4  $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$ ENTRE 1 Y 3  NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS GW (GP = $Cu \leq 6$ y $Cc < 1$ o $Cc > 3$ ) - (GW = $Cu > 4$ y $Cc = 1$ a 3)  LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA A O IP MENOR QUE 4 (Ip = $0.73 (WL - 20) < 4$ )  LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA A O IP MAYOR QUE 7 (Ip = $0.73 (WL - 20) > 7$ )  POR ENCIMA DE LA LINEA A CON IP ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES		
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP		GRAVA MAL GRADUADA, MEZCLA DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS				
	GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLA MAL GRADUADAS DE GRAVA ARENA Y LIMO						
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLA MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA						
SUELO DE GRANO MEDIANO > 50% PASA 0.075MM (TAMIZ # 4)	ARENAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	ARENAS LIMPAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	< 5	ARENAS BIEN GRADUADA, ARENA CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR QUE 6  $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$ ENTRE 1 Y 3  NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMÉTRICOS DE LAS SW (SW = $Cu > 6$ y $Cc = 1$ a 3) - (SP = $Cu \leq 6$ y $Cc < 1$ o $Cc > 3$ )  LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA A O IP MENOR QUE 4 (Ip = $0.73 (WL - 20) < 4$ )  LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA A O IP MAYOR QUE 7 (Ip = $0.73 (WL - 20) > 7$ )  POR ENCIMA DE LA LINEA A CON IP ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES			
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP		ARENA MAL GRADUADA, ARENA CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS				
	ARENAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAS GRADUADA						
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS						
MÉTODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40										
SUELO DE GRANO FINO > 50% PASA 0.075MM (TAMIZ #200)	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATACION (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, PLOVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD	UTILÍZASE LA CURVA GRANULOMÉTRICA PARA IDENTIFICAR LAS FRACCIONES DE SUELO INDICADAS EN LA COLUMNA DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO	LINEA A : $Ip = 0,73 (WL - 20)$  COMPARANDO CON SUELOS CON EL MISMO LIMITE LIQUIDO    GRAFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO		
		NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA		CL			ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS	
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA		OL			LIMOS ORGANICAS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
	LIGERA A MEDIA	LENTA	LIGERA	MH	LIMOS INORGANICAS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS					
	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	CH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA					
	ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA					
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	LIGERA A MEDIA	LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICAS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS					
ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA						
MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA						
SUELOS ALTAMENTE ORGANICAS	FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLORES, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA			Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS					

Tabla A. 2. Resultados de ensayos granulométricos. Fuente: GeoHidrología, 2014.

Tamiz	Abertura [mm]	Calicata 2	Calicata 3
		Porcentaje que pasa [%]	
7"	175	100	100
6"	150	89	100
5"	125	84	92
4"	100	78	82
3"	75	69	72
2 1/2"	63	61	68
2"	50	50	62
1 1/2"	37,5	42	51
1"	25	35	43
3/4"	19	32	38
3/8"	9,5	26	30
#4	4,7	22	26
#8	2,36	20	23
#16	1,18	17	20
#30	0,6	13	16
#50	0,3	9	11
#100	0,15	6	6
#200	0,075	5	4
<b>D<sub>10</sub></b>		<b>0,35</b>	<b>0,28</b>
<b>D<sub>30</sub></b>		<b>16</b>	<b>9,5</b>
<b>D<sub>60</sub></b>		<b>62</b>	<b>47</b>
<b>Cu</b>		<b>177,14</b>	<b>167,86</b>
<b>Cc</b>		<b>11,80</b>	<b>6,86</b>

## Anexo B. Pozos de observación

### Estratigrafía y Habilitación de Pozo PO-1

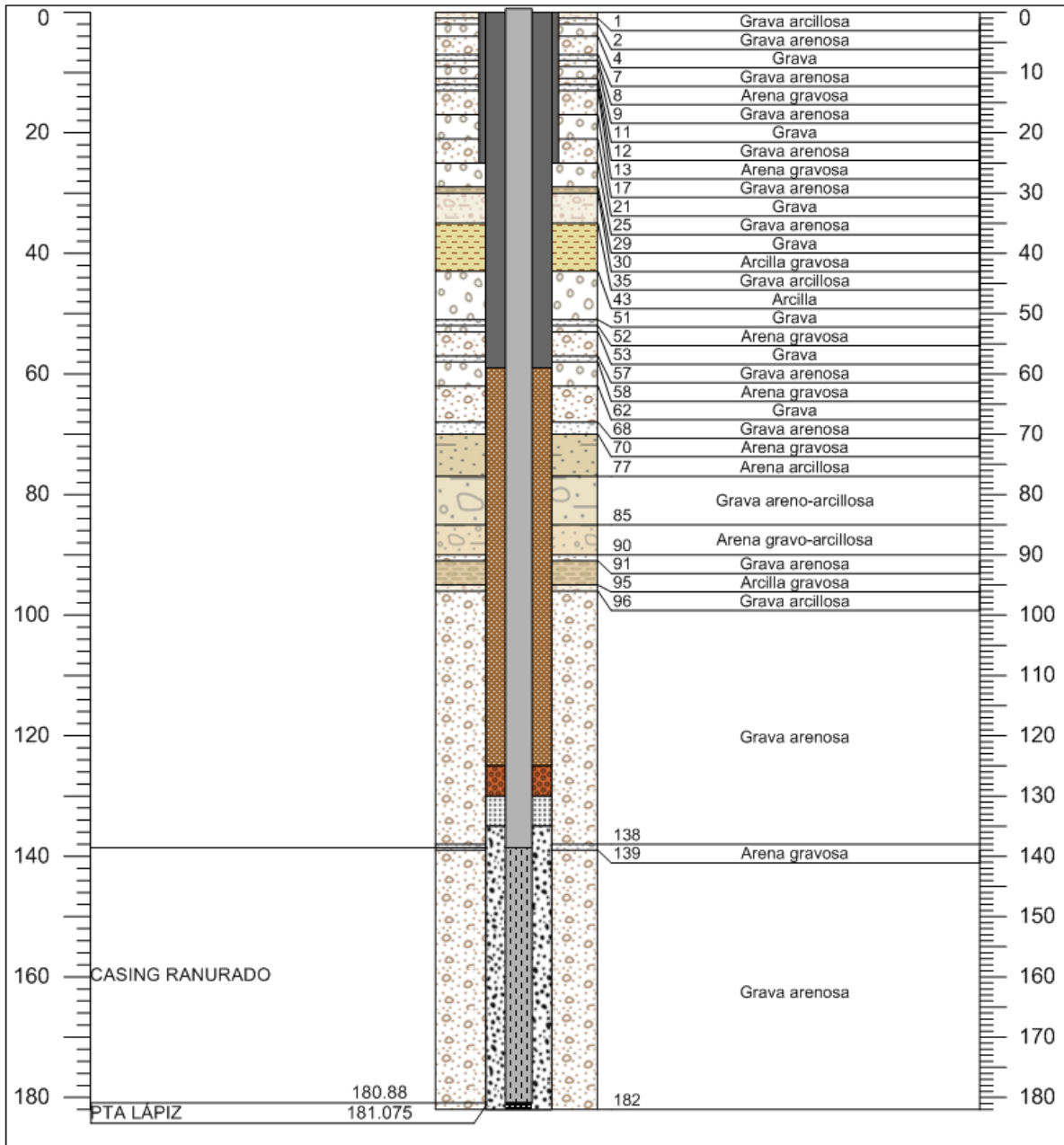


Figura A. 1. Estratigrafía y habilitación pozo de observación 1. Fuente: (Ramírez et al., 2014)

## Estratigrafía y Habilitación de Pozo P-2

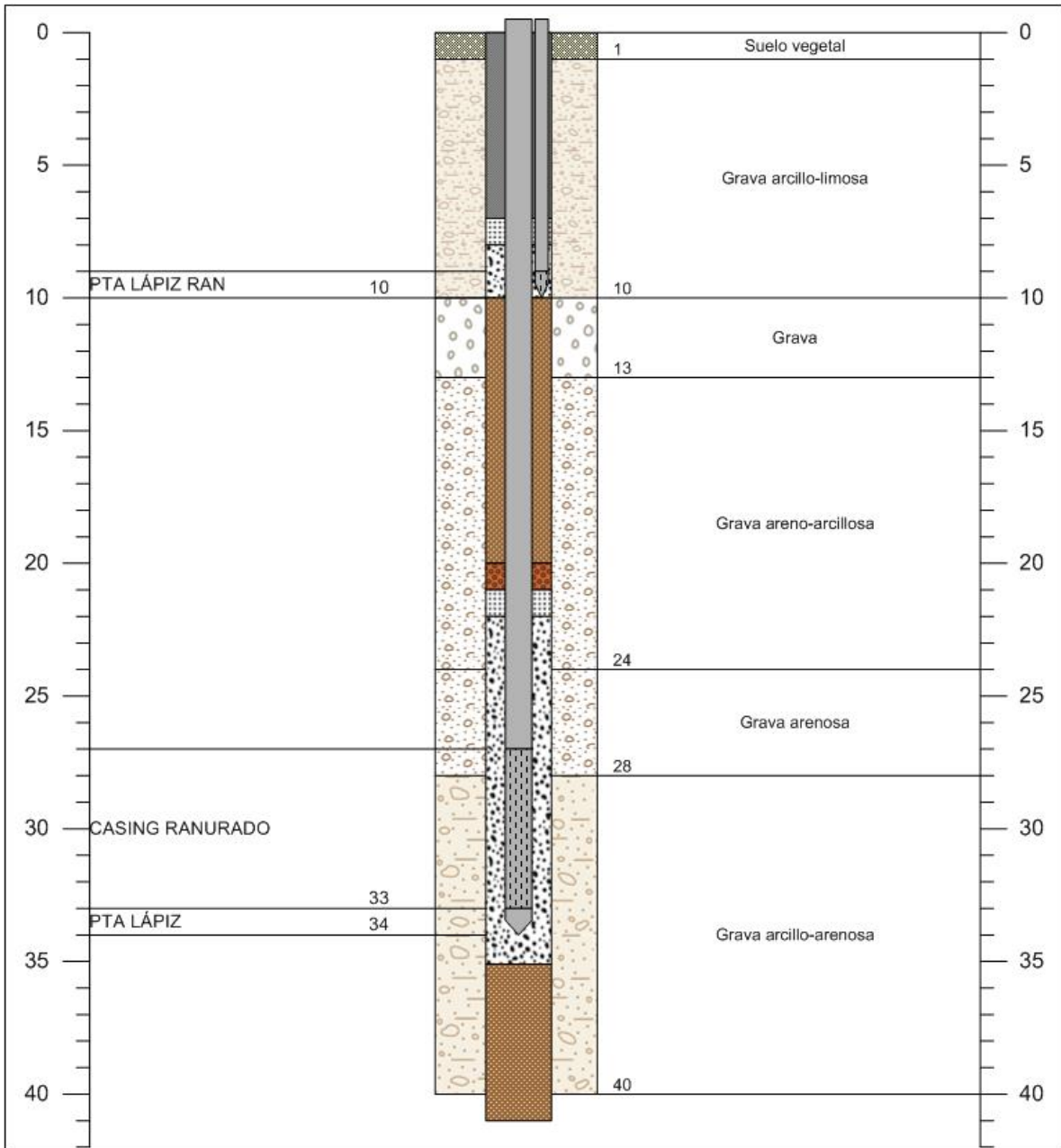


Figura A. 2. Estratigrafía y habilitación pozo de observación 2. Fuente: (Ramírez et al., 2014).

## Estratigrafía y Habilitación de Pozo P-3

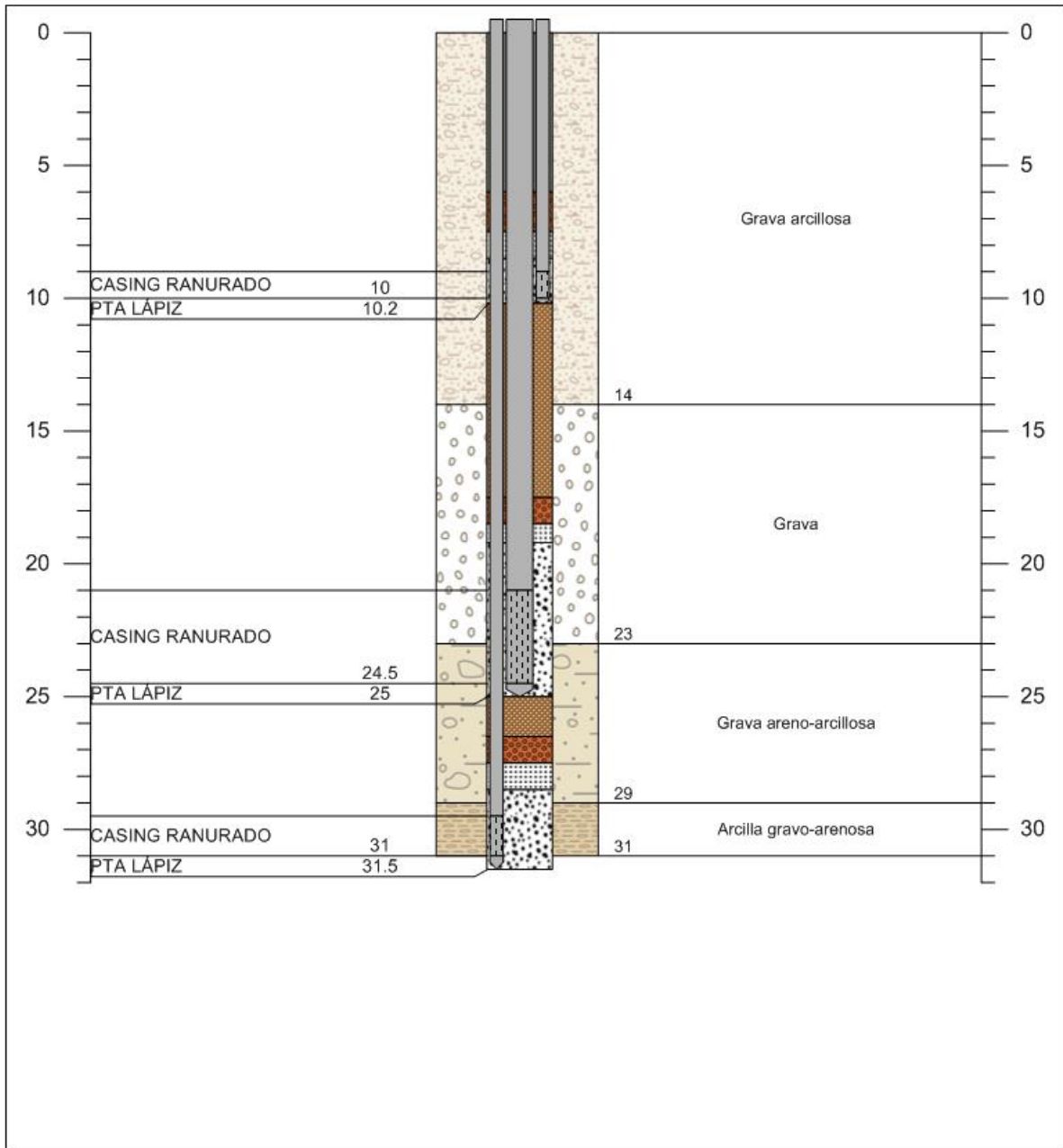


Figura A. 3. Estratigrafía y habilitación pozo de observación 3. Fuente: (Ramírez et al., 2014).

## Estratigrafía y Habilitación de Pozo PO-4

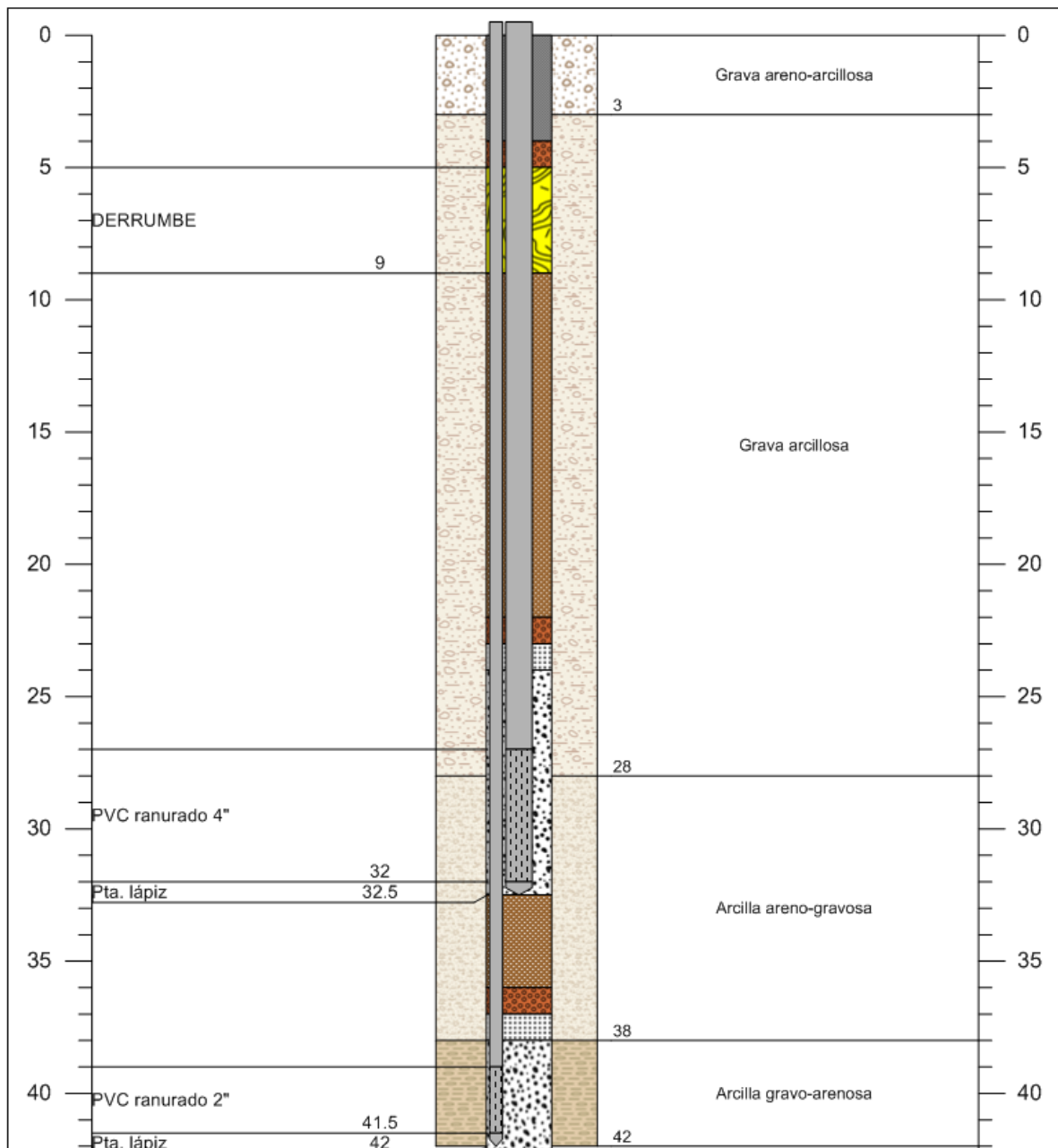


Figura A. 4. Estratigrafía y habilitación pozo de observación 4. Fuente: (Ramírez et al., 2014).

## Anexo C. Gráficos de dispersión que compara datos originales con corregidos.

