



**AMPLIACIÓN DE LA PLANTA POTABILIZADORA
DE VILLA OCAMPO, SANTA FE
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL**

ALUMNOS:

ESTEVEZ, ANGIE (LEGAJO N° E-1155/1)
LATTANZIO, ALFREDO (LEGAJO N° L-2845/2)
MATERA, FRANCISCO (LEGAJO N° M-6366/5)

DIRECTORES: ING. FORESTIERI, CLAUDIA –
ING. PORTAPILA, MARGARITA – ING. NAVARRO, RAÚL

ASESORES: ING. PACINI, VIRGINIA

TITULAR DE CÁTEDRA: ING. RUBÉN LÓPEZ

AGOSTO 2023

PROYECTO IV 2023

Agradecimientos

En primer lugar, queremos expresar nuestro más profundo agradecimiento a nuestra asesora del proyecto Ing. Virginia Pacini por brindarnos su ayuda, sus conocimientos y por el constante seguimiento de lo desarrollado y a los docentes Ing. Claudia Forestieri, Ing. Margarita Portapila y Ing. Raúl Navarro, por la dedicación y apoyo que han dado a este trabajo.

Gracias a nuestras familias, por su comprensión, solidaridad, paciencia, y principalmente por acompañarnos no solo durante el desarrollo del proyecto, sino también durante toda nuestra trayectoria académica, haciendo posible que estemos donde nos encontramos hoy en día.

Gracias a nuestros amigos y compañeros, por su gran apoyo moral y por la solidaridad que siempre nos han prestado, necesarios en los momentos difíciles de este trabajo y durante la carrera.

Somos conscientes que, de no ser por el gran apoyo brindado por todos y cada uno de los mencionados, este trabajo no hubiera sido el mismo. Por eso, este proyecto es también de ellos.

A todos, muchas gracias.

ÍNDICE

1. Introducción	7
1.1. Resumen del proyecto	7
1.2. Ubicación y descripción general de la ciudad	9
1.3. Vías de comunicación	10
1.4. Economía	10
1.5. Demografía	11
1.6. Provisión de agua potable	11
1.7. Sistemas Provincial de Acueductos	12
1.8. Análisis de antecedentes	16
1.8.1. Sistema de tratamiento Línea 01 - Hasta el año 2011	16
1.8.2. Perforaciones y reservas al año 2011	17
1.8.3. Sistema de tratamiento al año 2012	17
1.8.4. Sistema de tratamiento Línea 02 al año 2022	18
1.8.5. Perforaciones y reservas al año 2022	20
1.8.6. Antecedentes de aplicación	20
2. Memoria Descriptiva	20
2.1. Remoción Biológica (Proceso BioCIS-UNR®)	20
2.2. Descripción de la transformación de la Línea 02, basado en el proceso BioCIS-UNR®	22
2.3. Análisis de la población futura	26
2.3.1. Población de diseño	26
2.3.2. Dotación y caudales de diseño	29
2.4. Análisis de la fuente de agua	30
2.4.1. Análisis de calidad	30
2.4.2. Análisis de capacidad	32
2.5. Resumen: Calidad y capacidad de la fuente	35
2.6. Sistema de bombeo de agua cruda de cisterna a aireador existente	37
2.7. Canal de Desagüe	37
2.8. Sistema de tratamiento de efluentes	41
2.9. Cisterna de agua tratada	45
3. Memoria de Cálculo	49
3.1. Población de Diseño	49
3.2. Dotación de Diseño y Caudales de Diseño	51
3.3. Análisis de Calidad de la fuente	53

3.4.	Cálculo de las unidades de potabilización	56
3.4.1.	<i>Predimensionamiento de las unidades de potabilización</i>	57
3.5.	Diseño del sistema de bombeo a Línea 02.....	63
3.5.1.	<i>Introducción</i>	63
3.5.2.	<i>Alternativa de solución</i>	65
3.5.3.	<i>Cálculo de la Altura manométrica (Hm)</i>	72
3.5.4.	<i>Elección de las bombas</i>	76
3.5.5.	<i>Punto de trabajo del Sistema</i>	76
3.5.6.	<i>Acople de Bombas</i>	78
3.6.	Cálculo del Canal de Desagüe	79
3.7.	Cálculo del sistema de tratamiento de efluentes	89
3.8.	Cálculo hidráulico de la cisterna de agua tratada	94
3.9.	Proyecto estructural de la cisterna de agua tratada.....	96
3.9.1.	<i>Dimensionamiento elementos estructurales de la cubierta</i>	96
4.	Consideraciones Ambientales vinculadas a la Planta Potabilizadora de Villa Ocampo	107
4.1.	Objetivos de desarrollo sostenible.....	107
4.2.	Identificación de acciones generadas por el proyecto y factores ambientales afectados....	109
4.3.	Matriz de Impacto Ambiental.....	110
4.4.	Generación de gases de efecto invernadero	112
5.	ANEXOS	116
5.1.	ANEXO N°1 – PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA PROVINCIAL DE ACUEDUCTOS	117
5.2.	ANEXO N°2 – Ley Provincial 11.220 (Santa Fe) – Anexo A.....	118
5.3.	ANEXO N°3 – Resolución N° 0391 – ENRESS	120
5.4.	ANEXO N°4 – Componentes de la Planta hasta el año 2011	140
5.5.	ANEXO N°5 – Componentes de la planta hasta el año 2022	145
5.6.	ANEXO N°6 – ANTECEDENTES DE APLICACIÓN.....	149
5.7.	ANEXO N°7 – ANPA.....	152
5.8.	ANEXO N°8 – ANCLAJES QUÍMICOS	153
5.9.	ANEXO N°9 – ESQUEMAS DE LAVADO	154
5.10.	ANEXO N°10 – CALCULO DE CANALES	156
5.11.	ANEXO N°11 – NORMATIVA DE VUELCO.....	160
5.12.	ANEXO N°12 – Matriz de Impacto Ambiental	161
5.13.	ANEXO N°13 – Computo Equipamiento	162
5.14.	ANEXO N°14 – Computo Obra Civil	167
5.15.	ANEXO PLANOS.....	169
6.	BIBLIOGRAFÍA	178

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Ubicación de la planta potabilizadora, sectores a intervenir (existentes) – Fuente de elaboración propia.....	9
Figura 2 – Ubicación de la ciudad de Villa Ocampo – Fuente: imagen de Google Earth y elaboración propia.....	10
Figura 3 – Evolución demográfica de distintas ciudades del departamento de General Obligado - Fuente de elaboración propia.....	11
Figura 4 – Acueductos de la provincia de Santa Fe – Fuente: Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente ...	13
Figura 5 – Acueducto del Norte Santafesino (propuesta futura) – Fuente: Material provisto por la Catedra de Proyecto II “Sistema Provincial de Acueductos, Santa Fe”.....	14
Figura 6 – Primera etapa del acueducto ejecutado (en correspondencia con la localidad de Villa Ana) –.....	14
Figura 7 – Planta Villa Ocampo, líneas de tratamiento para remoción de Fe y Mn por procesos fisicoquímicos – Fuente de elaboración propia.....	17
Figura 8 – Línea 02 en la actualidad, proceso de remoción físico-químico – Fuente de elaboración propia.....	18
Figura 9 – Transformación Línea 02, proceso de remoción biológico – Fuente de elaboración propia.....	18
Figura 10 – Diagrama de flujo del funcionamiento de la planta actual – Fuente de elaboración propia.....	19
Figura 11 – Tratamiento biológico BioCIS-UNR® - Fuente: Material brindado por Pacini Virginia.....	21
Figura 12 – Pall Rings – Fuente: https://www.besora.com.ar/productos	23
Figura 13 – Vista en planta de las unidades de potabilización – Fuente de elaboración propia.....	24
Figura 14 – Diagrama de flujo del funcionamiento de la planta proyectada – Fuente de elaboración propia.....	25
Figura 15 – Datos brindados por la Cooperativa de Villa Ocampo – Fuente de elaboración propia.....	26
Figura 16 – Corte de las unidades actuales de la Línea 02 de tratamiento – Fuente de elaboración propia.....	31
Figura 17 – Calidad de las aguas subterráneas – Fuente: Material provisto por la Catedra de Proyecto II “Sistema Provincial de Acueductos, Santa Fe”.....	32
Figura 18 – Ubicación de las perforaciones – Fuente de elaboración propia.....	33
Figura 19 – Ingreso existente del agua de las perforaciones a la cisterna de agua cruda – Fuente de elaboración propia ..	35
Figura 20 – Ubicación del nuevo sistema de bombeo – Fuente de elaboración propia.....	37
Figura 21 – Desagüe de efluentes del nuevo aireador – Fuente de elaboración propia.....	38
Figura 22 – Desagüe de efluentes del exfloculador y de las tolvas (futuros reactores biológicos) – Fuente de elaboración propia.....	39
Figura 23 – Desagüe de efluentes provenientes del lavado de filtros y ablandadores – Fuente de elaboración propia.....	40
Figura 24 – Desagüe de efluentes provenientes de ambas líneas (01 y 02) – Fuente de elaboración propia.....	40
Figura 25 – Cuneta de tierra dentro del predio – Fuente de elaboración propia.....	42
Figura 26 – Cuenta interna existente – Fuente: Elaboración Propia, visita a la Planta por parte de los autores.	43
Figura 27 – Cuneta pluvial actual, fuera del predio – Fuente: Elaboración Propia, visita a la Planta por parte de los autores.	44
Figura 28 – Sistema de tratamiento de efluentes – Fuente de elaboración propia.....	45
Figura 29 – Futura cisterna de agua tratada – Fuente de Google Earth y elaboración propia.....	46
Figura 30 – Ubicación de los tabiques deflectores – Fuente de elaboración propia.....	48
Figura 31 – Corte transversal de la nueva cisterna de agua tratada proyectada – Fuente de elaboración propia.....	49
Figura 32 – Concentración de Hierro en Agua Cruda (Muestra 1) – Fuente de elaboración propia.....	53
Figura 33 – Concentración de Hierro en el Sedimentador de placas (Muestra 2) – Fuente de elaboración propia.....	54
Figura 34 – Concentración de Hierro en Filtro Descendente (Muestra 3) – Fuente de elaboración propia.....	54
Figura 35 – Concentración de Manganeseo en Agua Cruda (Muestra 1) – Fuente de elaboración propia.....	55
Figura 36 – Concentración de Manganeseo en Sedimentador de placas (Muestra 2) – Fuente de elaboración propia.....	55
Figura 37 – Concentración de Manganeseo en Filtro Descendente (Muestra 3) – Fuente de elaboración propia.....	56
Figura 38 – Sistema de bombeo de agua cruda existente – Fuente de elaboración propia.....	64
Figura 39 – Sistema de bombeo existente en Planta y Corte – Fuente: Información Cooperativa.....	64
Figura 40 – Sistema de bombeo de agua tratada existente – Imagen brindada por Virginia Pacini.....	65
Figura 41 – Sistema de bombeo propuesto en Corte – Fuente: Información Cooperativa.....	66
Figura 42 – Ubicación de la nueva estación de bombeo – Imagen brindada por Virginia Pacini.....	67
Figura 43 – Ubicación de las cámaras de bombeo existente y proyectada – Fuente: Información Cooperativa.....	67
Figura 44 – Sistema de bombeo con nivel de aspiración por encima del depósito – Fuente: Apunte Turbombas, Catedra Recursos Hídricos III.....	68
Figura 45 – Esquema sistema de bombeo con nivel de aspiración por encima del depósito – Fuente: Apunte Turbombas, Catedra Recursos Hídricos III.....	68

Figura 46 – ANPA Req vs ANPA Disponible – Fuente: Apunte Turbombas, Catedra Recursos Hídricos III	69
Figura 47 – Diseño de nuevo sistema de bombeo en Corte – Fuente de elaboración propia.....	71
Figura 48 – Diseño del nuevo sistema de bombeo en Planta – Fuente de elaboración propia	72
Figura 49 – Líneas de energía	74
Figura 50 – Punto de trabajo del sistema de bombeo.....	77
Figura 51 – Dimensiones de la bomba	77
Figura 52 – Detalle de la nueva cámara de bombeo – Fuente: Información Cooperativa	78
Figura 53 – Aportes de caudal del aireador, floculadores y reactores – Fuente de elaboración propia	80
Figura 54 – Cañerías de descarga del floculador y los sedimentadores – Fuente de elaboración propia	81
Figura 55 – Desagües de los filtros y ablandadores – Fuente de elaboración propia	83
Figura 56 – Sectores nivelados en correspondencia con las unidades de potabilización – Fuente: Información de la Cooperativa.....	86
Figura 57 – Nivelación realizada hasta el depósito de sal - Fuente: Información de la Cooperativa	87
Figura 58 – Unión entre en canal de mampostería y el canal de tierra existentes – Fuente de elaboración propia	89
Figura 59 – Nivelación realizada hasta la descarga en la cuneta de tierra – Fuente: Información de la Cooperativa	93
Figura 60 – Sector del predio a partir del cual no hay relevamiento – Fuente de elaboración propia.....	93
Figura 61 – Corte transversal sistema de tratamiento de efluentes – Fuente de elaboración propia	94
Figura 62 – Vista en planta del sistema de tratamiento proyectado – Fuente de elaboración propia	94
Figura 63 – Niveles de la cisterna – Fuente de elaboración propia.....	95
Figura 64 – Elementos estructurales de la nueva cisterna a dimensionar – Fuente de elaboración propia	96
Figura 65 – Sistema constructivo planteado para la cubierta.....	96
Figura 66 – Ancho de influencia de las viguetas	97
Figura 67 – Diagrama de momento flector vigueta de mayor longitud – Fuente de elaboración propia.....	100
Figura 68 – Vinculación de los tabiques – Fuente de elaboración propia	101
Figura 69 – Reglamento CIRSOC 201	101
Figura 70 – Reglamento CIRSOC 201	102
Figura 71 – Reglamento CIRSOC 201	103
Figura 72 – Reglamento CIRSOC 201	104
Figura 73 – Esquema de armadura de los tabiques – Fuente de elaboración propia	104
Figura 74 – Esquema de los tabiques – Fuente de elaboración propia	105
Figura 75 – Esquema de armaduras para las pantallas deflectoras – Fuente de elaboración propia	106
Figura 76 – Objetivo de Desarrollo Sostenible de las Naciones Unidas – Fuente: Pagina web Naciones Unidas	107
Figura 77 – Emisiones de gases de efecto invernadero – Fuente: Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación.....	113
Figura 78 – Emisiones de gases en función de los MtCO _{2e} – Fuente: Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación.....	114
Figura 79 – Distribución de gases de efecto invernadero – Fuente: Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación.....	115

1. Introducción

1.1. Resumen del proyecto

En Argentina, muchas de las grandes ciudades utilizan fuentes de agua superficiales para la provisión potable y sistemas convencionales (conocidos y probados) para su tratamiento. Sin embargo, existen numerosas poblaciones, pequeñas y medianas, cuya fuente de provisión de agua es subterránea y que, en muchos casos, posee contenidos de Hierro (Fe) y Manganeseo (Mn) que están por encima de los límites establecidos en la normativa, como es el caso de la ciudad de Villa Ocampo, provincia de Santa Fe.

Si bien, el Hierro y el Manganeseo no representan un riesgo directo para la salud, causan numerosos problemas de aceptabilidad, operativos y sanitarios que afectan la calidad de vida de los habitantes.

En función de lo expuesto y dada la urgente necesidad por cubrir el aumento de la demanda de agua potable, a raíz del crecimiento poblacional que atraviesa la localidad antes mencionada, se plantea una posible solución técnica y económicamente adecuada para la ampliación de la Planta Potabilizadora existente, actualmente dirigida por la Cooperativa COTELVO.

Es importante destacar que, además de las elevadas concentraciones de hierro y manganeseo que poseen las aguas subterráneas de la zona (de donde captan el agua cruda), se observa un notable decrecimiento en la calidad de las perforaciones, a causa de las sequías extremas.

La Planta de Villa Ocampo cuenta con dos líneas denominadas, Línea 01 y Línea 02. Esta última no remueve efectivamente el hierro y el manganeseo por lo que no cumple la normativa vigente. Como consecuencia adicional, las resinas de intercambio iónico utilizadas actualmente en la planta (para ablandar la dureza del agua) se están deteriorando rápidamente y es necesario plantear otro sistema de potabilización.

Los métodos para la remoción de Hierro y Manganeseo se clasifican en dos grandes grupos: tratamientos fisicoquímicos convencionales (utilizados actualmente en la planta) y tratamientos biológicos.

Los procesos fisicoquímicos consisten principalmente en aeración, corrección de pH (con hidróxido de sodio o calcio), agregado de un oxidante fuerte (por ejemplo, permanganato de potasio, ozono, dióxido de cloro o cloro) y por último una etapa de filtración rápida, culminando el proceso con la desinfección.

Los procesos de remoción biológica de Hierro y Manganeseo se basan en la acción catalítica de determinadas bacterias específicas, llamadas genéricamente bacterias del Hierro, las cuales facilitan la rápida oxidación y precipitación de dichos metales. Como resultado de esto, la oxidación y la filtración pueden llevarse a cabo en un único reactor sin el agregado de ningún producto químico.

Las ventajas del proceso biológico respecto al fisicoquímico son numerosas: no se necesita el agregado de casi ningún producto químico, son plantas muy compactas debido a que se pueden utilizar altas velocidades de filtración, son mucho más sencillas de operar por lo que no se necesita personal altamente capacitado. Además, como el floc biológico es mucho más compacto que el producido en un proceso fisicoquímico convencional, las carreras de filtración son más largas y se requiere menor cantidad de agua de lavado. Todos los aspectos antes mencionados se traducen en una importante reducción de los costos de inversión iniciales y de los costos operativos si se lo compara con los correspondientes a un tratamiento fisicoquímico convencional.

Por lo antes mencionado, la solución planteada consiste en la transformación de la segunda línea de la Planta Potabilizadora (de un sistema actual físico-químico a un sistema biológico) que permitirá incrementar su producción de 140.000 a 200.000 litros/hora, llegando a 350.000 litros/hora, teniendo en cuenta lo producido actualmente por la Línea 01. Lo cual se debe a un aumento del caudal de bombeo de agua cruda (mayor cantidad de perforaciones) y a la eficiencia del proceso biológico a implementar.

Además, se prevé una solución para el para el tratamiento de los barros producidos, debido al potencial riesgo ambiental que implica el descarte de los mismos, con el fin de evitar el vuelco directo a la cuneta existente.

En líneas generales, comprende la modificación del proceso de tratamiento de la Línea 02 mediante el proceso BioCIS-UNR® (que se describe más adelante en el apartado “**2.1. Remoción Biológica (Proceso BioCIS-UNR®)**”, cuya patente pertenece a la UNR y fue desarrollada en el Centro de Ingeniería Sanitaria de la FCEIA) para la remoción biológica del hierro y manganeso que contiene el agua extraída de las napas subterráneas; obra de similares características a la realizada en la Línea 01 en el año 2012, pero en esta oportunidad la Línea 02 deberá ser una solución alivianada, utilizando material de contacto plástico en los biofiltros.

El desarrollo del presente proyecto abarca distintos puntos a saber:

- **Estimación de la demanda de población futura.**
- **Análisis de calidad y capacidad de la fuente de agua.**
- **Verificación del funcionamiento de las unidades existentes.**
- **Cálculo de las unidades del sistema de potabilización.**
- **Sistema de bombeo de agua cruda.**
- **Cálculo del canal de desagüe.**
- **Proyecto estructural del sistema de tratamiento de efluentes.**
- **Análisis de las reservas de agua tratada.**
- **Proyecto estructural de la cisterna de agua tratada.**

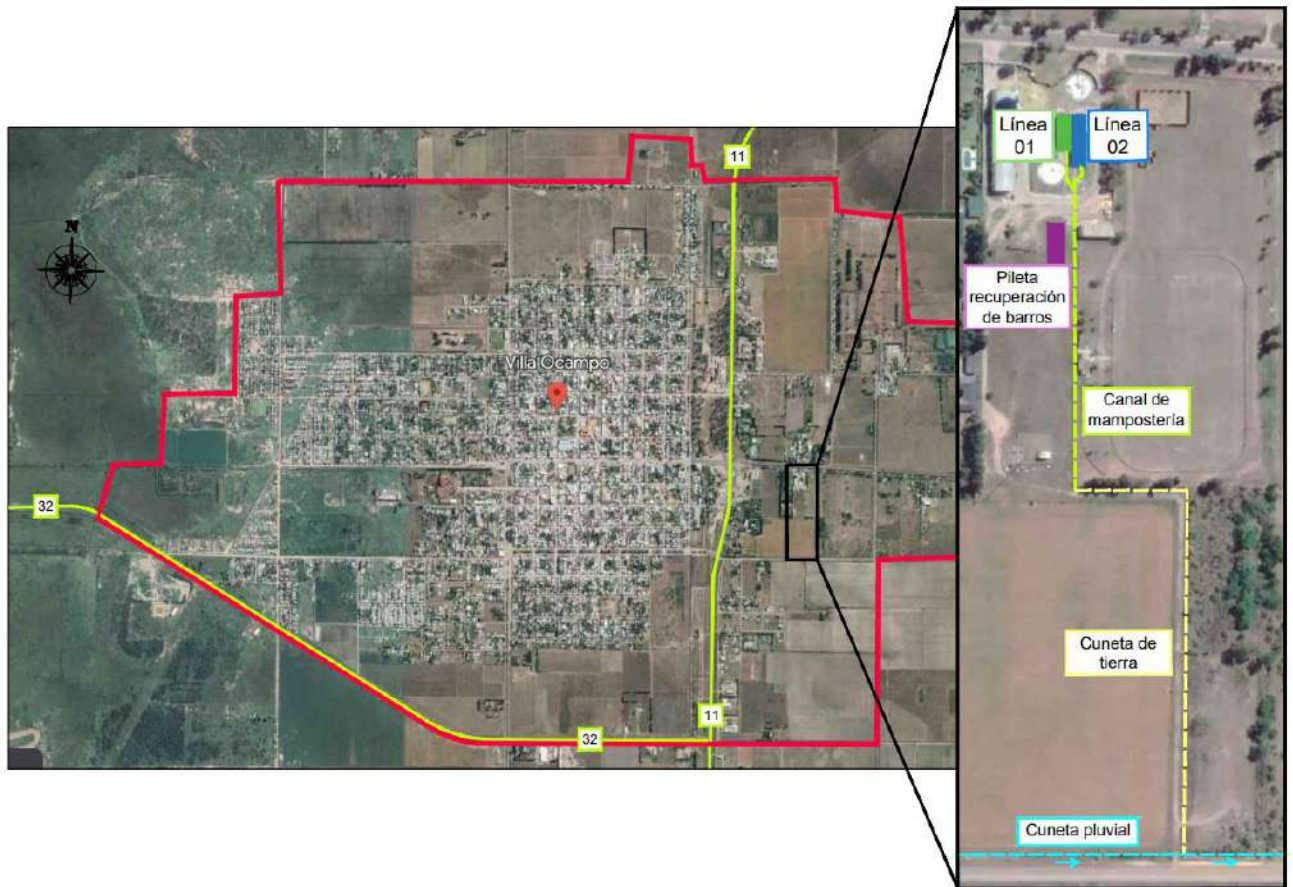


Figura 1 – Ubicación de la planta potabilizadora, sectores a intervenir (existentes) –
Fuente de elaboración propia

OBS: es importante aclarar que todos los sectores señalados en la figura anterior existen actualmente y el proyecto abarca su intervención. Para mejor comprensión de los sectores existentes a intervenir, ver [Figura 14](#) (Diagrama de flujo del funcionamiento de la planta proyectada) y/o *Plano 01* “Esquema de ubicación”.

1.2. Ubicación y descripción general de la ciudad

La ciudad de Villa Ocampo se encuentra localizada a los 28° 29' S y a los 59° 21' W al noreste del Departamento General Obligado, Provincia de Santa Fe, sobre la Ruta Nacional N°11 (ver [Figura 2](#)). Es la tercera ciudad en importancia del departamento Gral. Obligado, cuya cabecera es Reconquista.

Limita al Norte con el Distrito de Las Toscas, San Antonio de Obligado y Tacuarendi, al sur con El Sombrerito, al Oeste con Villa Ana y al Este con el río Paraná (ver [Figura 2](#)).

Tiene una superficie de 70.000 Has, de las cuales 27.400 corresponden al valle aluvial del Paraná y 42600 Has se ubican al oeste del mismo.

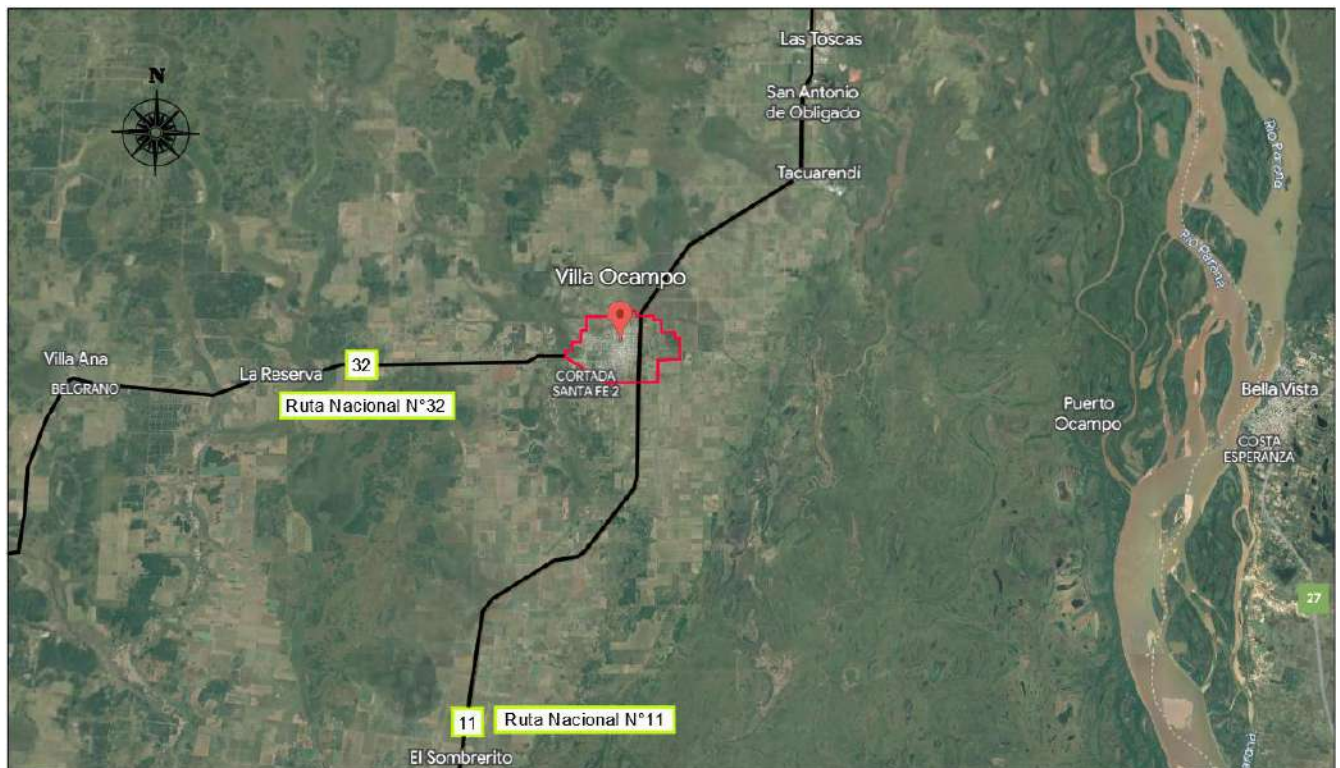


Figura 2 – Ubicación de la ciudad de Villa Ocampo – Fuente: imagen de Google Earth y elaboración propia

1.3. Vías de comunicación

La zona urbana de Villa Ocampo se encuentra en el Km. 878 de la Ruta Nacional N°11, una de las carreteras más importantes del país. También atraviesan el distrito las Rutas Provinciales 32 (de este a oeste) y 89S (de norte a sur). Además de líneas interurbanas, ingresan a la Terminal de Ómnibus “Ciudad de Villa Ocampo” las principales empresas de larga distancia que conectan las ciudades más importantes del Noreste Argentino con el resto del país.

Posee un puerto (Puerto Ocampo) que operó hasta el año 1965 y actualmente está en proyecto de reactivación; ubicado sobre el Km. 1045 del canal de navegación del Río Paraná, el segundo más largo y más caudaloso de Sudamérica.

También tiene un aeródromo perteneciente al Aero Club Villa Ocampo, identificado como VPO por la Fuerza Aérea Argentina, con una pista de suelo natural de 1.280 metros de largo por 35 metros de ancho, ubicada en dirección 18/36.

1.4. Economía

La ciudad de Villa Ocampo se la considera una ciudad agro-industrial, con industrias dedicadas principalmente al procesamiento de materias primas regionales. Organiza la actividad agropecuaria de su zona rural, donde el cultivo predominante es la caña de azúcar (viéndose últimamente afectada la producción de la misma por la crisis en el Ingenio Azucarero), con una escasa producción de algodón (para desmotadoras locales principalmente) y otros cultivos como soja, girasol y maíz. Es un área rural con mayoría de pequeños productores con producción cercana a niveles de subsistencia.

La cría de ganado es importante principalmente por los frigoríficos y las curtiembres presentes en la región. La actividad industrial se compone de un Ingenio Azucarero y una Papelera (actualmente ambos en estado de crisis), más un frigorífico vacuno y Feed-Loot, un frigorífico de pollos, dos desmotadoras, metalúrgicas y otras varias pequeñas industrias alimenticias, de lácteos y embutidos. Solo una parte de la actividad industrial está localizada en el área industrial, ubicada a 5 km del casco urbano sobre Ruta Nacional N°11.

1.5. Demografía

Según datos censales de los CNPHV realizados en el país en 1991, 2001 y 2010, se observa un estancamiento demográfico de la ciudad Villa Ocampo e incluso una disminución de la población entre el 2001 y el 2010. Sin embargo, otras ciudades como Avellaneda y Las Toscas (cuyas actividades económicas son similares a las de la ciudad en estudio) han presentado un aumento considerable de la población. Para mayor entendimiento, ver [Figura 3](#) a continuación.

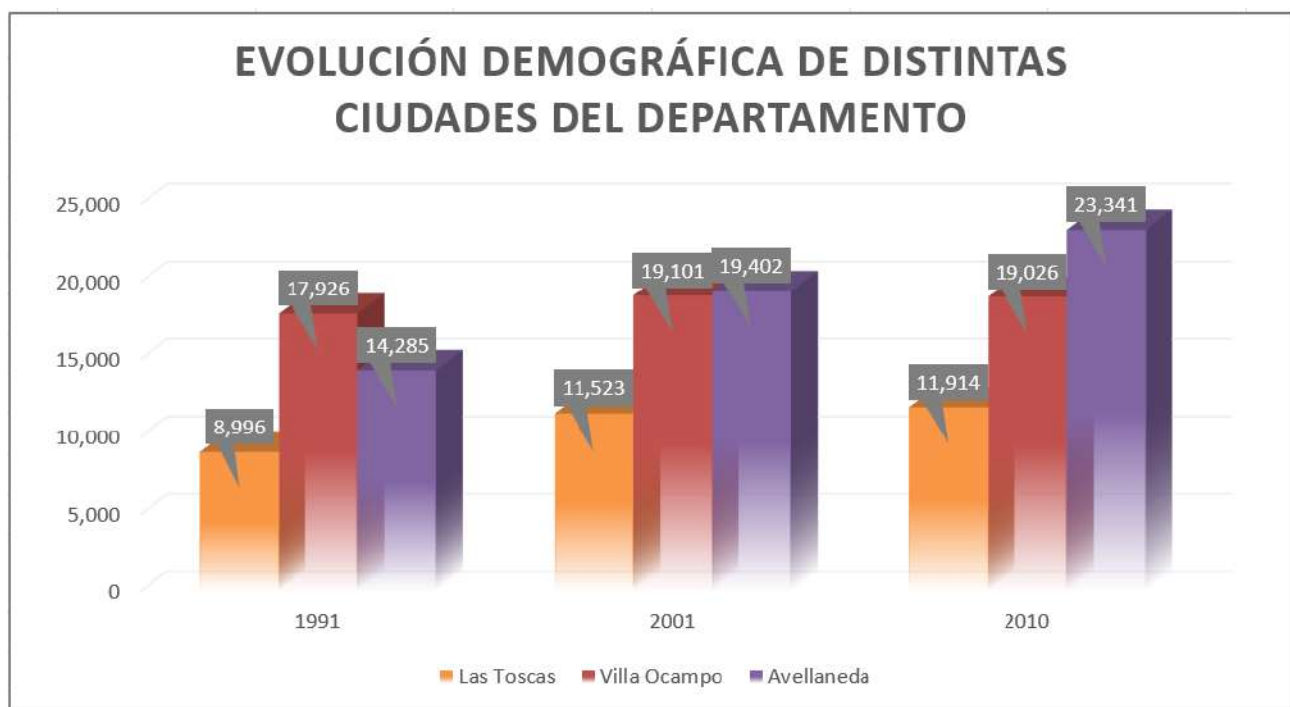


Figura 3 – Evolución demográfica de distintas ciudades del departamento de General Obligado - Fuente de elaboración propia

Según información proporcionada por la Municipalidad de Villa Ocampo, el distrito tiene actualmente una población estimada de 25.000 habitantes, de los cuales, 19.101 aproximadamente se concentran dentro del ejido urbano (200 ha) y unos 6.000 se hallan dispersos en la zona rural.

1.6. Provisión de agua potable

A fines de 1974, la Municipalidad de Villa Ocampo envió una nota a la Cooperativa de COTELVO indicando la posibilidad de que tome a su cargo la administración del servicio de agua potable. En 1975 se trató el tema en Asamblea, en la que los asociados aprobaron la propuesta.

En 1981, se modificaron los estatutos para incorporar el servicio a la Cooperativa, a través de una concesión municipal. Durante 1982 y 1983 se construye la planta potabilizadora en el predio de la

Ruta Nacional N°11, adquirido para tal fin. En noviembre de 1984 quedó oficialmente inaugurada la planta y el servicio.

Actualmente, el servicio llega a 25000 habitantes distribuidos en toda la ciudad y barrios periféricos, lo cual equivale a 4800 conexiones de agua potable. Se continúan haciendo zanjos de algunas cuadras a efectos de cerrar el círculo de servicio para un mejor funcionamiento.

En cuanto a la planta potabilizadora, se producen 2.400 m³ diarios, que llegan desde 12 pozos de extracción y la planta se encuentra trabajando a su máxima capacidad, para las instalaciones existentes.

1.7. Sistemas Provincial de Acueductos

La provincia de Santa Fe cuenta con 362 localidades, de las cuales solamente las 15 localidades más grandes (Rosario, Reconquista, Ciudad de Santa Fe, por ejemplo) reciben en forma directa el servicio de agua a través de la empresa Aguas Santafesinas SA., las restantes 350 localidades, se abastecen a través de municipios, comunas y otros prestadores locales.

La localidad de Villa Ocampo se encuentra entre aquellas localidades que, en un futuro y una vez ejecutada la captación agua superficial por el Río Paraná, serán abastecidas por el denominado Acueducto del Norte (ver [Figura 4](#) y [Figura 5](#)).

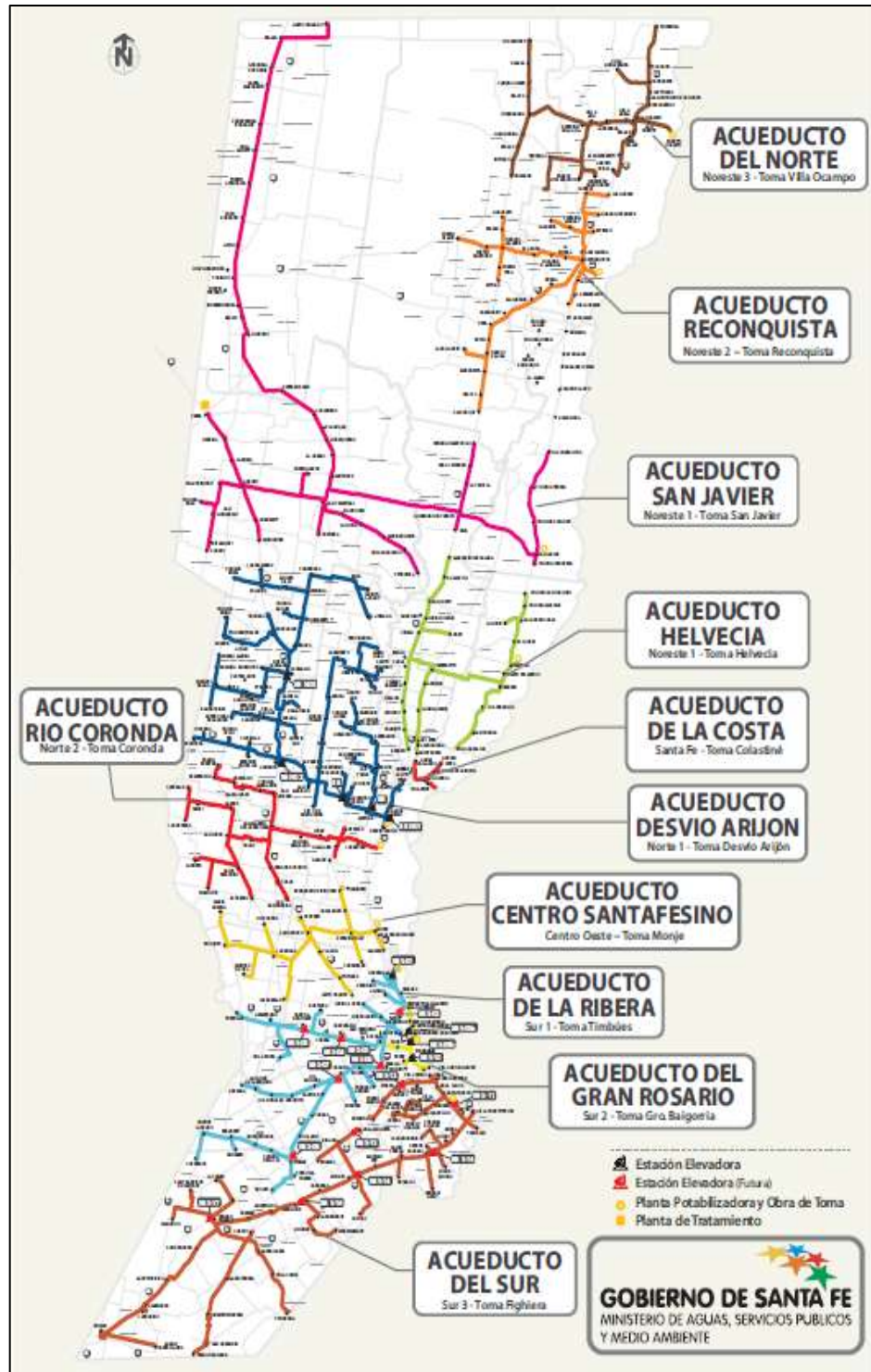


Figura 4– Acueductos de la provincia de Santa Fe –
Fuente: Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente

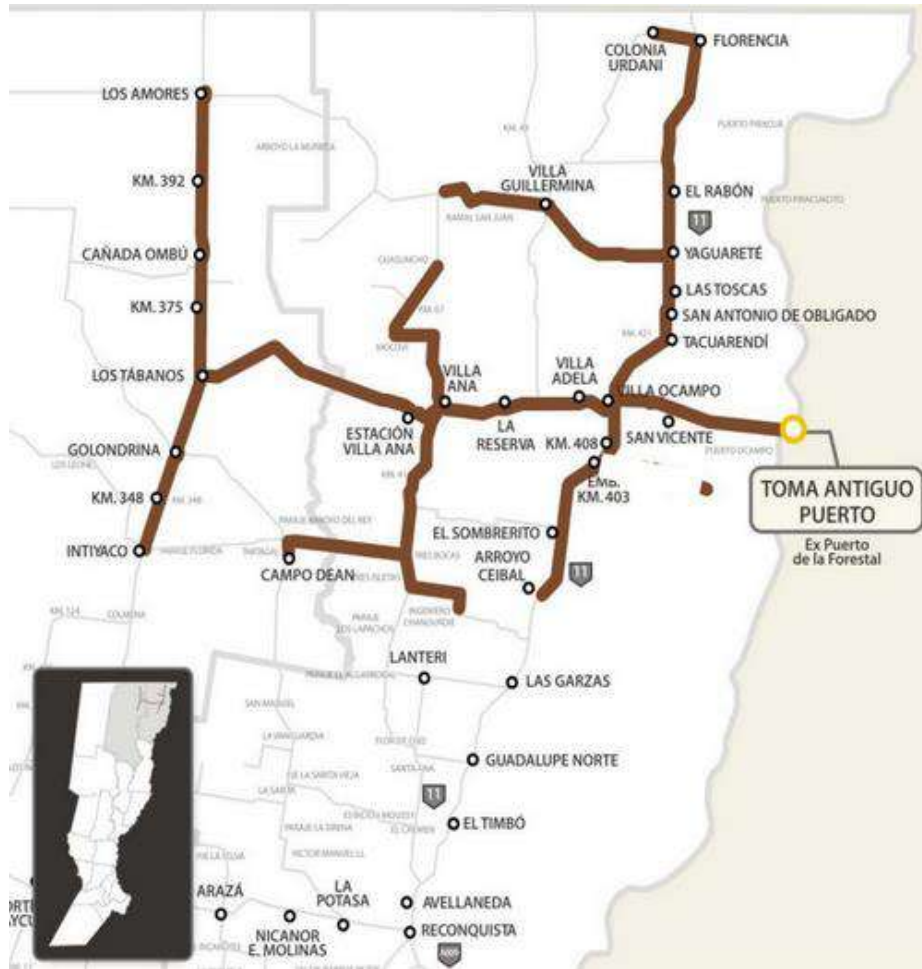


Figura 5 – Acueducto del Norte Santafesino (propuesta futura) –
 Fuente: Material provisto por la Cátedra de Proyecto II “Sistema Provincial de Acueductos, Santa Fe”

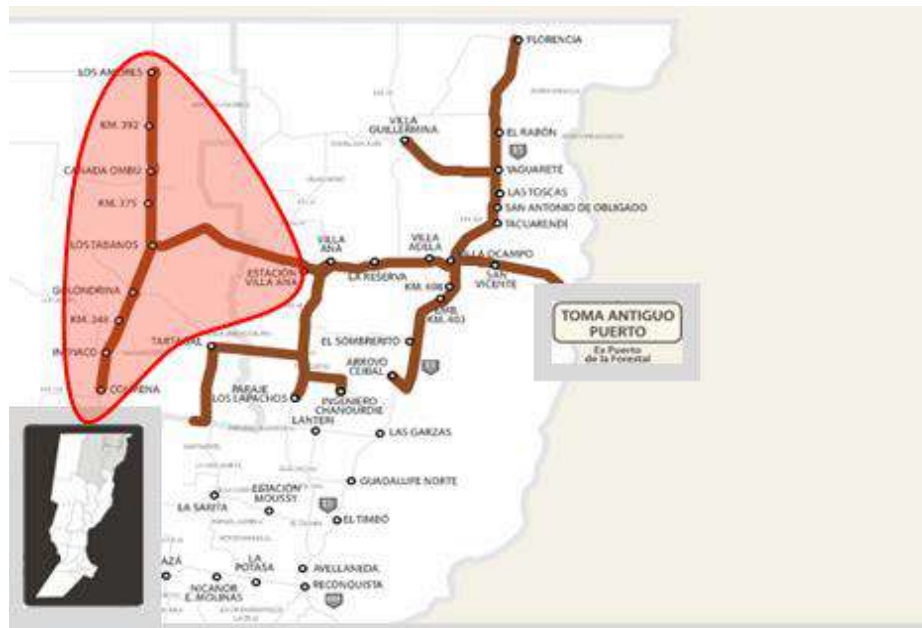


Figura 6 – Primera etapa del acueducto ejecutado (en correspondencia con la localidad de Villa Ana) –
 Fuente: Material provisto por la Cátedra de Proyecto II “Sistema Provincial de Acueductos, Santa Fe”

El Acueducto del Norte Santafesino es una propuesta que forma parte de la Planificación de Acueductos de la Provincia de Santa Fe, en correspondencia además con la Ley de Aguas N° 13.740 y su principal objetivo consiste en el abastecimiento de agua potable a las localidades del Norte, de manera tal de disminuir la brecha entre los departamentos de la región y el resto de la provincia de Santa Fe (ver **ANEXO N°1 – Planificación del Sistema Provincial de Acueductos**).

En 2018, se inauguró y puso en funcionamiento una primera etapa de las obras del acueducto, en correspondencia con las localidades de Villa Ana, Los Amores, Cañada Ombú, Los Tábanos, Golondrina, Intiyaco, Colmena, Garabato y Pozo de los Indios (ver [Figura 6](#)).

Resolución a corto y mediano plazo

En una solución provisoria se plantea que las cooperativas se abastezcan de agua potable para la población, mediante captación de agua subterránea y posterior tratamiento de potabilización correspondiente.

Para el caso de Villa Ana, se adoptó como fuente de agua cruda a un grupo de 12 perforaciones ubicadas sobre la ruta 31S que une la localidad de Villa Ana e Ingeniero Chanourdie y permiten extraer agua subterránea del Acuífero Puelche. En la localidad de Villa Ocampo ocurre una situación similar.

Es importante aclarar que, si bien inicialmente la propuesta para el Acueducto del Norte Santafesino consiste en utilizar una fuente de agua subterránea como se menciona, existen instalaciones y redes que (de caer las principales) se encuentran diseñadas para que, en una etapa futura, la fuente de captación sea superficial, desde el río Paraná o brazos del mismo, desafectando en tal momento, las plantas de tratamiento para agua subterránea.

Resolución a largo plazo

En una etapa final, se prevé que las localidades del norte de la provincia de Santa fe sean abastecidas mediante la implementación del sistema de acueductos propuesto, siendo la solución planteada en el correspondiente proyecto (tratamiento biológico para agua de perforaciones), una solución provisoria, ante un horizonte futuro donde se va utilizar como fuente principal el Río Paraná.

De esta forma, se abastecería a las localidades de Villa Ocampo, Villa Adela, Tacuarendi, Las Toscas, El Sombrerito, mediante un sistema de tratamiento de agua superficial que implica remoción de turbiedad y color. En una etapa final, se prevé que las localidades del norte de la provincia de Santa fe sean parte del “Plan del Norte”, es decir, que la implementación del sistema propuesto (tratamiento biológico para agua de perforaciones) es una solución provisoria, ante un horizonte futuro donde se va utilizar como fuente principal el Río Paraná. De esta forma, se abastecería a las localidades de Villa Ocampo, Villa Adela, Tacuarendi, Las Toscas, El Sombrerito, mediante un sistema de tratamiento del agua superficial que implica la remoción de turbiedad y color.

A partir de lo expresado anteriormente y con vistas de analizar en mayor profundidad este horizonte futuro, solicitamos a la Ingeniería Química, Carina Amaya, que pertenece al equipo de la Dirección Provincial de Sistemas de Provisión de Agua, dependiente del Ministerio de Infraestructura de Servicios Públicos y Aguas de la Provincia de Santa Fe, datos de muestreos del Río Paraná en la zona de Villa Ocampo, en correspondencia con la zona en donde se va a ejecutar la obra de toma “Toma antiguo puerto” (Ex Puerto de la Forestal), para analizar la calidad del agua que puede llegar a tener el futuro acueducto. Los resultados se pueden observar en la siguiente tabla (ver [Tabla 1](#)).

Tabla 1 – Datos de turbiedad y color, río Paraná, zona del Ex Puerto de la Forestal

Sitio: Río Paraná Puerto Ocampo (28°33'05.7"S 59°06'47.2"O)							
Parámetros	Unidad	08/11/11	14/08/12	10/12/12	23/09/13	10/11/14	15/06/15
Físico-Químicos							
Temperatura	°C	26,3	21	30,7	20	-	-
Turbiedad	U.N.T	9,2	34	54	29	23	64
pH		7,2	7,5	7,4	7,6	7,4	7,5
Color	mg/l (Pt/Co)	35	50	20	40	40	70
Conductividad	µS/cm	70	120	134	76	79	88
Alcalinidad Total	mg/l	29	30	31	35	33	34
Cloruros	mg/l	7	21	23	5	5	6
Sulfatos	mg/l	4	11	-	-	<5	-
Oxígeno disuelto	mg/l	7,4	9,1	7,5	9	7,1	7,1
Oxidabilidad	mg/l		8,2	3,8	4,2	5,4	8
D.B.O	mg/l	< 2,0	< 2,0	< 2,0	< 2,0	< 2,0	< 2,0
DQO	mg/l	-	14	< 10	10	13	20
Nitritos	mg/l	0,01	0,02	< 0,01	0,01	0,01	0,01
Nitratos	mg/l	<2	<2	3	<2	9	2
Total Sólidos Suspendidos(secado 105 °C)	mg/l	26	56	60	36	22	94
Amonio	mg/l	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05
Fluoruros	mg/l	< 0,20	-	< 0,20	-	< 0,20	-
Fósforo	mg/l P ₂ O ₅	-	< 0,10	< 0,10	< 0,10	< 0,10	< 0,10
Detergentes aniónicos (S.A.A.M)	mg/l	< 0,10	< 0,10	< 0,10	< 0,10	< 0,10	< 0,10
Arsénico	µg/l	< 10	-	< 10	-	< 10	-
Cadmio	µg/l	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0	< 1,0
Cinc	mg/l	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05	< 0,05
Cromo	µg/l	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10
Hierro Total	mg/l	-	0,89	2,4	0,54	2,2	2,1
Manganeso	mg/l	0,04	0,05	0,07	0,04	0,05	0,04

Como conclusión, se puede observar que, tanto en la localidad de Villa Ocampo como la de Puerto Ocampo (cercana a la primera), los niveles de turbiedad y color son aceptables para lo que es un tratamiento de remoción de color y turbiedad tradicional, lo cual explica en parte la viabilidad del proyecto desde el punto de vista sanitario, según la propuesta original con captación superficial desde el río Paraná. Sin embargo, otro aspecto no menos importante, es la demanda de inversión que requiere la ejecución de este proyecto de acueductos, lo cual imposibilita la puesta en marcha a corto plazo, requiriendo así una solución provisoria para el abastecimiento de agua potable a las localidades antes mencionadas.

1.8. Análisis de antecedentes

1.8.1. Sistema de tratamiento Línea 01 - Hasta el año 2011

En 2011, la Planta Potabilizadora de la ciudad de Villa Ocampo ([Figura 7](#)) contaba con dos líneas de tratamiento basada en procesos fisicoquímicos con la incorporación de distintos productos químicos.

Según datos brindados por el Comitente el caudal horario tratado por cada línea era el siguiente:

- Línea 01: 60 m³/h
- Línea 02: 120 m³/h

La Línea 01 consistía en un proceso de fisicoquímico con incorporación de hipoclorito de sodio y aeración para formación de flocs de hierro y manganeso. Posteriormente el agua pasaba a un sedimentador horizontal y posterior filtración rápida en arena.

A continuación, se puede observar una imagen de ambas líneas de tratamiento. La descripción e imágenes de cada componente de la planta (en correspondencia con la fecha especificada) se adjuntan en el **ANEXO N°4 - Componentes de la Planta hasta el año 2011**.

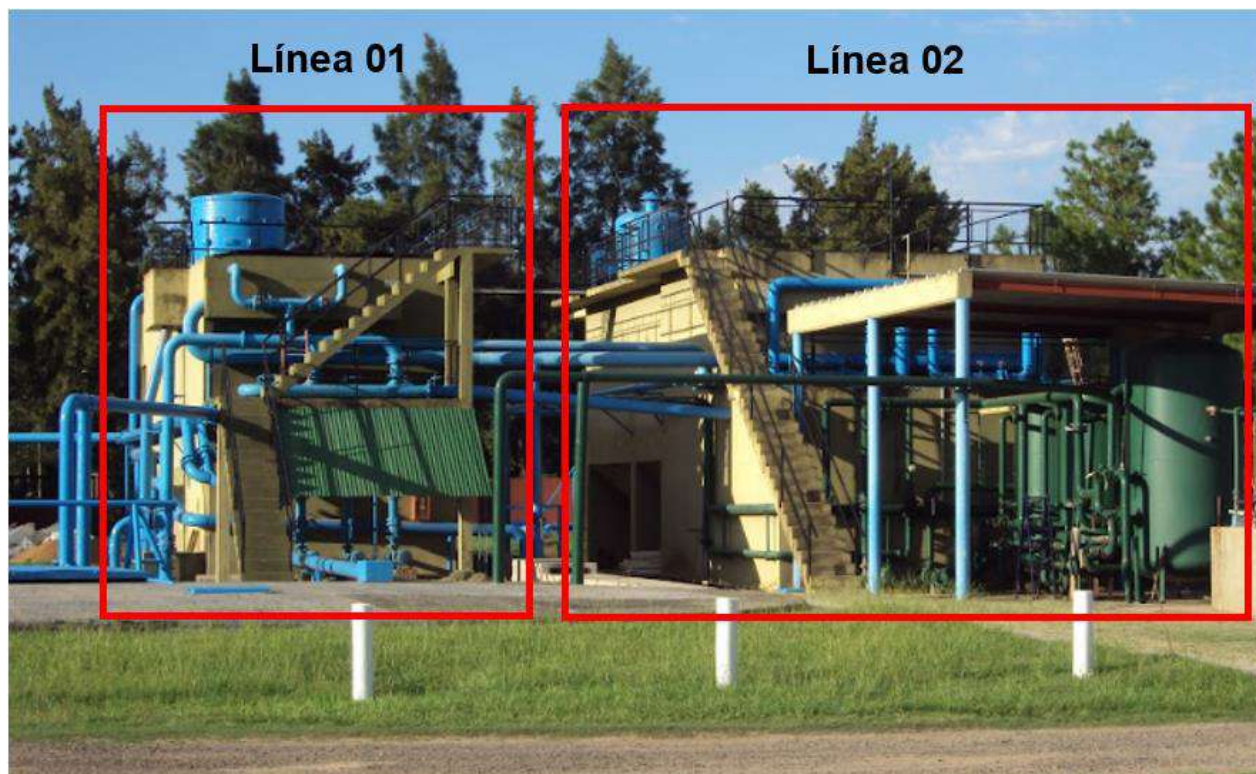


Figura 7 – Planta Villa Ocampo, líneas de tratamiento para remoción de Fe y Mn por procesos fisicoquímicos – Fuente de elaboración propia

1.8.2. Perforaciones y reservas al año 2011

Hasta el 2011, el sistema contaba con 12 perforaciones, según datos suministrados por la cooperativa COTELVO. Salvo el pozo 8 que cuenta con una bomba cuyo caudal es 45 m³/h, el resto de los pozos presenta un caudal de 35 m³/h.

Actualmente la alimentación a Línea N°1 se realiza mediante el bombeo directo desde los pozos 1, 3 y 5 y el resto se conduce a cisterna de agua cruda. (ver **ANEXO N°4 - Componentes de la Planta hasta el año 2011**).

1.8.3. Sistema de tratamiento al año 2012

A pedido de la cooperativa de Villa Ocampo COTELVO, para realizar la optimización de la Línea 01, la empresa IDEAR S.A. propuso la implementación del **Proceso BioCIS-UNR®** de remoción biológica de hierro y manganeso. Durante 2011 COTELVO encargó a IDEAR S.A. un Análisis de Alternativas con el objetivo de determinar las transformaciones a realizar en las unidades de la planta existente Línea 01 para materializar las etapas que componen el Proceso BioCIS-UNR®.

A partir de 2012, la línea 01 comenzó a funcionar mediante el Proceso BioCIS-UNR con excelentes resultados, que superaron las expectativas de la Cooperativa, pudiendo trabajar a caudales hasta 150 m³/h. Esto llevó a lo largo de los años posteriores, a dejar de incorporar productos químicos en la línea 02, (que originalmente eran además de precloración, distintos coagulantes) lo que llevó a que hasta la fecha, la Línea 02, removiera entre un 65 a 70% del hierro y solo 20 a 25 % del manganeso, no pudiendo cumplir la normativa vigente para esta línea.

El Proceso BioCIS-UNR® (que se describe en detalle más adelante) es un sistema para remover Hierro y Manganeseo presente en el agua subterránea que utiliza la tecnología de la biooxidación. Es un proceso de potabilización totalmente natural, ya que no se utilizan productos químicos y se basa en las propiedades de las llamadas “bacterias del hierro”, las que catalizan la remoción de ambos metales. Por este motivo los costos de operación y mantenimiento representan solo un 20% de los correspondientes a los procesos fisicoquímicos convencionales, minimizando además el impacto sobre el medio ambiente.

1.8.4. Sistema de tratamiento Línea 02 al año 2022

Una vez ampliada la Línea 01 de tratamiento de la planta, el caudal horario tratado por cada línea era el siguiente:

- Línea 01 (biológica): 120 m³/h a 150 m³/h (en verano amplían el caudal tratado)
- Línea 02 (fisicoquímica, sólo precloración): 120 m³/h

A continuación, se describirán las instalaciones existentes en la Línea 02, que es objeto de la presente intervención.

La descripción e imágenes de cada componente de la planta (en correspondencia con la fecha especificada) se adjuntan en el **ANEXO N°5 - Componentes de la Planta hasta el año 2022**.

En los esquemas siguientes se incluye el sistema de tratamiento actual (a) y futuro (b) de la Línea 02, aprovechando y transformando las unidades existentes.

a) Esquema de tratamiento ACTUAL de la Línea 02

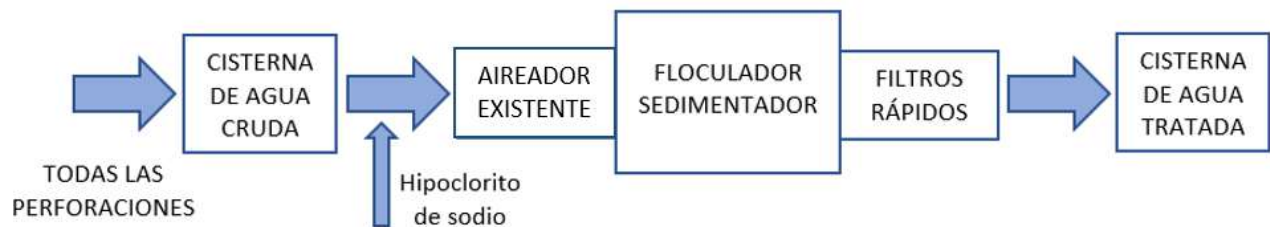


Figura 8 – Línea 02 en la actualidad, proceso de remoción físico-químico – Fuente de elaboración propia

b) Esquema de tratamiento FUTURO de la Línea 02

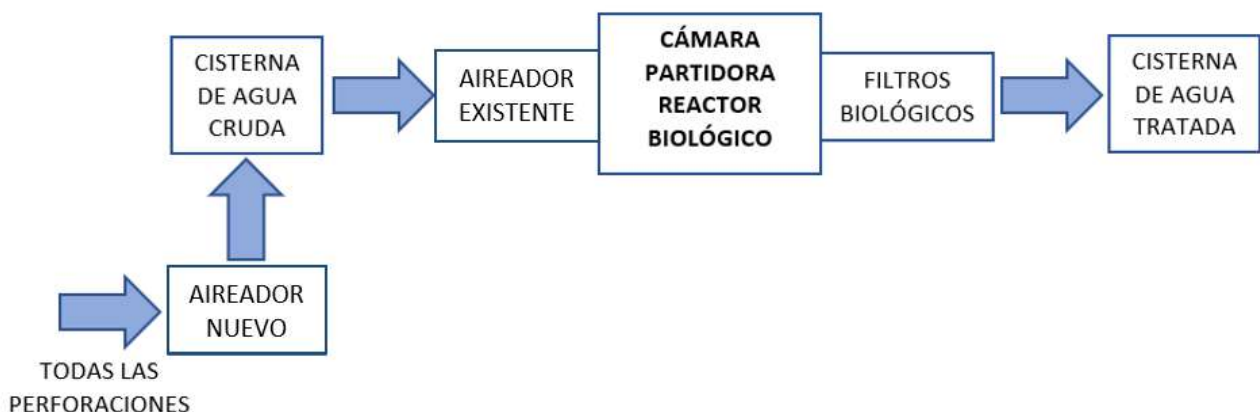


Figura 9 – Transformación Línea 02, proceso de remoción biológico – Fuente de elaboración propia

Como complemento a los esquemas anteriores, se adjunta un diagrama de flujo correspondiente al sistema actual de tratamiento (ver [Figura 10](#)). En la sección “2.1. Remoción Biológica (Proceso BioCIS-UNR®)” se puede observar un diagrama correspondiente a la modificación planteada (ver [Figura 14](#)).

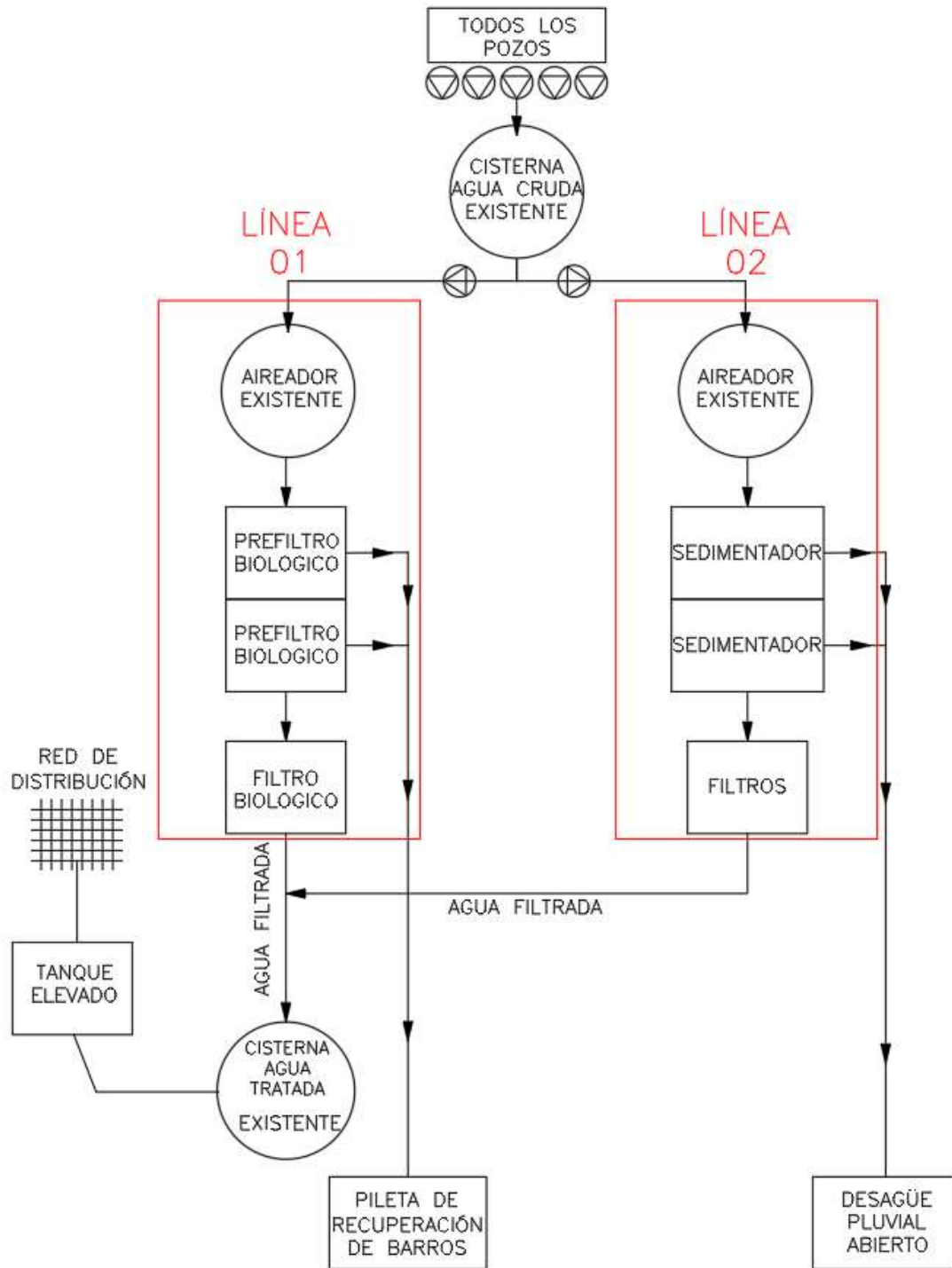


Figura 10 – Diagrama de flujo del funcionamiento de la planta actual – Fuente de elaboración propia

1.8.5. Perforaciones y reservas al año 2022

El sistema actual cuenta con 17 perforaciones, según datos suministrados por la cooperativa, con caudales entre 40 a 77 m³/h aproximadamente.

El sistema cuenta con una cisterna de agua cruda de hormigón armado de planta circular de 500 m³. Actualmente desde la misma se bombea agua cruda tanto a Línea 01 como Línea 02.

1.8.6. Antecedentes de aplicación

La línea de tratamiento basada en el **Proceso BioCIS-UNR®** se compone de una etapa de aireación, seguida de una etapa de doble filtración biológica. Dicho proceso fue desarrollado en el Centro de Ingeniería Sanitaria perteneciente a la Facultad de Ciencias Exactas Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario y, luego de años de investigación, se obtuvo la Patente del Proceso. El mismo está siendo aplicado con éxito plantas potabilizadoras de distintas localidades de la República Argentina (Oro Verde, Entre Ríos; Florencia, Santa Fe; Las Toscas, Santa Fe; Libertador, Corrientes; Villa Constitución Santa Fe), ver **ANEXO N°6 – Antecedentes de aplicación**.

2. Memoria Descriptiva

2.1. Remoción Biológica (Proceso BioCIS-UNR®)

El Proceso BioCIS-UNR es un sistema de remoción biológica de Hierro y Manganeseo presente en el agua subterránea que utiliza la tecnología de la biooxidación. Es un proceso de potabilización totalmente natural, ya que no se utilizan productos químicos y se basa en las propiedades de las llamadas “bacterias del hierro”, las que catalizan la remoción de ambos metales. Por este motivo, los costos de operación y mantenimiento representan solo un 20% de los correspondientes a los procesos fisicoquímicos convencionales, minimizando además el impacto sobre el medio ambiente.

En el caso en estudio, el hierro y manganeseo contenido en el agua subterránea es oxidado y precipitado con la ayuda de las llamadas “bacterias del hierro”. Estas bacterias son ambientales y están presentes en forma natural en pozos de agua, cisternas, redes de distribución en contacto con aguas que contienen hierro y manganeseo. No es necesario ningún producto químico para la remoción del Hierro y Manganeseo. Por esta razón los costos de operación y mantenimiento del Proceso BioCIS-UNR® son muy bajos.

En la [Figura 11](#), se aprecia un esquema de la lógica de funcionamiento de dicho proceso biológico.

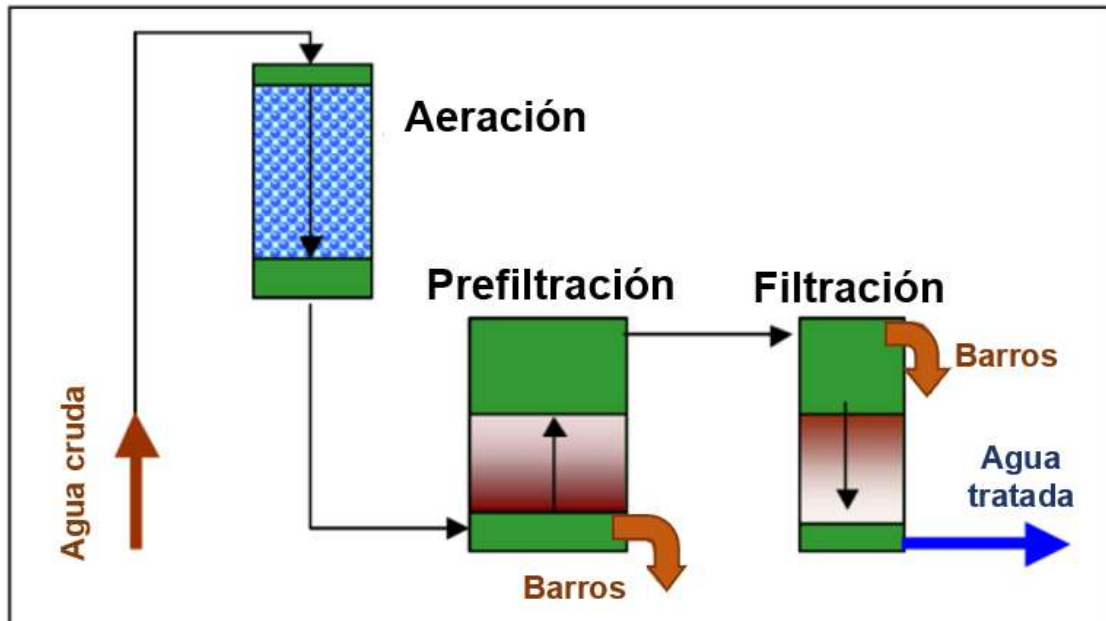


Figura 11 – Tratamiento biológico BioCIS-UNR® - Fuente: Material brindado por Pacini Virginia

La línea de tratamiento puede estar formada por las siguientes operaciones básicas: aeración, prefiltración gruesa y filtración rápida. El tiempo que transcurre entre dos lavados consecutivos de los filtros (carrera) varía entre 7 y 15 días en función de los contenidos de hierro y manganeso del agua cruda. La limpieza del prefiltro consiste en un drenaje de fondo. El filtro rápido se debe retro-lavar, operación que se efectúa con agua cruda. Ni las variaciones de caudal ni las variaciones naturales en la concentración de los metales en el agua cruda afectan el proceso de remoción, sólo requiere una corta aclimatación para volver a estar en régimen (si se trabaja dentro de las velocidades recomendadas).

Asimismo, es factible transformar plantas de tratamiento fisicoquímico convencionales existentes, eliminando el agregado de todos los productos químicos y verificando las unidades existentes de filtración. Además, como las velocidades de filtración utilizadas en el proceso biológico pueden ser mucho más elevadas que las permitidas en un proceso convencional, se puede aumentar la capacidad de operación con la superficie filtrante existente, obteniendo una doble optimización de la planta.

Las principales ventajas de este innovador proceso de tratamiento biológico son:

- No utiliza ningún producto químico para su operación.
- Mínimo consumo de agua en el lavado.
- Los filtros se lavan con agua cruda.
- Posibilidad de altas velocidades de filtración.
- Operación y mantenimiento muy sencillos.
- No se necesita personal técnico especializado.
- Posibilidad de transformar plantas existentes fisicoquímicas en biológicas.
- Bajos costos de construcción.
- Se pueden utilizar materiales y mano de obra local.
- Costo de operación entre 50% y 80% menor a los procesos fisicoquímicos convencionales.

Tabla 2 – Comparación entre el Proceso BioCIS-UNR® y los Tratamientos Físico-Químicos Convencionales –
Fuente: página web IdearSA

Proceso BioCIS-UNR®	Tratamiento Físico-Químico Convencional
No se utilizan productos químicos. Debido a que intervienen mecanismos de remoción biológico no requiere la manipulación de productos químicos y por este motivo es un proceso natural y seguro.	Se utilizan entre dos y tres productos químicos. Esto encarece los costos de instalación, operación y mantenimiento debido a la incorporación de bombas dosificadoras, almacenamiento de productos químicos, personal especializado, etc.
Se pueden utilizar velocidades de filtración más elevadas por lo que las plantas resultan más compactas y con menores superficies filtrantes.	Las velocidades de filtración no son elevadas, por lo que las plantas resultan de mayor magnitud. Esto repercute en los costos de instalación.
No requiere mano de obra especializada para su operación debido a que el sistema es de muy sencilla operación.	Se requiere mano de obra especializada para su operación debido a la complejidad del proceso de tratamiento.
Los barros son más fáciles de tratar debido a la no incorporación de productos químicos, lo que produce un menor impacto ambiental.	Los barros que se generan son de mayor volumen y distinta composición química, por lo que el tratamiento es más engorroso, de mayor costo e impacto ambiental negativo.
Costo de instalación un 50% inferior comparado con un tratamiento fisicoquímico.	Altos costos de instalación. La necesidad de incorporación de productos químicos involucra la instalación de bombas dosificadoras y demás equipos electromecánicos.
Costos operativos y de mantenimiento 80% inferior a los tratamientos fisicoquímicos.	Altos costos operativos y de mantenimiento.

2.2. Descripción de la transformación de la Línea 02, basado en el proceso BioCIS-UNR®

Si bien el objetivo principal del presente trabajo no es focalizar únicamente en el proceso de tratamiento, por el cual se remueven los químicos provenientes de las perforaciones, resulta necesario conocer el funcionamiento del sistema de potabilización para así comprender el cálculo, hidráulico y estructural que demanda la ampliación de la planta potabilizadora.

Unidades de potabilización fundamentales

Las unidades fundamentales del proceso que van a permitir la transformación de la planta serán:

- Aireador nuevo a colocar

Esta unidad se implantará por encima de la cisterna de agua cruda existente y es sumamente importante, ya que, el agua cruda comenzará a tener contacto con el agente oxidante (oxígeno presente en el aire), lo que favorece la oxidación y posterior decantación del hierro y el manganeso.

Como el aireador existente en la Línea 02 no dispone de la altura necesaria, ni la ventilación adecuada para tratar el caudal proyectado para dicha línea (200 m³/h), se prevé la colocación de un nuevo aireador de 3 metros de diámetro, que recibirá 350 m³/h (200 m³/h para línea 02 y 150 m³/h para

línea 01), correspondiente al caudal total que podrá potabilizar la planta. Es decir, el esquema de las cañerías que conducen el agua cruda de las perforaciones deberá unificarse en una única cañería, con un diámetro determinado para ingresar 350 m³/h al aireador correctamente.

Dicho aireador se compone de módulos apilables, con fondos perforados (excepto el módulo inferior), ventilados mediante filas de aberturas. Estas se protegen del salpicado mediante bandejas colectoras realizadas también en PRFV. En cada módulo se coloca una capa de material plástico de contacto denominado “Pall Ring”, como se observa en la *Figura 13*, para permitir la transferencia de oxígeno al agua cruda.



Figura 12 – Pall Rings – Fuente: <https://www.besora.com.ar/productos>

- Sedimentadores convencionales a reactores biológicos

Para realizar esta transformación, se debe asegurar un aumento de la superficie específica, que permita la remoción biológica de los metales y el tratamiento de un caudal de aporte mayor. Como la cooperativa de Villa Ocampo encomendó una alternativa liviana, ese aumento de la superficie específica en lugar de ser materializado mediante grava, se optó en la conformación de un prefiltro biológico con material de contacto de anillos pall rings (como se menciona anteriormente). De esta forma, no es necesario cambios estructurales en los recintos de hormigón existentes.

- Rectificación del manto filtrante de los filtros rápidos descendentes

En cuanto a los filtros rápidos descendentes existentes en la línea 02, no se realizará una intervención directa sino que se rectificará el manto filtrante, es decir, se deberá alinear en toda su extensión (ancho y largo, en planta) el espesor del manto de grava (denominado manto sostén), como así también el de arena (denominado manto filtrante).

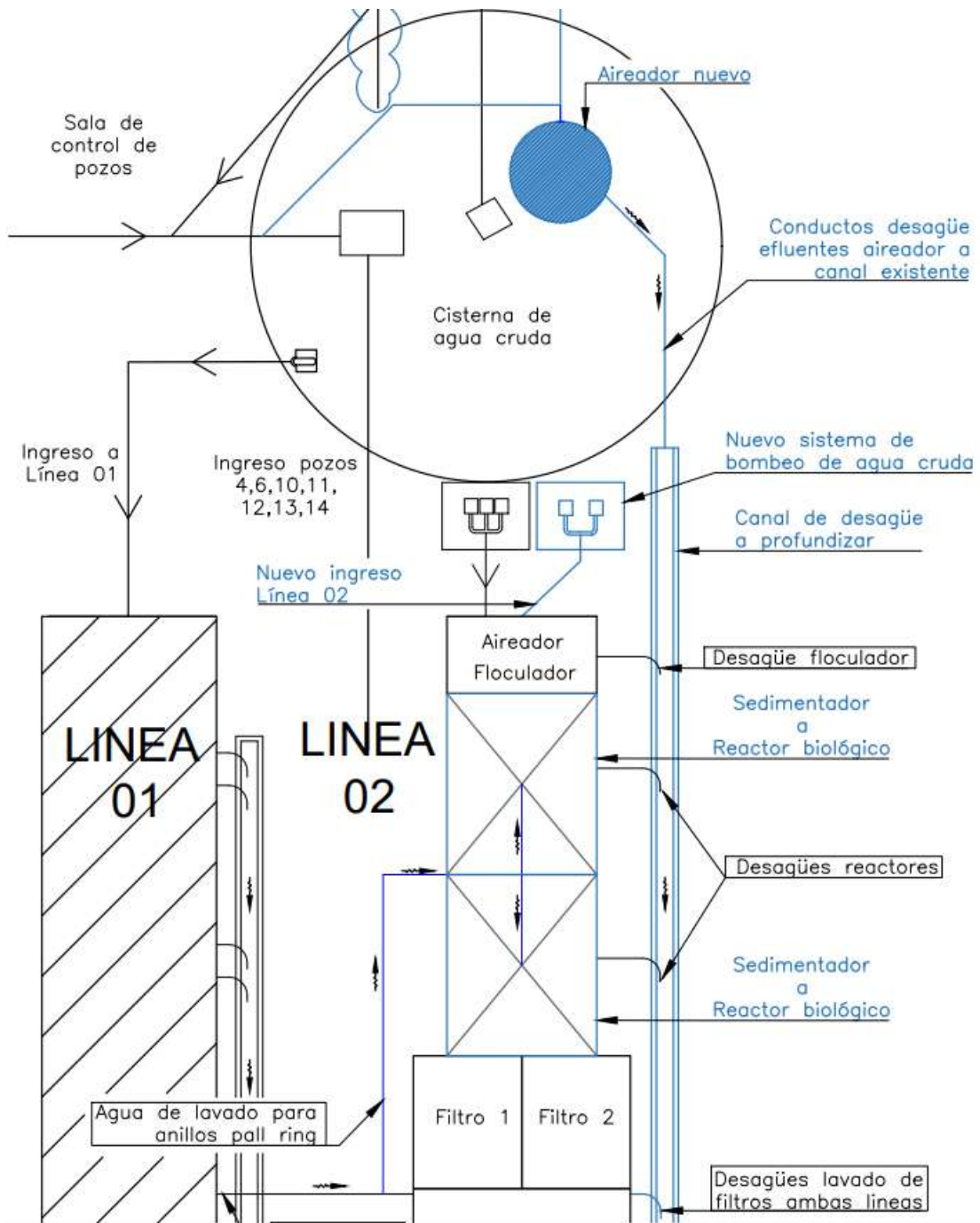


Figura 13 – Vista en planta de las unidades de potabilización – Fuente de elaboración propia

Se adjunta a continuación un diagrama de flujo en la siguiente imagen para comprender la secuencia de funcionamiento de la planta potabilizadora proyectada.

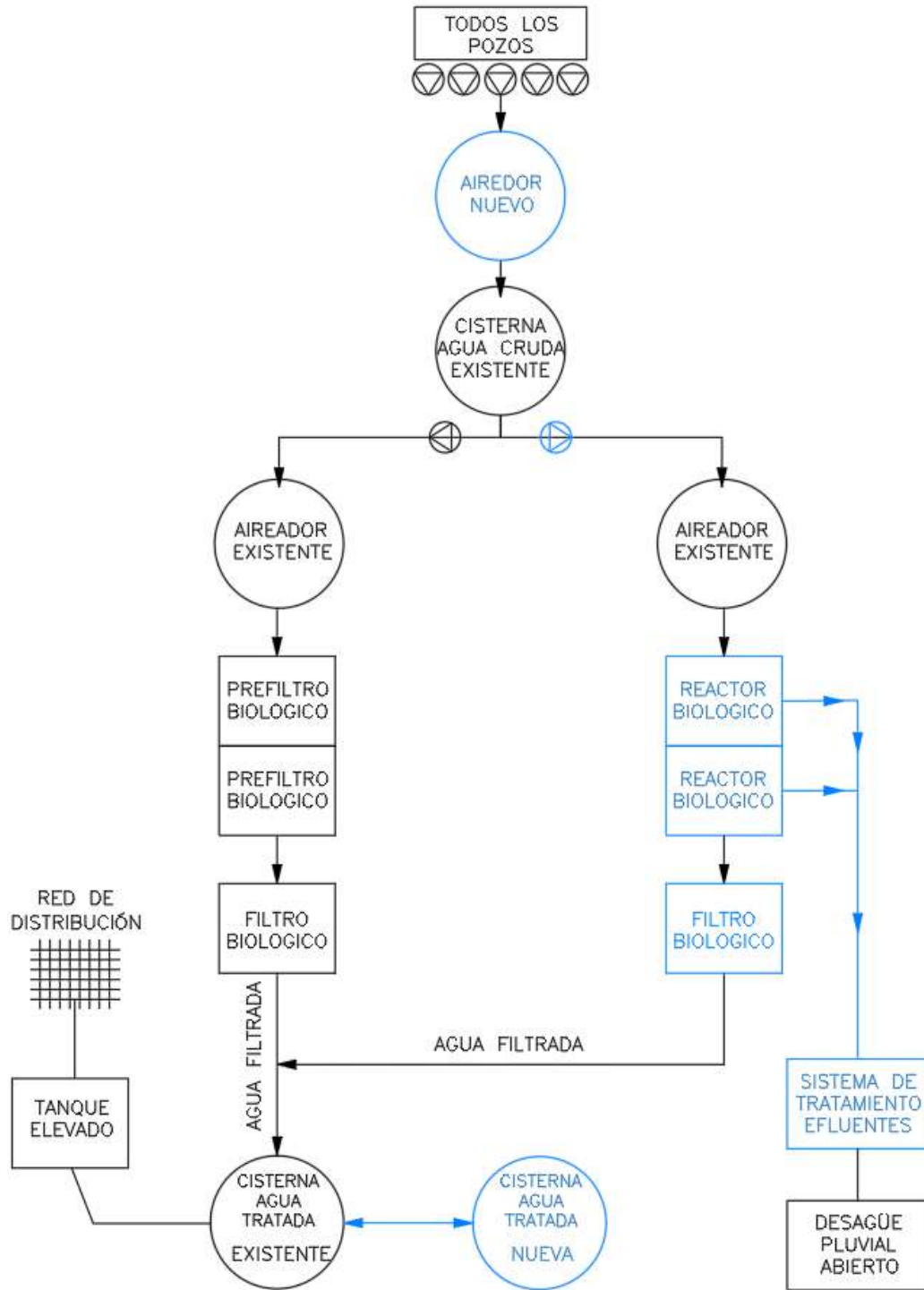


Figura 14 – Diagrama de flujo del funcionamiento de la planta proyectada – Fuente de elaboración propia

Capacidad de la planta

En relación a la capacidad de operación, actualmente la Línea 02 se está operando, según lo informado por la Cooperativa entre 120 y 140 m³/h.

La idea es que, luego de realizar la ampliación, la Línea 02 pueda funcionar con un caudal de 200 m³/h, dependiendo de la calidad del agua cruda.

2.3. Análisis de la población futura

Todo proyecto debe incluir un estudio demográfico a través del cual se define la evolución de la población a servir durante el período de diseño y la distribución espacial de la misma dentro de la planta urbana de la localidad.

2.3.1. Población de diseño

Como se mencionaba anteriormente en el apartado Demografía, los datos censales, correspondientes al IPEC¹, muestran un decrecimiento de la población en la ciudad de Villa Ocampo, lo cual no condice con las localidades cercanas, ni tampoco con el aumento poblacional planteado por la municipalidad.

Por otra parte, se cuenta con datos proporcionados por la cooperativa sobre el crecimiento poblacional, pedidos por la misma al INDEC². Es importante destacar que estos datos fueron corregidos teniendo en cuenta la cantidad de conexiones domiciliarias del servicio de agua potable de la ciudad y algunas familias de la periferia que aún no cuentan con el mismo.

A los efectos del proyecto y dada la divergencia en los datos censales y la falta de los correspondientes al último censo realizado en 2022, se consideran como válidos los datos brindados por la cooperativa, que demuestran un crecimiento poblacional entre 1991 y 2010, justificando así la ampliación de la planta.



Figura 15 – Datos brindados por la Cooperativa de Villa Ocampo – Fuente de elaboración propia

Para realizar un análisis de la demanda a futuro, se aplicaron diversas tasas de crecimiento, utilizando distintos métodos, que serán detallados a continuación. De modo de poder encontrar aquella curva de crecimiento poblacional que reflejara con mayor similitud el aumento de población en el futuro

¹ Instituto Provincial de Estadística y Censos

² Instituto Nacional de Estadística y Censos

de la localidad de Villa Ocampo, se utilizaron varias metodologías distintas para su cálculo y posteriormente se realizó el análisis comparativo entre los resultados. Se utilizaron para la estimación los datos brindados por la cooperativa y se plantearon 2 situaciones:

- Etapa 1 (año 0 – año 10): porcentaje de cobertura del 80% de la población total.
- Etapa 2 (año 10 – año 20): porcentaje de cobertura del 100% de la población total.

Es importante aclarar que, el ENOHSa, brinda la siguiente tabla para utilizar como guía para establecer el *período de diseño* para cada unidad componente del sistema (*Tabla 3*). Los valores que en ella figuran son orientativos, pudiendo el proyectista justificar otro período al ENOHSa, por ejemplo, a través de un análisis económico.

Tabla 3 – Períodos de diseño (ENOHSa – Criterios Basicos – Cap. 2, pág. 14)

Sector	Período de diseño años
Sistemas de Captación	20 (Superficiales) 10 (Pozos)
Líneas de Impulsión	15
Plantas de Potabilización	
Obras Civiles básicas	20
Obras Civiles del Módulo de tratamiento 1ª etapa	10
Instalaciones electromecánicas	10
Tanques y Cisternas de Almacenamiento	10
Redes de Distribución	15
Estaciones de Bombeo	
Obras Civiles	20
Instalaciones electromecánicas	10
Medidores Domiciliarios	5 a 8

A continuación, se realiza una breve descripción de cada uno de los métodos utilizados para realizar el análisis de sensibilidad:

1) Proyección aritmética

La proyección demográfica de la localidad se efectúa aplicando la recta de ajuste que se obtiene de la regresión aritmética de los valores de los últimos tres censos de población.

La población futura se obtiene así utilizando la fórmula:

$$P_n = a \times n + b$$

Donde:

- P_n = población total al año n .
- n = número de años medido desde el año calendario inicial de la proyección hasta el año calendario en análisis.
- a y b = coeficientes de la recta.

Los parámetros de la recta de ajuste se obtienen aplicando el método de mínimos cuadrados. El principio de este método es: que la recta que mejor se ajusta a un conjunto de datos que muestran una ordenación de tendencia lineal, es aquella para la cual la suma de los cuadrados de los residuos es mínima. Se denomina residuo a la diferencia entre un valor estimado y un valor observado.

2) Proyección geométrica

Se trabaja de igual manera que en el método anterior ajustándole una relación lineal que se obtiene de la regresión geométrica de los valores de población total registrados por la localidad en los tres últimos censos.

El método utiliza para la proyección futura la siguiente expresión geométrica:

$$P_n = P_0 \times (1+i)^{(n-n_0)}$$

Donde:

1. P_n = La estimación de población al año “n”.
2. P_0 = La población base, que por lo general corresponde al último censo.
3. i = Tasa media anual de proyección.
4. n = Número de años transcurridos entre la población base y el año de proyección.
5. n_0 = Último año censal utilizado en la proyección.

3) Tasa de Crecimiento Medio Anual Decrecientes

Esta proyección consiste en subdividir el periodo de diseño en subperíodos y aplicar tasas diferentes para cada uno de ellos. Con este procedimiento se reproduce la desaceleración que caracteriza el comportamiento demográfico de las localidades que atraviesan periodos de crecimiento explosivo.

En el caso de las localidades que tuvieron una tasa intercensal decreciente, el método establece que la proyección se realice a tasa constante e igual a la del último período. Este método define la tasa media anual a emplear basándose en un análisis de las tasas medias anuales de los dos últimos períodos intercensales.

Las tasas medias anuales históricas se calculan a través de las siguientes expresiones:

$$i_I = \sqrt[n_1]{\frac{P_2}{P_1}} - 1$$

$$i_{II} = \sqrt[n_2]{\frac{P_3}{P_2}} - 1$$

Donde:

- i_I = Tasa media anual de variación de la pobl. durante el penúltimo período censal.
- i_{II} = Tasa media anual de variación de la pobl. durante del último período censal.
- P_1 = Número de habitantes correspondientes al primer Censo en estudio.
- P_2 = Número de habitantes correspondientes al penúltimo Censo en estudio.
- P_3 = Número de habitantes correspondientes al último Censo.
- n_1 = Número de años del período censal entre el primero y segundo Censo.
- n_2 = Número de años del período censal entre el segundo y el último Censo.

Para definir la tasa con que se proyectará en cada período se comparan tasas i_I e i_{II} . Si i_{II} es mayor que i_I se toma el promedio de ambas y en caso de ser menor se adopta el valor de la tasa i_{II} . Una vez definidas las tasas que se usarán para la proyección se aplica para cada período la expresión general.

Los cálculos realizados se presentan en el Apartado “**3.1. Población de Diseño**” de la Memoria de Cálculo y se resumen en la siguiente tabla (Tabla 4).

Tabla 4 – Resumen Proyección de la población – Fuente de elaboración propia

PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN VILLA OCAMPO				
AÑOS	POBLACIÓN CENSADA	PROYECCIÓN ARITMÉTICA	PROYECCIÓN GEOMÉTRICA	TASAS MEDIAS ANUALES DECRECIENTES
1991	11,335			
2001	11,780			
2010	15,037			
2023		19,742	21,394	25,392
2033		23,360	28,060	29,665
2043		26,979	36,803	34,658

2.3.2. Dotación y caudales de diseño

La dotación de agua corresponde al volumen consumido por cada usuario del sistema durante un día, descontando las pérdidas, derroches. Para la determinación de este parámetro se utilizan mediciones propias de la localidad y se comparan dichos valores con los establecido en las Normas ENOHS³ (Criterios Básicos – Cap. 2 – Pág. 19).

En el apartado “**3.2. Dotación de Diseño y Caudales de Diseño**” (en la memoria de cálculo), se adjunta la memoria de cálculo donde se presenta la metodología utilizada para la obtención de la dotación de diseño y de los respectivos caudales.

Para establecer la dotación de diseño, se analizó el servicio de abastecimiento de agua de consumo. Como la localidad cuenta con una red de agua corriente y la población proyectada corresponde a 36803 habitantes, se adopta una dotación de 230 L/hab.día.

Luego, teniendo en cuenta que para el diseño de una planta de tratamiento corresponde utilizar el caudal máximo diario anual (Qd), el coeficiente de pico a emplearse es α_1 (relación entre la demanda media del día de mayor consumo (Qd) y el caudal medio anual (Qc)). A partir de la siguiente tabla (correspondiente a las Normas del ENOHS³), se adopta un coeficiente de 1,30.

Tabla 5 – Coeficientes de Caudales (ENOHS³ - Criterios Básicos – Cap. 2, pág. 23)

Población servida	α_1	α_2	α	β_1	β_2	β
500 h ≤ P _s ≤ 3.000 h	1,40	1,90	2,66	0,60	0,50	0,30
3.000 h < P _s ≤ 15.000 h	1,40	1,70	2,38	0,70	0,50	0,35
15.000 h < P _s ≤ 30.000 h	1,30	1,50	1,95	0,70	0,60	0,42

A continuación, se presentan los caudales de diseño correspondientes.

³ Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento.

Tabla 6 – Resumen Caudales de Diseño – Fuente de elaboración propia

CAUDALES DE PROYECTO	Año 0 2023	Año 10 2033	Año 20 2043
Caudal medio diario anual Q_c (m ³ /día)	4672	5163	8465
Caudal máximo horario Q_E (m ³ /día)	9111	10068	16506
Caudal mínimo de autolimpieza Q_{L0} (L/s)	56.78	-	-

2.4. Análisis de la fuente de agua

2.4.1. Análisis de calidad

CALIDAD DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

“La Ley 11220 dispone la regulación de la prestación del Servicio y prevé los sistemas para la autorización de la provisión del Servicio por los Prestadores en todo el ámbito de la provincia de Santa Fe; establece las formas, modalidades, alcances y procedimientos para llevar a cabo la transformación del sector público de agua potable, desagües cloacales y saneamiento, y la privatización del Servicio en el Ámbito de la Concesión, de acuerdo con lo prescripto por el artículo 30 de la ley 10.798 y demás disposiciones de la presente. Asimismo, se prevé un sistema para la preservación de los recursos naturales y el medio ambiente, y la creación de un organismo competente en la materia.

Las finalidades de esta ley son:

- Garantizar el mantenimiento y propender a la rehabilitación, mejora y desarrollo del Servicio en todo el ámbito de la provincia de Santa Fe.
- Establecer las normas que permitan asegurar niveles de calidad y eficiencia acordes con la naturaleza del Servicio.
- Fijar un marco legal adecuado que permita conciliar un eficaz y efectivo suministro del Servicio por parte de los Prestadores, con el adecuado ejercicio de las facultades estatales relativas a la protección del interés sanitario, del bienestar de la población, y del medio ambiente y los recursos naturales en todo el ámbito de la provincia de Santa Fe.
- Proteger los derechos de los Usuarios y conciliarlos con la acción, derechos y atribuciones de las autoridades regulatorias y de los Prestadores.
- Tutelar la salud pública, los recursos hídricos y el medio ambiente con los alcances definidos en el Título V de esta ley.”

La Ley 11220 en el anexo A (ver **ANEXO N°2 - Ley Provincial 11.220 (Santa Fe) – Anexo A**) establece los límites fijados para distintos parámetros físico-químicos. Para nuestro proyecto los parámetros de interés son:

- Límite obligatorio de concentración de Hierro total 0,2 mg/L.
- Límite recomendado de concentración de Hierro total 0,1 mg/L.
- Límite obligatorio de concentración de Manganeseo 0,1 mg/L.
- Límite recomendado de concentración de Manganeseo 0,05 mg/L.

Existe bibliografía que afirma donde concentraciones muy bajas de hierro y manganeso, incluso debajo de los límites recomendados se generan precipitados de hierro y manganeso e incrustaciones en las cañerías de distribución de la red, generando problemas operativos porque además de reducir la sección transversal de los caños se consume el cloro que se agrega para la etapa de desinfección final.

Más recientemente, en la Resolución 391-21 (ver **ANEXO N°3 - Resolución N° 0391 – ENRESS**), el ENRESS agrupó las poblaciones según la calidad de la fuente en Grupos, destacando a las que presentan concentraciones de Hierro y Manganeseo dentro del Grupo 4. Se fija como plazo 1 año desde 30/06/21 para cumplir los límites normativos.

Análisis de calidad de la fuente

Para determinar la calidad del agua en distintos sectores de la planta que llegan desde los pozos de extracción, se utilizan los datos brindados por QUIMLAB⁴. Dichos datos corresponden a muestreos realizados en tres lugares estratégicos de la planta, que permiten analizar tres situaciones distintas:

1. Eficiencia de remoción dentro de la Cisterna de Agua Cruda (CAC) por permanencia en la misma.
2. Eficiencia de remoción a la salida de los sedimentadores de placa que se van a transformar en un reactor biológico.
3. Eficiencia de remoción a la salida de los filtros rápidos descendentes.

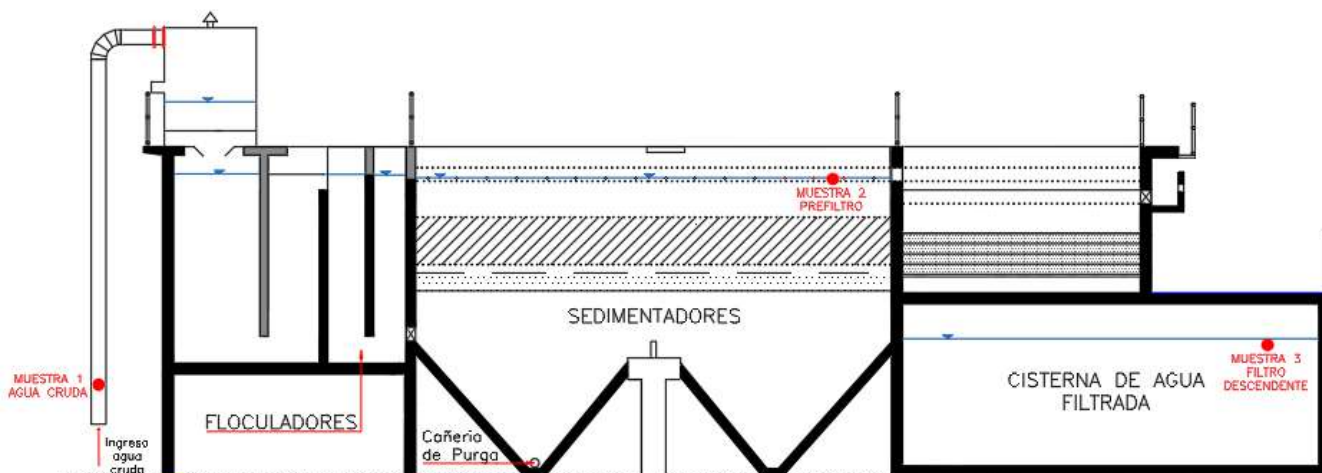


Figura 16 – Corte de las unidades actuales de la Línea 02 de tratamiento – Fuente de elaboración propia

El procesamiento de datos realizado se presenta en el apartado “**3.3. Análisis de Calidad de la fuente**”, en la memoria de cálculo.

A partir de los datos analizados, se puede observar que las concentraciones de hierro y manganeso tanto en el ingreso a la planta (agua cruda) como después del filtrado (filtro descendente) son superiores a los límites obligatorios establecidos por la Ley 11220 para la provisión de agua potable. Por este motivo, resulta necesario realizar una intervención que permita reducir, de manera sostenida, las concentraciones de hierro total y manganeso.

Una de las problemáticas planteadas por la cooperativa es el contexto de sequías y elevadas temperaturas de la zona consecuentes del fenómeno del calentamiento global, lo cual genera la depresión de la napa en la zona de succión de los pozos. A su vez, esto provoca un aumento en las concentraciones de hierro y manganeso como se puede apreciar en los datos de calidad analizados. Además, esta situación está estrechamente asociada al acuífero de la zona en la que se encuentra la ciudad de Villa Ocampo, como se puede observar en la siguiente gráfica.

⁴ Laboratorio químico encargado de realizar el análisis de calidad del agua cruda que ingresa a la planta de potabilización, para la Cooperativa COTELVO.



Figura 17 – Calidad de las aguas subterráneas – Fuente: Material provisto por la Catedra de Proyecto II “Sistema Provincial de Acueductos, Santa Fe”

2.4.2. Análisis de capacidad

Para el funcionamiento total de la planta (líneas 1 y 2), se cuenta con 17 pozos que poseen distinta capacidad, en la [Figura 18](#) se observa un esquema de la ubicación de las perforaciones hasta el año 2012, es decir, 13 perforaciones hasta ese momento.

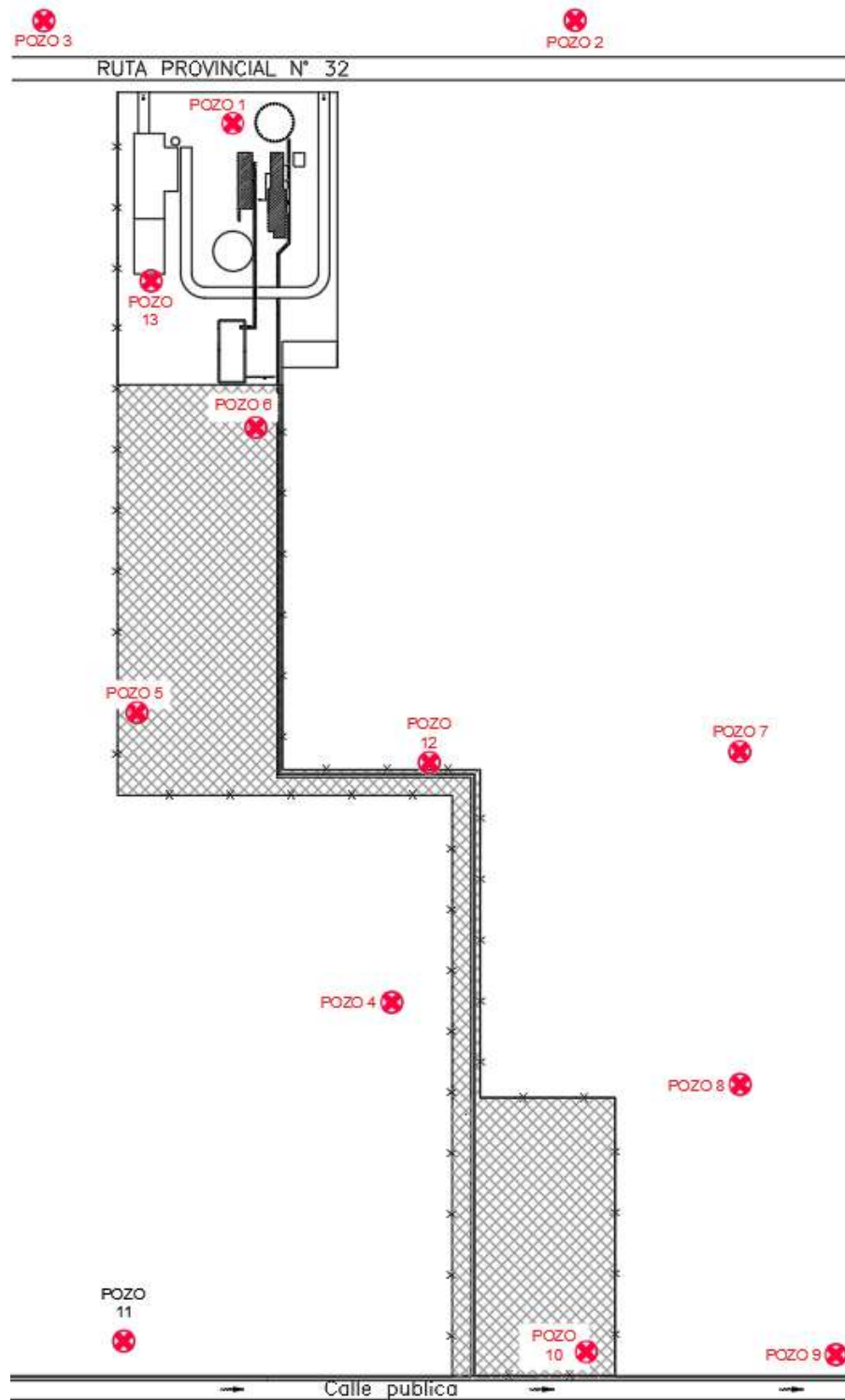


Figura 18 – Ubicación de las perforaciones – Fuente de elaboración propia

Por otra parte, el pozo 15 puede extraer un caudal de 77 m³/h (con una bomba de 15HP), los pozos 16 y 17 permiten extraer un caudal de 68 m³/h (con bombas de 10HP). Muy rara vez, todas las bombas funcionan en conjunto, a excepción de alguna emergencia, como por ejemplo, la rotura, limpieza o reparación de las cañerías provenientes de las bombas más antiguas, o desperfectos en el

suministro eléctrico de estas. En estos casos de contingencia, se configura de manera manual que funcionen las tres a la vez.

En cuanto al resto de los pozos (bombas más antiguas), el caudal promedio es de 40 m³/h (con bombas de 7,5HP) y de 68 m³/h (con bombas de 10HP) para los pozos 12 y 14. Aún no se ha implementado (pero está planificado) un comando remoto inalámbrico para los pozos 15, 16 y 17, que permita regular otras funciones, además del encendido y apagado. Sistema que, a largo plazo, se deberá colocar paulatinamente en los pozos más antiguos reemplazando el actual comando cableado.

Para los demás pozos hay un esquema de trabajo sugerido con dos grupos de funcionamiento por turno de operador (o sea un grupo cada 4 horas). En cada grupo se trata de repartir los más equilibrado posible según el contenido de hierro de los pozos y la capacidad de las cañerías. En los esquemas también se aclara si hay algún pozo que debe funcionar menos tiempo, como por ejemplo el caso de pozos que estén acercándose a un nivel crítico (estático y/o dinámico). El operador tiene la libertad de alterar de manera parcial el esquema sugerido cuando se realicen tareas de mantenimiento/recambio en los pozos.

Esquemas de trabajo sugeridos:

- Grupo 1: pozos 6,7,9,10 y 14. Alternar como refuerzo el pozo 2 (no más de una hora por turno) o el pozo 7 (no más de 2,5 horas por turno). Reforzar a discreción activando la línea de pozos 15/16/17.
- Grupo 2: pozos 3,4,5,12 y 13. Alternar como refuerzo pozo 1 (no más de una hora por turno) o pozo 11 (no más de 2,5 horas por turno). Reforzar a discreción activando la línea de pozos 15/16/17. Si no hay ningún pozo fuera de servicio, el esquema permite llegar a un caudal máximo en torno a los 340 m³/h.

En el siguiente esquema se representa el ingreso de cada una de las perforaciones a la Cisterna de agua cruda. Las combinaciones existentes tratan de compensar las calidades de cada uno de los pozos, de forma que la concentración sea medianamente similar.

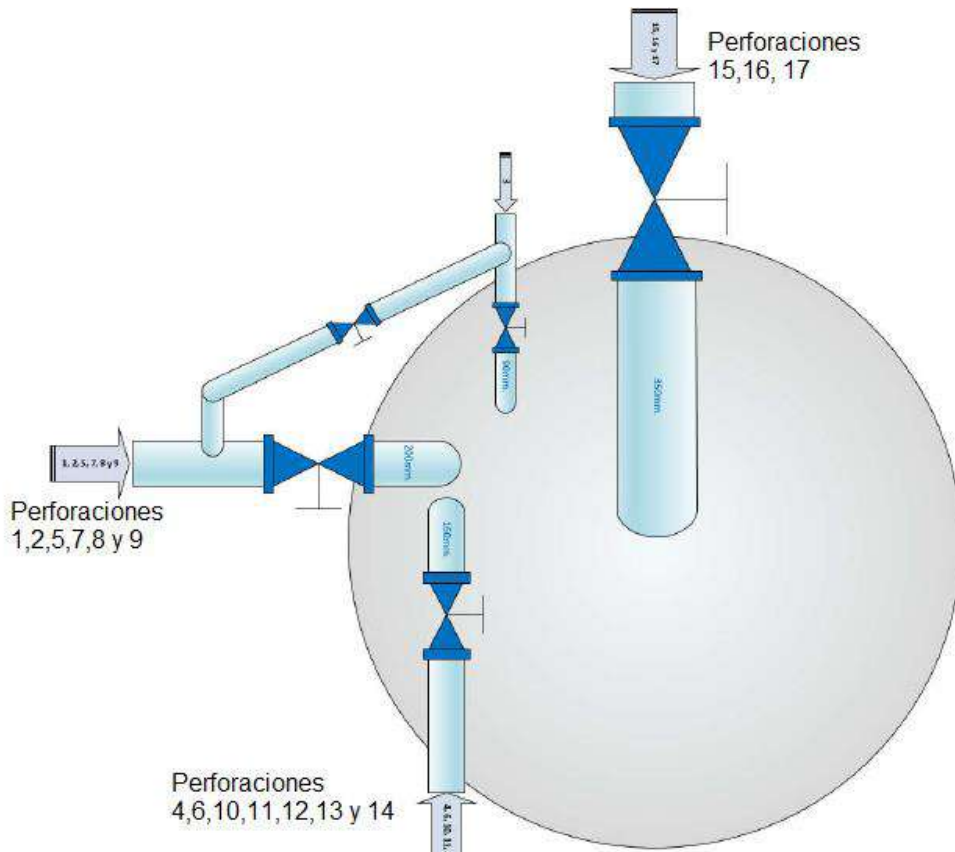


Figura 19 – Ingreso existente del agua de las perforaciones a la cisterna de agua cruda – Fuente de elaboración propia

Tabla 7 – Capacidad de cada pozo - Fuente de elaboración propia

CAPACIDAD Y SISTEMA DE BOMBEO		
	Caudal [m ³ /h]	Bomba [HP]
P1 a P11 y P13	40.00	7.5
P12	68.00	10
P14	68.00	10
P15	77.00	15
P16 y P17	68.00	10

2.5. Resumen: Calidad y capacidad de la fuente

A continuación, se presentan planillas con los datos correspondientes a la calidad (concentraciones promedio de hierro y manganeso) y capacidad de cada pozo de extracción (caudal volumétrico horario).

Tabla 8 – Concentraciones de hierro (Fe) y manganeso (Mn) y caudales de cada perforación – Fuente de elaboración propia

PROMEDIOS 2020-2021-2022				
	Promedio hierro [mg/l]	Promedio Manganeso [mg/l]	Observaciones de la cooperativa Cotelvo	Caudal [m ³ /h]
P1	0.38	0.33	Variaciones abruptas	40
P2	0.59	0.41	Variaciones abruptas	40
P3	0.30	0.12		40
P4	0.98	0.24		40
P5	3.29	0.48		40
P6	2.49	0.44		40
P7	1.57	0.37	Variaciones abruptas y altos valores de Fe	40
P8	4.74	1.02	Historicamente altos valores de Fe	40
P9	3.52	0.77	Historicamente altos valores de Fe	40
P10	2.61	0.26	Empeoro considerable su calidad	40
P11	2.07	0.28	Variaciones abruptas	40
P12	0.20	0.05		68
P13	1.78	0.34		40
P14	1.55	0.28	Compensa 8 y 9	68
P15	0.69	0.12		77
P16	0.25	0.06		68
P17	0.79	0.12		68

Tabla 9 – Parámetros de calidad – Fuente de elaboración propia

Calidad de los pozos	
	Concentracion
	Hierro
	<1 mg /L
	1 mg /L < X < 2,5 mg/L
	>2,5 mg /L

Tabla 10 – Concentraciones de Fe y Mn y caudales según la combinación de pozos – Fuente de elaboración propia

COMBINACIONES ACTUALES 2019-2020-2021-2022			
	Hierro [mg/l]	Manganeso [mg/l]	Caudal [m ³ /h]
P6+P7+P9+P10+P14	0.51	0.09	228.00
P3+P4+P5+P12+P13	0.27	0.03	228.00

2.6. Sistema de bombeo de agua cruda de cisterna a aireador existente

Debido a que se prevé un aumento de la capacidad de la Línea 02 de 120 -140 m³/h a 200 m³/h es necesario un reacondicionamiento del sistema de bombeo existente y el diseño de un nuevo sistema de bombeo. Dicho sistema será desde la cámara de aspiración en la cisterna de agua cruda hasta la entrada bridada del tanque aireador existente. Es decir, el bombeo está destinado a conectar la siguiente parte del esquema presentado anteriormente:

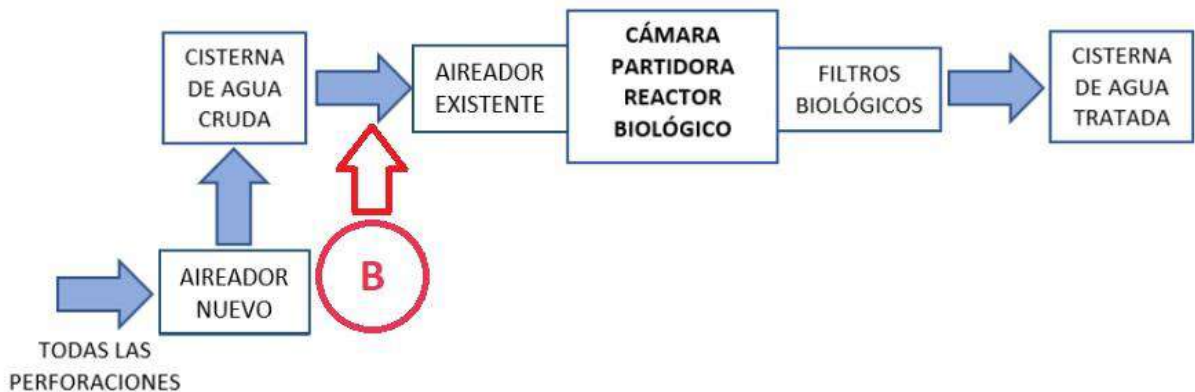


Figura 20 – Ubicación del nuevo sistema de bombeo – Fuente de elaboración propia

Según datos suministrados por la cooperativa, se requiere un sistema de bombeo que sea capaz de elevar la totalidad del caudal porque el sistema de bombeo actual lo necesitan para bombear a los ablandadores en algunos momentos, y en otros queda como back up del sistema que se va a diseñar en este apartado, es decir, por requerimiento del comitente no va a ser un reacondicionamiento sino un cálculo, diseño y reemplazo del sistema de bombeo.

El diseño del sistema de bombeo se detalla en el Apartado “**3.5. Diseño del sistema de bombeo a Línea 02**”, en la Memoria de Cálculo adjunta.

2.7. Canal de Desagüe

Actualmente, la Línea 02 de tratamiento de la planta dispone de un canal de efluentes para evacuar el agua de limpieza de cada unidad. Debido a la ampliación proyectada, será necesario cuantificar el caudal horario que aportan las distintas unidades al canal, de las cuales se destacan:

- Etapa de aireación (aireador nuevo sobre cisterna de agua cruda).
- Antigua Etapa de floculación, actual cámara de carga.
- Antigua Etapa de sedimentación, actual pre filtración.
- Filtración (filtros rápidos descendentes).
- Ablandadores (mediante resinas de intercambio iónico).

Mediante la implementación del Proceso BioCis-UNR®, se generará un aumento en la remoción del hierro y manganeso, con lo cual se modificarán los tiempos de lavado de cada unidad. Por lo tanto, será necesario verificar y/o redimensionar el canal de desagüe de la Línea 02.

El dimensionamiento de este canal es de suma importancia, no solo por lo que representa un posible desborde, una erosión o socavación del fondo y/o las paredes del mismo sino porque los volúmenes de efluentes (generados por la limpieza de cada unidad en el proceso) conducidos por el

mismo finalizan en un sistema de tratamiento que se deberá dimensionar teniendo en cuenta los volúmenes de aporte.

Si bien la Línea 01 fue transformada en el 2011 y no es objeto de este proyecto, los efluentes de los prefiltros gruesos biológicos filtros rápidos biológicos descendentes de la misma descargan en el canal, que, en su etapa final se une al de la Línea 02, a través del sistema de cañerías y conducciones existentes que tiene la cooperativa.

Para el diseño y dimensionamiento del canal resulta conveniente sectorizarlo según los aportes que recibe cada tramo. Por ende, para mayor detalle, se divide el mismo en tres sectores, que se describen a continuación.

Sector 1: Aportes de Aireador nuevo, exfloculadores y tolvas del exsedimentador (futuros cámara de carga y reactores biológicos respectivamente)

- *Aporte del aireador nuevo.*

El nuevo aireador se va a disponer sobre la cisterna de agua cruda existente y recibirá el caudal de agua cruda proveniente de las perforaciones. Como el aporte del mismo al canal (durante la limpieza) es muy bajo, no se tendrá en cuenta para el diseño del canal. En cuanto a su implantación, se recomienda observar el **Plano 003 A**.

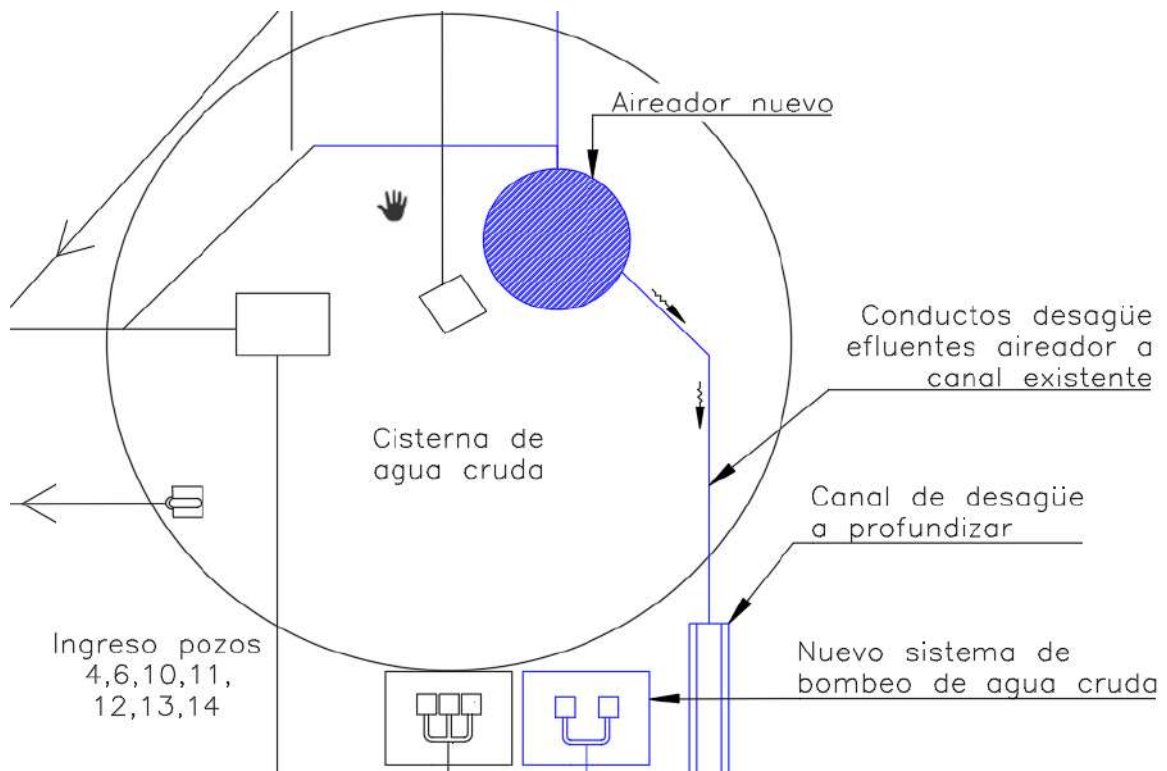


Figura 21 – Desagüe de efluentes del nuevo aireador – Fuente de elaboración propia

- Aporte del exfloculador (actual cámara de carga) y del exsedimentador (reactor biológico).

El floculador tendrá pequeñas modificaciones, pero no intervendrá de forma directa en el proceso. La transformación del sedimentador en reactor biológico si interviene de forma directa.

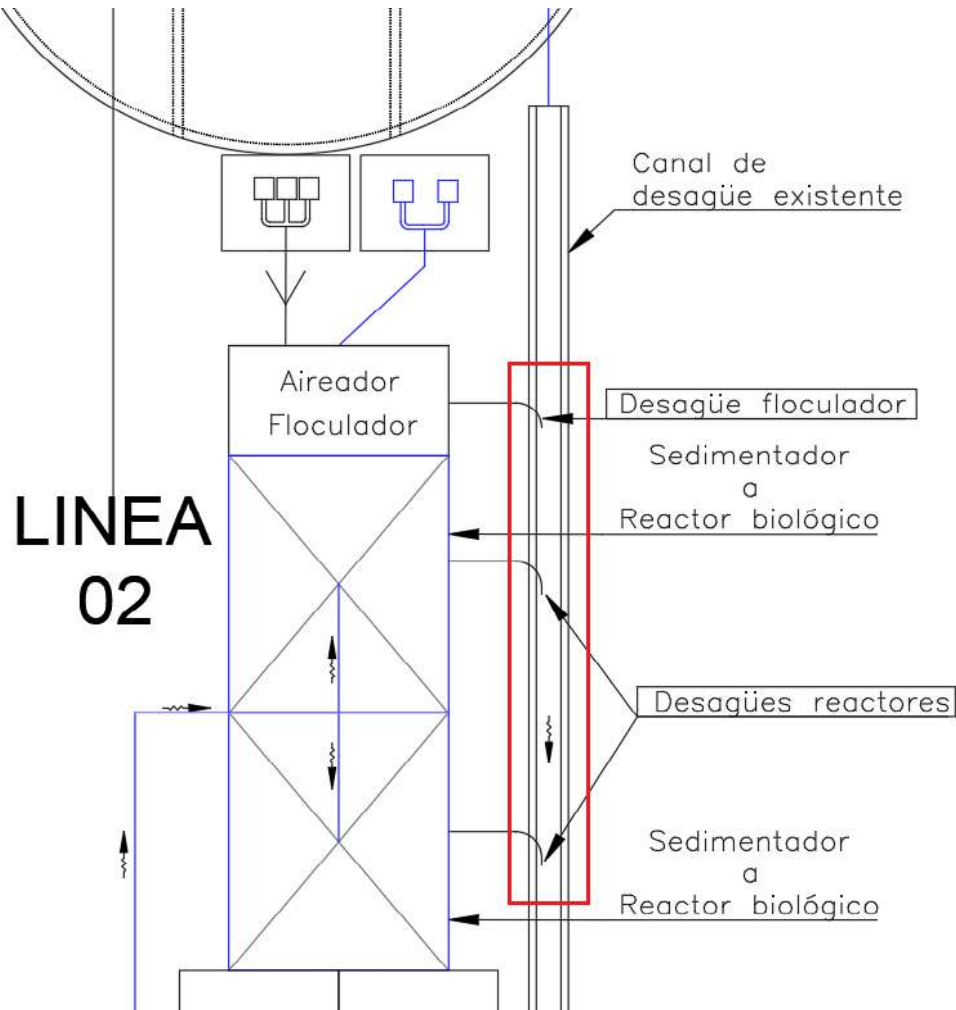


Figura 22 – Desagüe de efluentes del exfloculador y de las tolvas (futuros reactores biológicos) – Fuente de elaboración propia

Sector 2: Aportes de filtros rápidos existentes de ambas líneas y ablandadores.

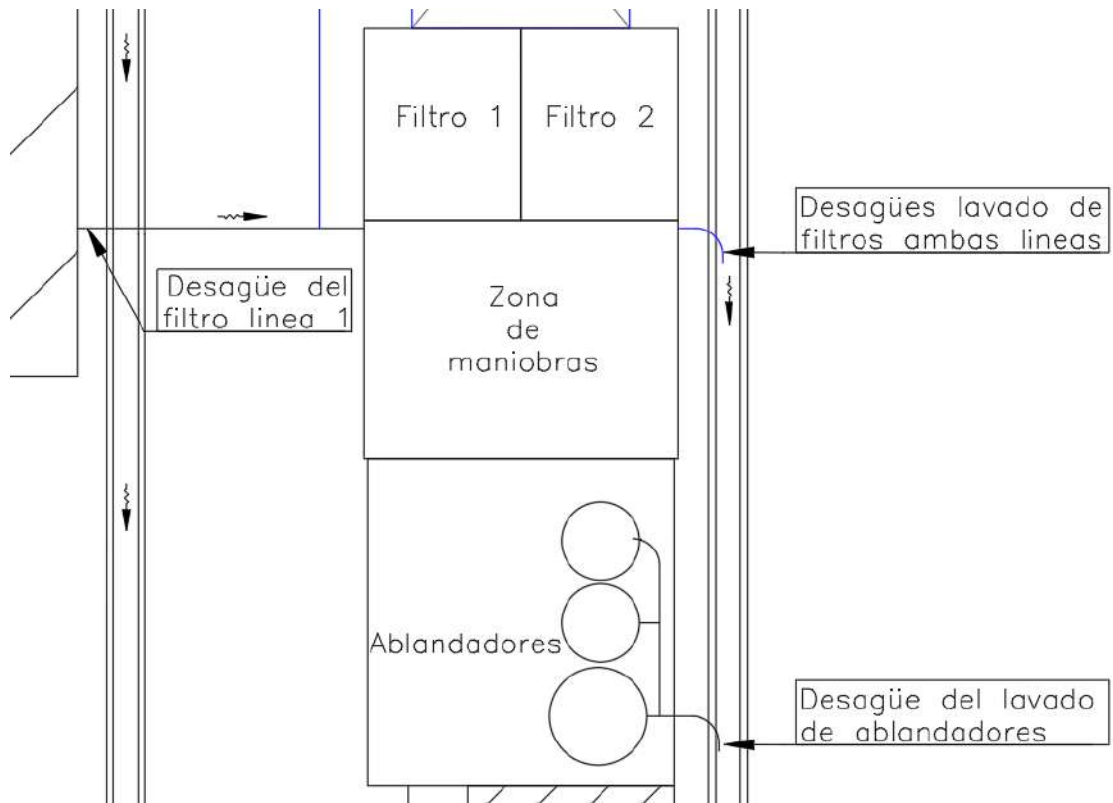


Figura 23 – Desagüe de efluentes provenientes del lavado de filtros y ablandadores – Fuente de elaboración propia

Sector 3: Unión de los desagües de cada canal individual de las líneas

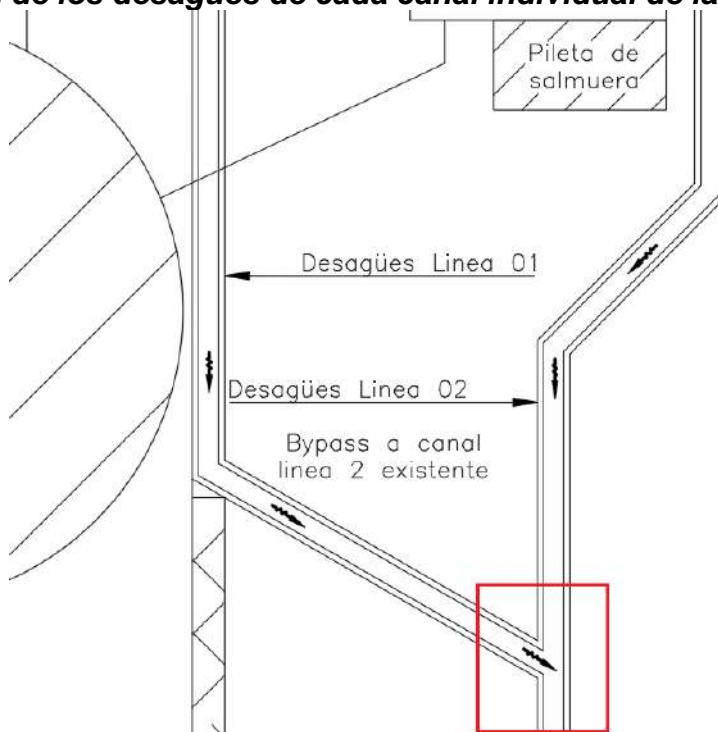


Figura 24 – Desagüe de efluentes provenientes de ambas líneas (01 y 02) – Fuente de elaboración propia

Estos aportes que se tienen durante las distintas horas del día, dependen de la frecuencia de purga de cada una de las unidades del sistema, para lo cual se solicitaron datos al personal de la cooperativa referido a un esquema de lavados típico de un día de la planta y se ordenaron de la siguiente forma:

Los cálculos realizados se presentan en la memoria de cálculo apartado “**3.6. Cálculo del Canal de Desagüe**”.

2.8. Sistema de tratamiento de efluentes

En función del proceso de remoción biológica de los metales naturales presentes en el agua cruda (hierro y manganeso) que se va a implementar en la Línea 02, se van a generar mayores volúmenes de efluentes (en relación a los generados hoy en día) que se calculan en función de los caudales de limpieza de las distintas unidades de la planta (reactores, filtros, ablandadores).

Actualmente, la planta cuenta con un canal de efluentes cuyas dimensiones corresponden al caudal generado hasta el momento. Por lo cual, en el apartado anterior “**2.7. Canal de Desagüe**”, dado el aumento de caudal proyectado, se desarrolla el redimensionamiento del mismo, teniendo en cuenta tres sectores.

El sector 3, en correspondencia a la unión de los canales de desagüe de ambas líneas (canales de mampostería), será el más cargado con efluentes, es decir, aquel que tendrá que transportar los mayores volúmenes de agua de lavado. A su vez, este canal se conecta de manera directa con un canal de tierra (o cuneta existente) que se desarrolla aproximadamente 289 metros hasta su descarga fuera del predio de la cooperativa en una cuneta pluvial, como se puede observar en la siguiente imagen (ver [Figura 25](#)).

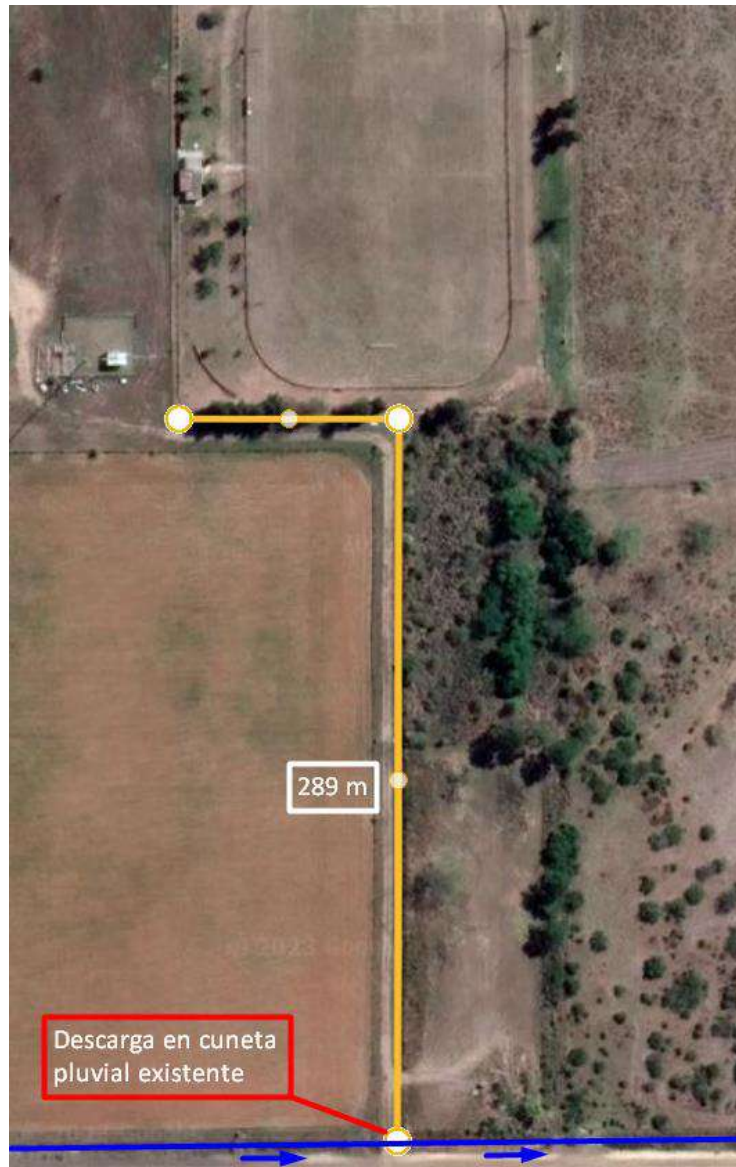


Figura 25 – Cuneta de tierra dentro del predio – Fuente de elaboración propia

Como se puede observar en la siguiente imagen (ver [Figura 26](#)), la cuneta posee un color rojizo producto del hierro y manganeso presentes en los efluentes.



Figura 26 – Cuenta interna existente – Fuente: Elaboración Propia, visita a la Planta por parte de los autores

Dado que se realiza una descarga directa a un curso de agua (en este caso la cuneta), se debe tener en cuenta la normativa N° 1089 de vuelco a un pluvial. Establece “RESOLUCIÓN N° 1089/82 REGLAMENTO PARA EL CONTROL DEL VERTIMIENTO DE LÍQUIDOS RESIDUALES:

El presente Reglamento establece las condiciones a que deberá ajustarse el efluente y el proyecto, construcción, reparación, modificación, mantenimiento y contralor de funcionamiento de las instalaciones de que debe dotarse a aquellos inmuebles cuyos líquidos residuales requieran un tratamiento previo para alcanzar las condiciones de vuelco aceptables para su descarga a los cuerpos receptores; Que los objetivos del sistema que se establece son los siguientes:

- a) Obtener que los efluentes no contengan sustancias contaminantes, tendiendo fundamentalmente a asegurar:
 - 1) El saneamiento integral de las poblaciones.
 - 2) La no contaminación de las aguas en general.

- b) Orientar las tareas inherentes al proyecto y construcción de las instalaciones internas de carácter industrial y de las instalaciones para la conducción del efluente, no participando en la aprobación de planos. Quedando como únicos responsables del proyecto y construcción de las obras el propietario del establecimiento y el matriculado, exigiéndose solamente la presentación de planos esquemáticos y de la documentación mínima indispensable

El título C de la norma establece las características que tiene que tener un efluente vertido a un curso superficial o a un conducto pluvial abierto.

“Los EFLUENTES que se vuelquen a conducto pluvial abierto o directamente a curso de agua superficial, con excepción de cuenca cerrada, deberán cumplir con los siguientes límites de VOLCAMIENTO:

1. pH: deberá estar comprendido entre el 5,5 y 10,0.
3. SULFUROS: Su cantidad deberá ser inferior a 1 mg/l.

13. No debe contener, en concentraciones superiores a las admisibles para aguas de bebida humana. **Para el parámetro HIERRO, el valor límite deberá ser de 2,50 mg/l.**

Alternativas planteadas para evitar el vuelco directo de los efluentes en la cuneta

En un principio, se consideró la ejecución de una laguna de sedimentación para generar un estancamiento del agua que llega del canal de desagüe, con la consecuente decantación de los sólidos presentes en la misma. Sin embargo, considerando el constante flujo de caudal que llegaría a la laguna (en función de los esquemas de lavado de las unidades de potabilización), es posible que el agua no logre el estancamiento necesario.

Por otra parte, mediante un relevamiento realizado por los operarios de la cooperativa en la cuneta pluvial y análisis de calidad del agua en la misma (desarrollados posteriormente), se pudo observar el desarrollo de una especie de humedal en la cuneta que permitía la limpieza natural del agua una vez que llegaba desde la planta. Se adjunta una imagen de la cuneta pluvial externa a continuación (ver [Figura 27](#)).

Por estos motivos, la solución planteada consistirá en un sistema de tratamiento de efluentes compuesto por “canales en paralelo” que generen el movimiento constante del agua, es decir, una cuneta tipo flujo pistón (ver [Figura 28](#)). Para mayor comprensión, ver **Plano 002**.



*Figura 27 – Cuneta pluvial actual, fuera del predio –
Fuente: Elaboración Propia, visita a la Planta por parte de los autores*

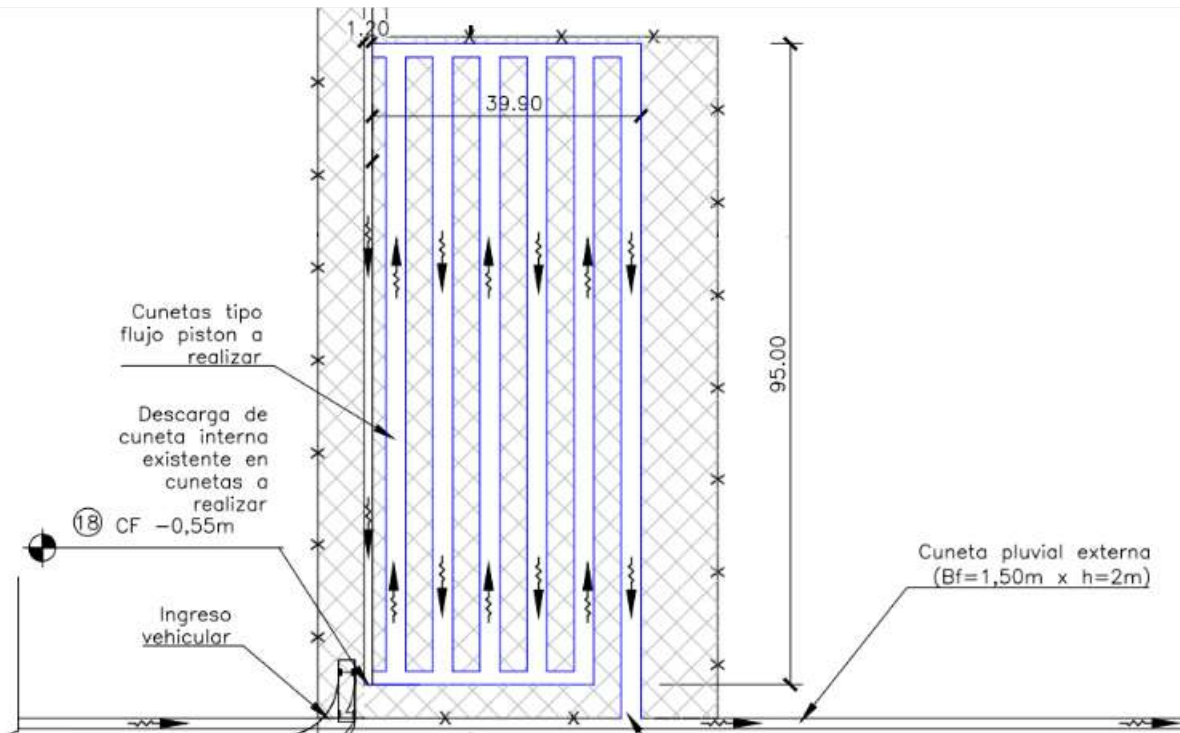


Figura 28 – Sistema de tratamiento de efluentes – Fuente de elaboración propia

El dimensionamiento de este sistema se desarrolla en la memoria de cálculo, apartado “**3.7. Cálculo del sistema de tratamiento de efluentes**”.

2.9. Cisterna de agua tratada

La futura cisterna de agua tratada, hoy en día es una pileta existente construida con el fin de recuperar los efluentes de la planta potabilizadora en la intervención realizada en 2011.

Debido a la dificultad de operación de esta pileta, ya que, los efluentes tenían un tiempo muy prolongado para su sedimentación, los operarios dejaron de utilizarla. Con lo cual, desde la cooperativa de Villa Ocampo, se determinó utilizar dicha pileta de recuperación de efluentes como cisterna de agua tratada.

El proyecto consiste en realizar una cubierta y tabiques internos (para generar el movimiento del agua) en la actual pileta. El sistema consiste en transportar el agua tratada en la nueva cisterna hacia la existente y desde allí, elevarla al tanque (mediante el sistema de bombeo ya instalado), permitiendo la distribución por gravedad a la localidad.

En la siguiente figura (ver [Figura 29](#)) se puede observar la cisterna circular como lo que será la nueva cisterna de agua tratada.



Figura 29 – Futura cisterna de agua tratada – Fuente de Google Earth y elaboración propia

OBS: El volumen de almacenamiento disponible en la futura cisterna de agua tratada ya está definido por las dimensiones que tiene la pileta de recuperación ya construida (existente actualmente).

A continuación, se hace un análisis de alternativas para la construcción de la nueva cisterna de agua tratada según lo establecido en las normas del ENOHSA, en el CAPÍTULO XII ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN DE LA PRESIÓN: *“Fijada la capacidad de almacenamiento se pueden adoptar diversas formas para las reservas y tanques elevados y dentro de ellas, las que minimicen su costo. Para las reservas, la forma con planta circular tiene ventajas en relación a la rectangular dado que sus paredes estarán principalmente dimensionadas a la tracción (presión interna del agua) y a la compresión por carga externa (empuje del terreno), dado que en las de planta rectangular los momentos flexores son dominantes para el dimensionamiento.”*

A pesar de que, según lo expresado anteriormente, una cisterna circular es la solución más conveniente, en nuestro caso ya contamos con una pileta de sección transversal trapezoidal ya construida. Por tal motivo, y considerando el ahorro económico para su ejecución, se decide transformar esta estructura en una cisterna.

OBS: de aquí en adelante a la pileta de recuperación de efluentes se denominará cisterna de agua tratada que será el fin que se espera.

En cuanto a los datos suministrados por la Cooperativa de Villa Ocampo, podemos contar con la planta, corte y detalle de armaduras de la cisterna de agua tratada.

Si bien en este caso, la cisterna de agua tratada ya se encuentra materializada, es necesario realizar un tratamiento de impermeabilización en el interior, ya que, pasará a estar en contacto con el

agua. Para esto, se utiliza lo planteado por la APA (Administración Provincial del Agua de la Provincia de Chaco), del documento OBRA: “PROVISIÓN DE AGUA POTABLE A LA LOCALIDAD DE SAMUHU – PROVINCIA DEL CHACO” - ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES, donde detallan lo siguiente:

“REVOQUE INTERIOR IMPERMEABLE

Impermeabilizar interiormente toda la estructura, mediante un revoque impermeable de no menos de 10 mm de espesor, compuesto por jaharro R (1 parte de cemento y 1 de arena fina) y enlucido S (1 parte de cemento, 2 de arena fina), aplicados sobre la superficie del hormigón previamente picada, si ésta no presentara la rugosidad necesaria, a juicio de la Inspección.

El enlucido S se ejecutará comprimiéndolo fuertemente y alisándolo con llana pequeña, previo enduído con cemento puro, seco o humedecido. Las zonas de los chaflanes se terminarán en forma redondeada (radio no inferior a 3 cm) en toda su extensión, evitándose ángulos vivos.

Una vez terminada la impermeabilización se repetirán las pruebas de estanqueidad. De verificarse pérdidas en esta prueba, se procederá a la impermeabilización con resinas epoxi de dos componentes, aptas para uso sanitario, a exclusivo costo del Contratista.

Una vez efectuada esta segunda impermeabilización de la estructura se repetirán las pruebas de estanqueidad. De verificarse pérdidas nuevamente, el Contratista decidirá si repetirá el mismo procedimiento de impermeabilización o si presentará un nuevo procedimiento a consideración de la Inspección.”

Debido a las grandes dimensiones que se puede observar en el **Plano 006**, se deben ejecutar pantallas deflectoras, con el fin de evitar esas zonas muertas. Para lo cual, las normas del ENOHS, en el CAPÍTULO XII. ALMACENAMIENTO Y REGULACIÓN DE LA PRESIÓN, establecen lo siguiente:

“2.6.9. Pantallas Deflectoras

Las reservas deben proyectarse de manera tal de evitar zonas muertas donde el agua no circule y pueda por lo tanto producirse un deterioro de sus características. Para satisfacer tal condición es habitual colocar pantallas para guiar la circulación del líquido. Si bien deben ser de material resistente a la corrosión, no se requiere que presenten resistencia estructural ya que no se verán sometidas a presiones hidrostáticas ni a esfuerzos originados en la circulación del agua.”

Como solución, se ejecutarán tabiques de hormigón armado, cuyas dimensiones se pueden observar en el **ANEXO PLANOS (Plano 006)**. Por otra parte, es necesario vincular estas pantallas deflectoras a las paredes de cisterna de agua tratada, generando así un tabique empotrado, tanto en las paredes laterales como en el fondo del mismo. Para generar un elemento monolítico, se deben considerar procedimientos constructivos que garanticen dicho empotramiento. De aquí la importancia de contar con los planos donde se detallan las armaduras de la cisterna de agua tratada, debido a que las pantallas deberán vincularse con ellas (ver **Plano 006**).

En cuanto al proceso constructivo para realizar la vinculación de ambos elementos, se cuenta con dos alternativas:

- Anclajes químicos, ver **ANEXO N°8 – Anclajes Químicos**.
- Demolición de parte del hormigón de la cisterna que garantice un adecuado anclaje entre la armadura requerida para las pantallas y la armadura ya existente y posterior hormigonado para generar así la estructura monolítica deseada.

Dado que se requieren alrededor de 10 pantallas deflectoras se opta por la ejecución de los anclajes químicos, ya que, esta técnica es eficiente y evita un posible problema de unión de armaduras ya existentes y nuevas armaduras a colocar.

En la siguiente figura (ver [Figura 30](#)) se puede observar las distancias entre las pantallas y sus longitudes (tales que permita esa circulación continua y no se genere la estanqueidad del fluido).

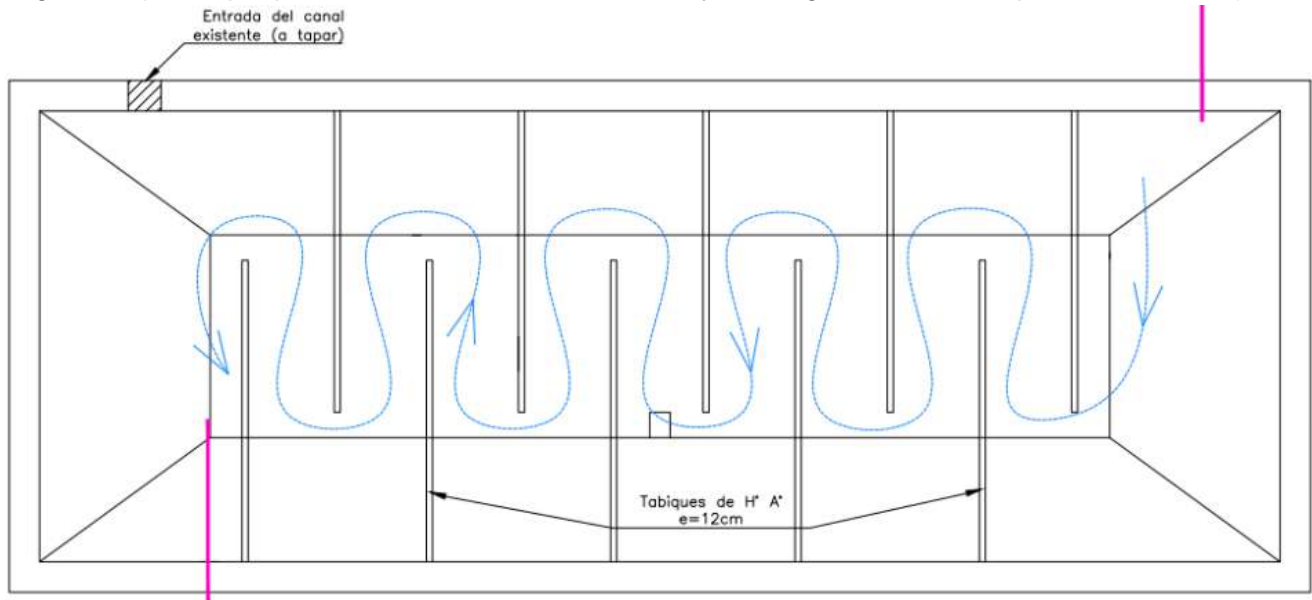


Figura 30 – Ubicación de los tabiques deflectores – Fuente de elaboración propia

Por otra parte, la cisterna de agua tratada deberá contar con una “tapa”, es decir que, estructuralmente es necesario ejecutar una cubierta, y para ello se analizan dos opciones. Cualquiera sea el caso, se deben considerar los siguientes elementos:

- Dos bocas de acceso, y con ello una escalera, para el ingreso de una persona más un equipo para llevar a cabo la limpieza de manera manual, dentro de la cisterna.
- Ventilación en la cubierta.
- La cisterna deberá contener un cerramiento adecuado en todas sus partes, debido a que no será posible el ingreso de agentes externos.
- La cubierta tendrá un colchón de tierra por encima. Siendo muy beneficioso para el agua en el interior de la cisterna debido a que atenúa la temperatura.

La primera opción es una cubierta metálica, en la cual se solucionan de una manera muy sencilla las bocas de acceso para el ingreso del personal, pero la misma no será posible realizar, debido a que su materialidad eleva demasiado la temperatura, impactando directamente en el agua del interior de la cisterna. Otro impacto negativo es que la misma sufrirá oxidación. Por estos motivos queda descartada esta primera opción.

En cuanto a la segunda opción, se opta por una cubierta alivianada, compuesta por viguetas, que las mismas apoyan sobre los tabiques (pantallas deflectoras), variando sus longitudes, pero de esta manera no colocaremos vigas transversales para que apoyen dichas viguetas, a su vez será aliviada ya que contará con ladrillos cerámicos huecos (ver [Figura 31](#)).

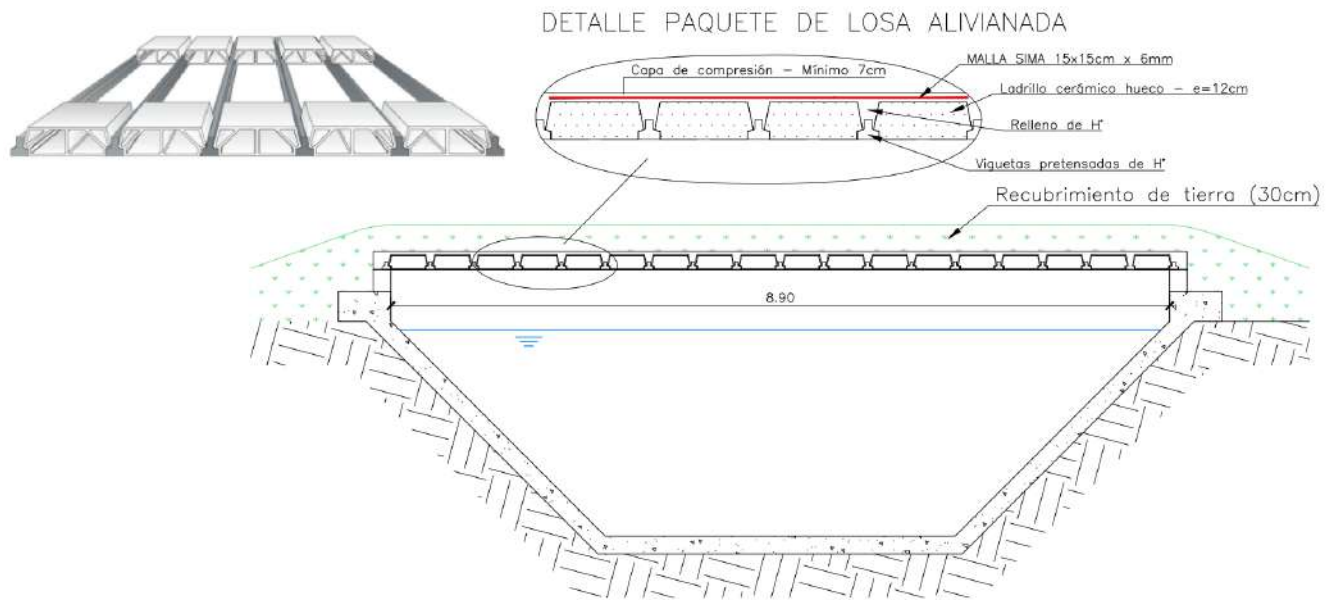


Figura 31 – Corte transversal de la nueva cisterna de agua tratada proyectada – Fuente de elaboración propia

Para mayor detalle ver el **Plano 006**, en el anexo correspondiente.

3. Memoria de Cálculo

3.1. Población de Diseño

Para estimar la capacidad futura que requerirá el sistema de agua potable, se realiza una evaluación del crecimiento poblacional.

Se procedió al cálculo del crecimiento poblacional, mediante los siguientes métodos:

- 1) Proyección Aritmética.
- 2) Proyección Geométrica.
- 3) Tasas Medias Anuales Decrecientes.

Se detallan en las siguientes tablas ([Tabla 11](#) y [Tabla 12](#)), las fórmulas utilizadas y los resultados obtenidos de la evolución de la demanda del servicio, para cada etapa del proyecto.

Tabla 11 – Resultados del análisis de proyección de población en la ciudad de Villa Ocampo –
Fuente de elaboración propia

Población de diseño			
Datos censales de POBLACIÓN TOTAL brindados por la cooperativa COTELVO, correspondientes a los años 1991, 2001 y 2010			
	1991	11,335	habitantes
	2001	11,780	habitantes
	2010	15,037	habitantes
Proyección Aritmética	$P_n = a \times n + b$		
	a	362	
	b	-712360	
Población proyectada al año actual (año 0)	2023	19,742	habitantes
Población proyectada al año 10	2033	23,360	habitantes
Población proyectada al año 20	2043	26,979	habitantes
Proyección Geométrica	$P_n = P_0 \times (1+i)^{(n-n_0)}$		
Tasa media anual de crecimiento poblacional para los siguiente períodos:			
1991-2010 (abarcando todos los períodos censales)		1.50 %	
1991-2001 (abarcando primer período censal)		0.39 %	
2001-2010 (abarcando segundo período censal)		2.75 %	
Población proyectada al año actual (año 0)	2023	21,394	habitantes
Población proyectada al año 10	2033	28,060	habitantes
Población proyectada al año 20	2043	36,803	habitantes
Método de las Tasas Medias Anuales Decrecientes			
Tasa media anual crecimiento poblacional 1° período intercensal (1991-2001)	$i_1 =$	0.39 %	
Tasa media anual crecimiento poblacional 2° período intercensal (2001-2010)	$i_2 =$	2.75 %	
Promedio tasa media anual de crecimiento poblacional (1991-2010)	$i^* =$	1.57 %	
Población proyectada al año actual (año 0)	2023	25,392	habitantes
Población proyectada al año 10	2033	29,665	habitantes
Población proyectada al año 20	2043	34,658	habitantes
Se adopta como población de diseño (según Proyección Geométrica):			
Población proyectada al año 0 (2023)	2023	25,392	habitantes
Población proyectada al año 10	2033	28,060	habitantes
Población proyectada al año 20	2043	36,803	habitantes

Tabla 12 – Resumen Proyección de la población – Fuente de elaboración propia

PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN VILLA OCAMPO				
AÑOS	POBLACIÓN CENSADA	PROYECCIÓN ARITMÉTICA	PROYECCIÓN GEOMÉTRICA	TASAS MEDIAS ANUALES DECRECIENTES
1991	11,335			
2001	11,780			
2010	15,037			
2023		19,742	21,394	25,392
2033		23,360	28,060	29,665
2043		26,979	36,803	34,658

3.2. Dotación de Diseño y Caudales de Diseño

Dotación de Diseño

Tabla 13 – Dotación de diseño adoptada – Fuente de elaboración propia

La localidad cuenta con red de distribución de agua de consumo. Según mediciones en distintos puntos de la red, el consumo actual de la localidad es de 200 l/hab.día (dato brindado por la cooperativa)	
Dotación de consumo actual	200 lts/hab.día
<i>Se prevé que esta dotación se incremente durante la explotación del servicio, adoptándose un crecimiento del 0,75 % anual, adoptándose el siguiente valor:</i>	
Dotación de consumo proyectada	230 lts/hab.día
<i>(Normas ENOHSA. Fundamentación. Capítulo II. Tabla 33. Página 98, considerando servicio con medidor, y una población entre 25000 y 100000 hab.: 200-250 L/hab.día)</i>	

Caudales de Diseño

Tabla 14 – Resumen Caudales de diseño calculados – Fuente de elaboración propia

	Año 0 2023	Año 10 2033	Año 20 2043
Población total (hab.)	25,392	28,060	36,803
Porcentaje cobertura red	80%	80%	100%
Población servida (hab.)	20,314	22,448	36,803
$\bar{\delta}_d$ (L/hab.día)	230	230	230
α	1.95	1.95	1.95
α_1	1.30	1.30	1.30
α_2	1.50	1.50	1.50
β_1	0.70	0.70	0.70
Q_C (m ³ /día) (m ³ /h) (m ³ /s) (L/s)	4672	5163	8465
	194.67	215.13	352.70
	0.054	0.060	0.098
	54.08	59.76	97.97
Q_{L0} (m ³ /día) (m ³ /h) (m ³ /s) (L/s)	4906		
	204.40		
	0.057		
	56.78		
Q_E (m ³ /día) (m ³ /h) (m ³ /s) (L/s)	9111	10068	16506
	379.61	419.50	687.76
	0.105	0.117	0.191
	105.45	116.53	191.04

Referencias:

Q_L = caudal máximo horario del día de menor consumo al año inicial (caudal mínimo de autolimpieza)

Q_c = caudal medio diario anual

Q_E = caudal máximo horario

$\bar{\delta}_d$ = dotación de diseño

α = Coeficiente de caudal

α_2 = Coeficiente de caudal máximo horario

β_1 = Coeficiente de caudal mínimo diario

Los coeficientes de caudal se obtuvieron de la Tabla N°5 (Normas ENOHSA. Criterios Básicos. Capítulo II. Página 22).

Tabla 15 – Caudales de proyecto – Fuente de elaboración propia

CAUDALES DE PROYECTO	Año 0 2023	Año 10 2033	Año 20 2043
Caudal medio diario anual Q_c (m ³ /día)	4672	5163	8465
Caudal máximo horario Q_E (m ³ /día)	9111	10068	16506
Caudal mínimo de autolimpieza Q_{L0} (L/s)	56.78	-	-

3.3. Análisis de Calidad de la fuente

Se realiza un análisis cronológico de las concentraciones de hierro total y manganeso, teniendo en cuenta el límite obligatorio establecido por la ley (marcado con una línea roja) para analizar la diferencia entre ambos valores. Estos valores corresponden a las tres muestras realizadas en distintos sectores del sistema de potabilización (ver [Figura 16](#) - apartado 2.4.1).

HIERRO TOTAL

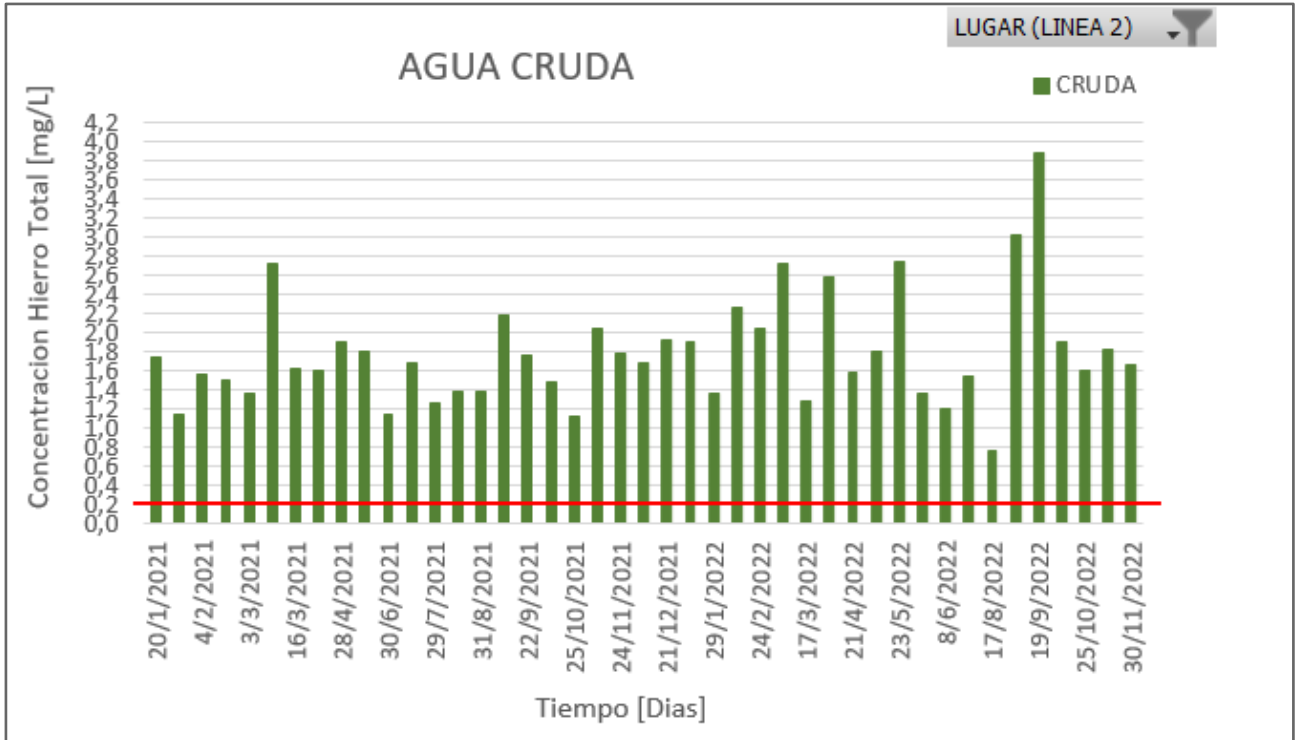


Figura 32 – Concentración de Hierro en Agua Cruda (Muestra 1) – Fuente de elaboración propia

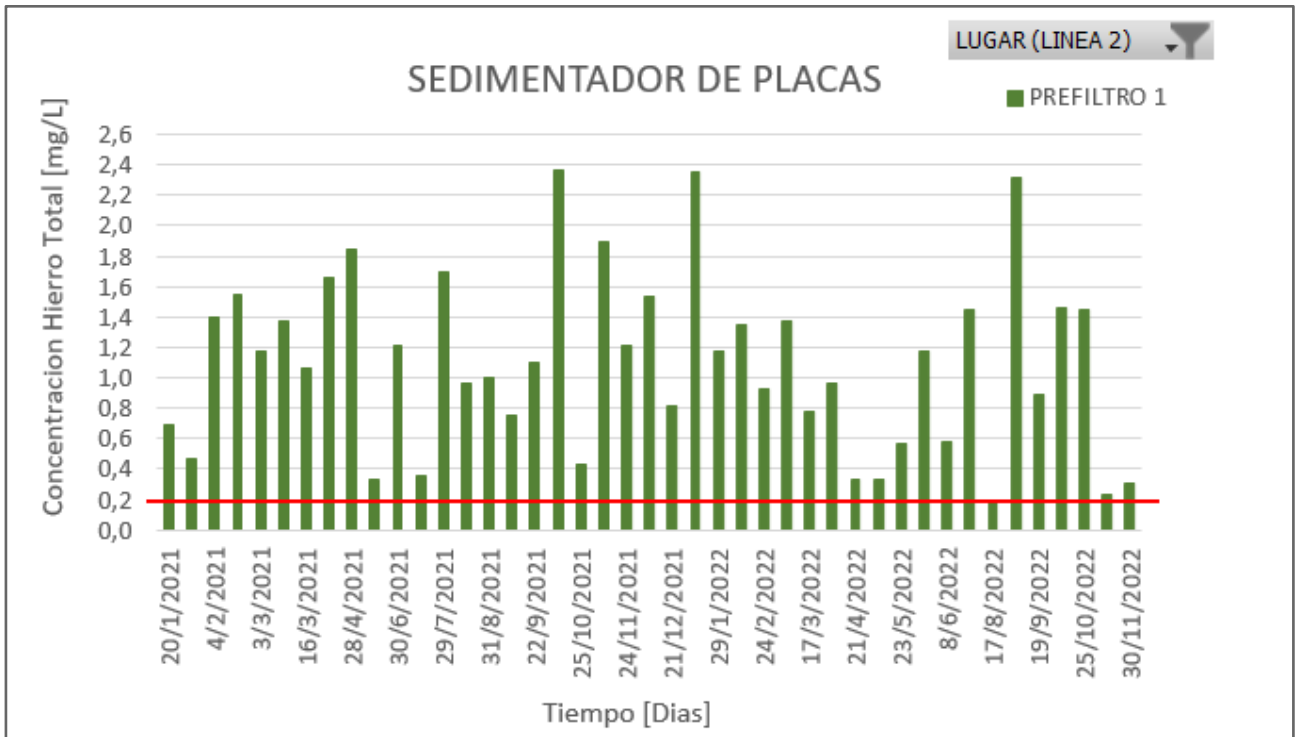


Figura 33 – Concentración de Hierro en el Sedimentador de placas (Muestra 2) – Fuente de elaboración propia

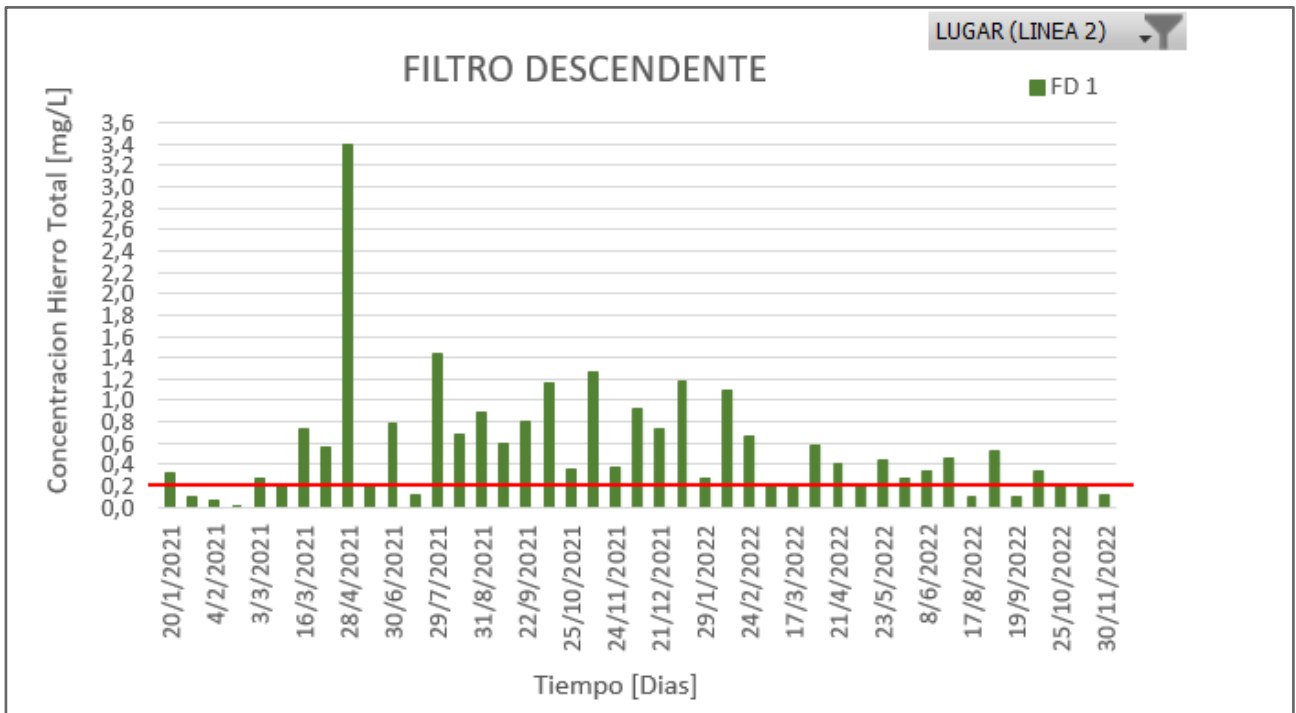


Figura 34 – Concentración de Hierro en Filtro Descendente (Muestra 3) – Fuente de elaboración propia

El valor de hierro total obtenido el 28/04/2021, no es representativa de la muestra, lo cual lleva a descartar siendo un valor atípico. El motivo de dejarlo es para dejar asentado gráficamente que dentro de lo que es la toma de muestras se pueden cometer errores. Por ejemplo, si no se purga la cañería el tiempo adecuado, permitiendo evacuar el efluente de forma adecuada, se producirá una concentración alta.

MANGANESO

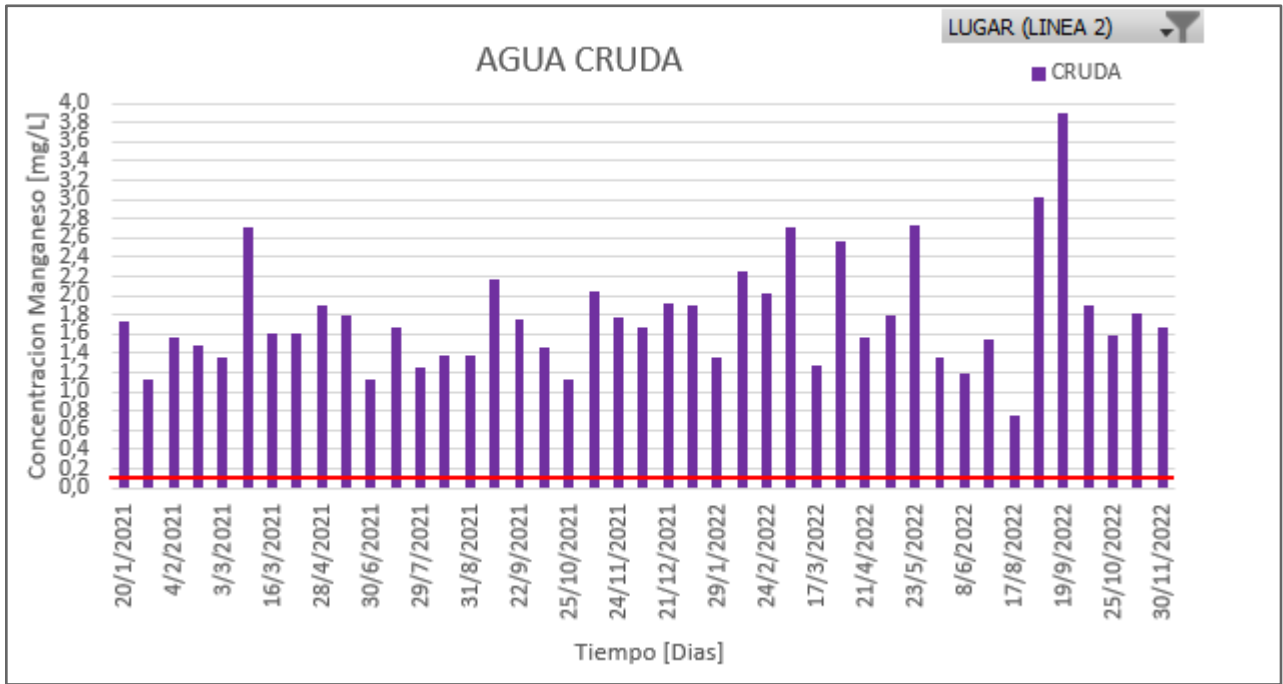


Figura 35 – Concentración de Manganeseo en Agua Cruda (Muestra 1) – Fuente de elaboración propia

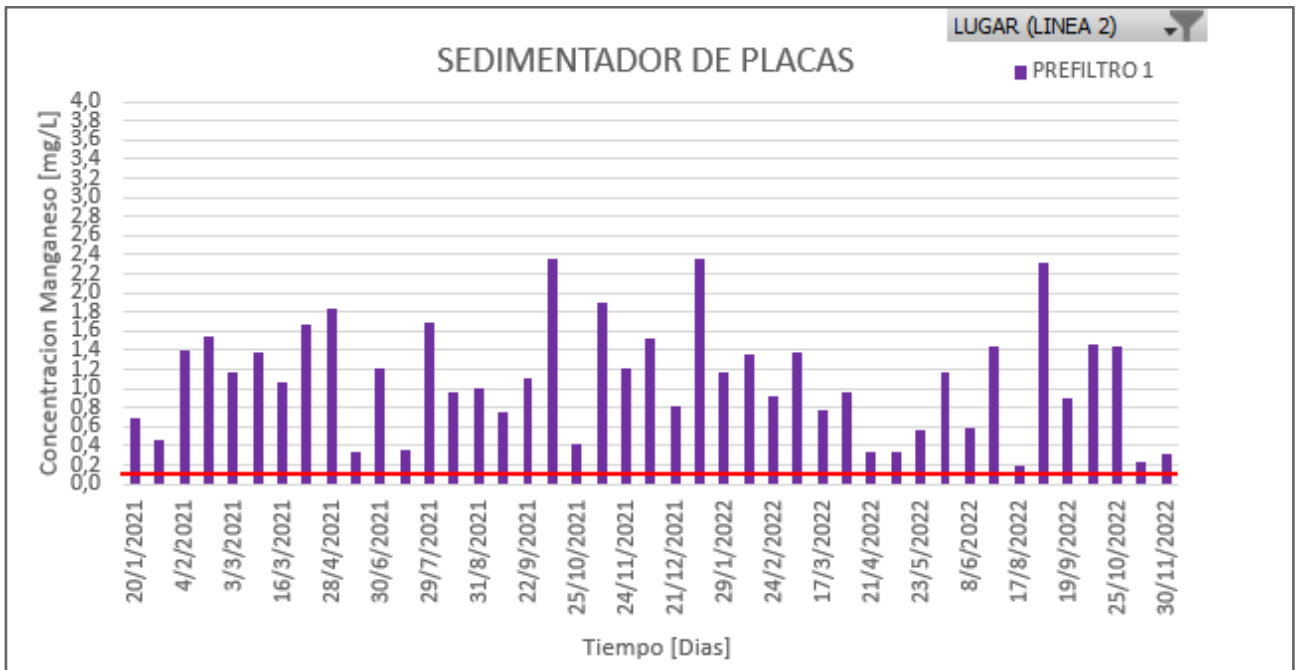


Figura 36 – Concentración de Manganeseo en Sedimentador de placas (Muestra 2) – Fuente de elaboración propia

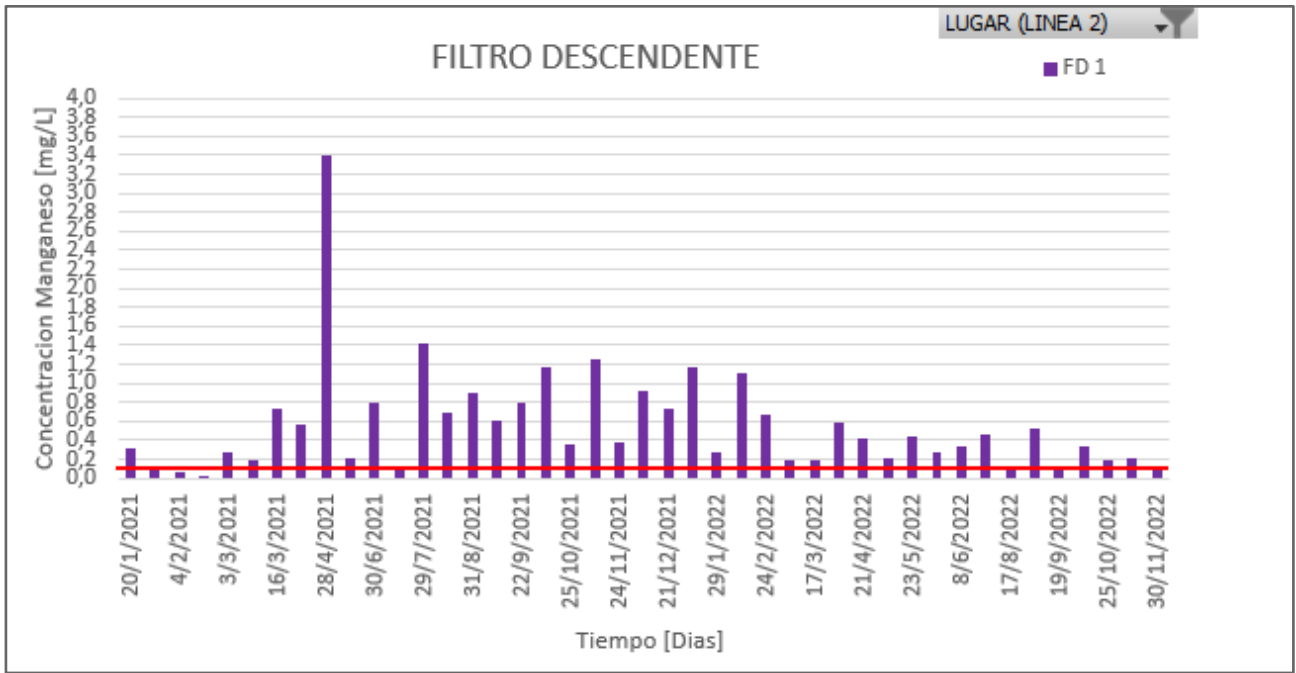


Figura 37 – Concentración de Manganeso en Filtro Descendente (Muestra 3) – Fuente de elaboración propia

OBS: Cabe remarcar que los datos brindados son correspondientes al comienzo de cada mes y al finalizar este.

3.4. Cálculo de las unidades de potabilización

Para comenzar con la ampliación de la planta potabilizadora, se proyectarán cada una de las unidades de la línea de tratamiento (Línea 02). Para esto, es necesario conocer los caudales actuales con los que opera la totalidad de la planta (ambas líneas) y luego determinar el caudal máximo de operación, que depende de la capacidad de las unidades, como se define a continuación.

Tabla 16 – Caudales de diseño de cada línea – Fuente de elaboración propia

1- CAUDAL DE DISEÑO			
De los datos suministrados por la Cooperativa (enero 2023):			
La línea 1 se opera entre 120 a 150 m ³ /h			
Caudal máximo total de proyecto Línea 01	Q ₀₁	150	m ³ /h
La línea 2 se opera entre 110 a 140 m ³ /h			
Caudal máximo total de proyecto Línea 02	Q ₀₂	200	m ³ /h
Caudal tratamiento planta completa	Q _t	350	m ³ /h
Nota: según datos suministrados por la cooperativa, a enero de 2023, con la capacidad actual se podría llegar a un caudal total de 340 m ³ /h.			
Para la línea a transformar			
Número de líneas de tratam. (PF y FILTROS)		2	líneas
Caudal de diseño modular		100	m ³ /h
Se adopta caudal máximo FILTROS		100	m ³ /h

Se puede observar que la planta completa tiene la posibilidad de tratar un caudal de 350 m³/h, lo cual coincide con el caudal proyectado para el año 2043 (Q_c=352,70 m³/h, caudal máximo horario), calculado en el apartado “**3.2 Dotación de diseño**”, en función del análisis de población realizado.

3.4.1. Predimensionamiento de las unidades de potabilización

Para realizar el predimensionamiento del nuevo aireador a colocar, se debe verificar la velocidad transversal de entrada, que se calcula dividiendo el caudal máximo de la planta (350 m³/h: 200 m³/h para la Línea 02 y 150 m³/h para la Línea 01) por el área transversal del aireador (que depende de las dimensiones proyectadas).

A partir de lo calculado (ver *Tabla 17*), se puede verificar que la velocidad obtenida es aproximadamente de 50 m/h, que coincide con la velocidad máxima definida en las especificaciones del proceso BioCis-UNR.

Por otra parte, de la misma forma se verifica la velocidad de trabajo del aireador existente (ver apartado 2.1.2 de la *Tabla 18*). Considerando un diámetro de 1,70 m, se obtiene una velocidad mayor a 50 m/h.

Tabla 17 – Predimensionamiento nuevo aireador – Fuente de elaboración propia

2- PREDIMENSIONAMIENTO UNIDADES DE TRATAMIENTO			
2.1 Predimensionamiento Etapa de Aeración			
2.1.1 Predimensionamiento Aireador nuevo sobre cisterna			
Caudal máximo (para ambas líneas)	Qt	350	m ³ /h
Velocidad transversal máx s/especif del proceso BioCis-UNR		50	m/h
En Villa Ocampo Línea 1		38.2	m/h
<i>Dimensiones adoptadas</i>			
Diametro		3.00	m
Altura del recipiente		2.84	m
Area en planta		7.07	m ²
Velocidad de trabajo		49.5	m/h
2.1.2 Verificación Aireador Existente (sobre Línea 02)			
A continuación se verifican las velocidades con aireador existente (diam 1,70 m y altura 2,20 m)			
Caudal máximo		200	m ³ /h
<i>Dimensiones</i>			
Diametro		1.7	m
Area aireador en planta		2.27	m ²
Velocidad de trabajo		88.2	m/h

En cuanto al proceso de filtración, para garantizar una adecuada pre filtración, es decir, una primera etapa de remoción del hierro y manganeso, se debe trabajar con velocidades de pre filtración bajas, menores a 5 m/h. Esto se obtiene sencillamente de la ecuación de continuidad para un fluido como $\rightarrow V= Q/A$.

Luego de la zona de sedimentación mediante los reactores biológicos, se pasa a los filtros rápidos. Para ello, se verifica la velocidad de filtración de los mismos, calculada como se mencionó anteriormente ($V=Q/A$).

A continuación (ver [Tabla 18](#) y [Tabla 19](#)), se evalúan las velocidades de filtración tanto en la etapa de prefiltración ascendente (zona floculador existente) como en la etapa de filtración final (filtros rápidos).

Tabla 18 – Predimensionamiento filtros ascendentes – Fuente de elaboración propia

2.2 Predimensionamiento Prefiltración Ascendente			
Velocidad de filtración			
Zona Floculador existente			
Caudal Línea 02	Q_{02}	200.0	m3/h
ancho zona debajo aerador		1.6	m
largo		2.0	m
Area filtrante en planta del sector		3.20	m2
Velocidad de pre filtración		62.5	m/h
Zona Sedimentador de placas			
<i>Una línea de tratamiento</i>			
Caudal Línea 01	Q_{01}	150	m3/h
<i>Dimensiones</i>			
ancho de cada prefiltro		4.8	m
largo de cada prefiltro		4.25	m
Area filtrante de c/prefiltro		20.4	m2
Area filtrante total		40.8	m2
Velocidad de pre filtración		3.7	m/h

Tabla 19 – Verificación velocidad en el filtro rápido de la Línea 02 – Fuente de elaboración propia

2.3 Verificación Filtro Rápido Línea 02			
<i>Para cada línea de tratamiento</i>			
Caudal por línea	$(Q_{02}/2)$	100	m3/h
<i>Dimensiones</i>			
ancho		2.8	m
largo		4.4	m
Area filtrante de c/filtro		12.32	m2
Velocidad de filtración		8.1	m/h
Nota: La vel de proyecto de filtro rápido en la Línea 01 es de 8,7 m/h para Q:120 m3/h			
<i>Verificación lavado filtro rápido</i>			
Velocidad lavado s/especificaciones		50	m/h
Caudal lavado por línea		616.0	m3/h
Tiempo lavado		15	min
Volumen de lavado p/ 1 módulo (agua cruda)		154	m3
Volumen de lavado total		308	m3

A pesar de que la velocidad de filtración es de 8,1 m/h (supera los 5 m/h), es decir, que se trabaja con una velocidad de filtración elevada, se encuentra dentro del entorno de 5 m/h y 10 m/h. Por ende, la velocidad se considera aceptable.

Respecto del aireador nuevo, primero, se verifico la distribución del agua dentro del mismo. Este recibirá todo el caudal de las perforaciones (350 m³/h) a través de la conexión de las 3 cañerías por donde llegan las distintas combinaciones de pozos, como se verá en el **ANEXO PLANOS (Plano 003 A)**.

Tabla 20 – Sistema de distribución superior del aireador – Fuente de elaboración propia

2.4 Aireador - Sistema de distribución superior			
Doble cañería de ingreso con distribución directa mediante orificios			
Caudal máximo	Qt	350	m ³ /h
		0.097	m ³ /s
		97.2	l/s
Bifurcacion en dos principales		200.0	m³/h
		0.056	m ³ /s
		55.6	l/s
Diámetro nominal caño principal	200 mm	188.2	mm
		0.1882	m
Area de conducto principal		0.028	m ²
Velocidad máxima (Q max)		2.00	m/s
Longitud de c/u de los conductos		2.50	m
<i>Verificación errores en la distribución de caudal (entre principal y agujeros)</i>			
Separación entre agujeros		0.20	m
Cantidad de agujeros laterales		14	
Diametro agujero		30.0	mm
		0.0300	m
Area orificio		0.0007	m ²
Area Total de orificios		0.0099	m ²
Area conducto principal		0.028	m ²
q0=caudal medio por orificio lateral		0.0040	m ³ /s
Desvío entre las descargas q1(caudal 1er orificio) y qn(caudal en el último orificio) con q0			
$d=(nA1/2A)^2$		0.032	desvio q1/qn respecto q0
q1=q0- δ q0		0.0038427	m ³ /s
qn=q0+δ q0		0.0040938	m ³ /s
Desvío porcentual entre ultimo lateral y primer lateral			
$h=(qn-q1)/q1*100$		6.53	%
Area aereador		7.07	m ²
Relación entre A total orifi/A areador		0.28	0,2<R<0,33
<i>Perdida de carga en orificio del distribuidor</i>			
velocidad por cada orificio	Vorif	5.62	m/s
coeficiente descarga	Cd	0.61	
Perdida de carga en orificio del distribuidor		4.32	m

El aireador en su interior contiene 4 bandejas perforadas con 174 orificios y un diámetro de 4 cm, para que el agua cruda se “airee”, comience el proceso de oxidación del hierro y el manganeso,

decantando, a través del contacto con el oxígeno del aire, favorecido en este reactor, por la necesidad de pasar por pequeños orificios.

Tabla 21 – Caudal de distribución, Aireador nuevo – Fuente de elaboración propia

2.5 Aireador NUEVO - Distribución en primer bandeja			
Caudal total a tratar	Qt	350	m3/h
		0.0972	m3/seg
Aceleración de la gravedad	g	9.8	m/seg2
Altura sobre placa		0.027	cm
Número de orificios	n	174	orificios
Diam orificio		0.040	m
Area orificio		0.00126	m2
Coeficiente Cd		0.61	pared delgada
Qorificio	q	0.00056	m3/seg
Q total desde orificios	q x n	0.09703	m3/seg
Error		0.2	%

Tabla 22 – Cálculo de la caja partidora – Fuente de elaboración propia

2.6 Caja Partidora salida exfloculadores a exsedimentar	
Vertedero rectangular sin contracciones laterales	
Caudal Línea 02 (m3/h)	Q ₀₂ 200 m3/h 0.06 m3/s
Se aplica la fórmula de Francis	$Q = 1,839 \times (b - 0,1 \times n \times h) \times h^{3/2}$
b = ancho vertedero	0.90 m
n= número de contracciones	n=2 para vertederos con contracciones laterales n=0 para vertederos sin contracciones laterales
h = carga del vertedero	(Altura sobre vértice)
h = (Q / (1,839*b))^(2/3) =	10.4 cm
<u>Tirante por ingresar a conducto a tolva dentro de caja partidora</u>	
Aplicamos formula de orificio para el calculo de la altura necesaria dentro de la caja partidora	
<u>Orificio</u>	
Q: en cada mitad	100 m3/h 0.028 m3/s
D nominal:	250 mm 235.4 mm 0.235 m
Area orificio	0.044 m2
C: coeficiente	0.610
H: necesaria para caudal en orificio	5.6 cm

La caja partidora será aquella a través de la cual el agua pasará de la zona de floculación a la zona del nuevo reactor biológico.

Tabla 23 – Cálculo conducto de ingreso a la cámara partidora (Línea 02) – Fuente de elaboración propia

2.7 Dimensionamiento caño ingreso desde cámara partidora a prefiltros			
Caudal de salidad aireador	Qt	200	m3/h
Se adopta caño diámetro 250mm		0.2354	m
Area efectiva		0.043521	m2
Velocidad en caño		1.276508	m/s
tramo horizontal pte 5 por 1000 :			
Caudal diseño por línea	(Q ₀₂ /2)	100	m3/h
		0.028	m3/s
si se adopta una velocidad		0.8	m/s
area transversal del caño		0.035	m2
diámetro interno		0.210	m
		8.3	pulgadas
Si se adopta caño diametro 250 mm		0.2354	m
Area efectiva		0.043521	m2
Velocidad en caño		0.64	m/s

Tabla 24 – Cálculo conducto de recolección de futuros filtros (Línea 02) – Fuente de elaboración propia

2.8 Caño de recolección de prefiltros a filtros (EXSEDIMENTADORES A FILTROS)			
Caudal Línea 02	Q ₀₂	200.0	m3/h
Largo del caño	L	8.3	m
Cantidad de caños colectores	n	2.0	
Caudal por caño	Q _i	100.0	m3/h
Diámetro del caño	∅	250.0	mm
Diámetro interno	∅	235.4	mm
Área del conducto	A	0.0435	m2
Relación h/d	h / ∅	0.55	
Verificación orificios			
Diametro de orificio	d	0.015	m
Area orificio	ao	0.00018	m2
Se adoptan	no	300	ORIFICIOS
Separación entre orificios	so	0.0553	m
NOTA. EN OBRA SE MIDIO 5,5 CM			
Caudal por orificio	Q _o	0.00005	m3/s
Velocidad en el orificio	V _o	0.2620	m/s
Coefficiente de gasto	C _d	0.61	
Pérdidas de carga	h _o	0.01	m
h _o = (v / C _d) ² / (2g)		1	cm

Tabla 25 – Desagües del reactor biológico – Fuente de Elaboración propia

2.9 - CONDUCCIONES EFLUENTES Y SOBRENADANTE- Dimensionamiento			
2.9.1 Desagües del reactor biológico			
Accesorios	cant	k	ktot
boca	1	0.5	0.5
válvula mariposa abierta	1	0.25	0.25
codo a 90°	1	0.8	0.8
salida a cámara	1	0.5	0.5
			2.05
	g		9.81 m/s ²
Tirante de agua	H	5.80	m
(tirante central de sedimentador circular)			
Sumatoria K	Ktotal	2.05	
Velocidad en desagüe	v	7.45	m/s
Nro desagües		2	
diam desagües (nominal)		0.160	m
diam desagües (interior)		0.1506	m
Area		0.0178	m ²
Volumen geometrico		154.0	m ³
Qinicial indiv		0.1326	m ³ /s
Qtotal		0.2653	m ³ /s
		955	m ³ /h
Area filtrante de c/prefiltro		40.80	m ²
vel lav inicial PF		23.4	m/h
Velocidad lavado total		23.4	m/h
>80 m/h (min vel inicial de lavado)			
Q LAVADO (de cada prefiltro)		955	m ³ /h

3.5. Diseño del sistema de bombeo a Línea 02

3.5.1. Introducción

El sistema de bombeo actual de agua cruda de la planta consta de una cámara seca que posee la línea de aspiración a una cota aproximada de -3,00 metros respecto del TN. La cámara seca posee 3 sistemas motor-bomba (ver [Figura 38](#) y [Figura 39](#)):

- Bomba de de 7,5 HP (Q=60 m³/h)
- Bomba de 15 HP (Q=100 m³/h)
- Bomba de 25 HP (Q=140 m³/h)



Figura 38 – Sistema de bombeo de agua cruda existente – Fuente de elaboración propia

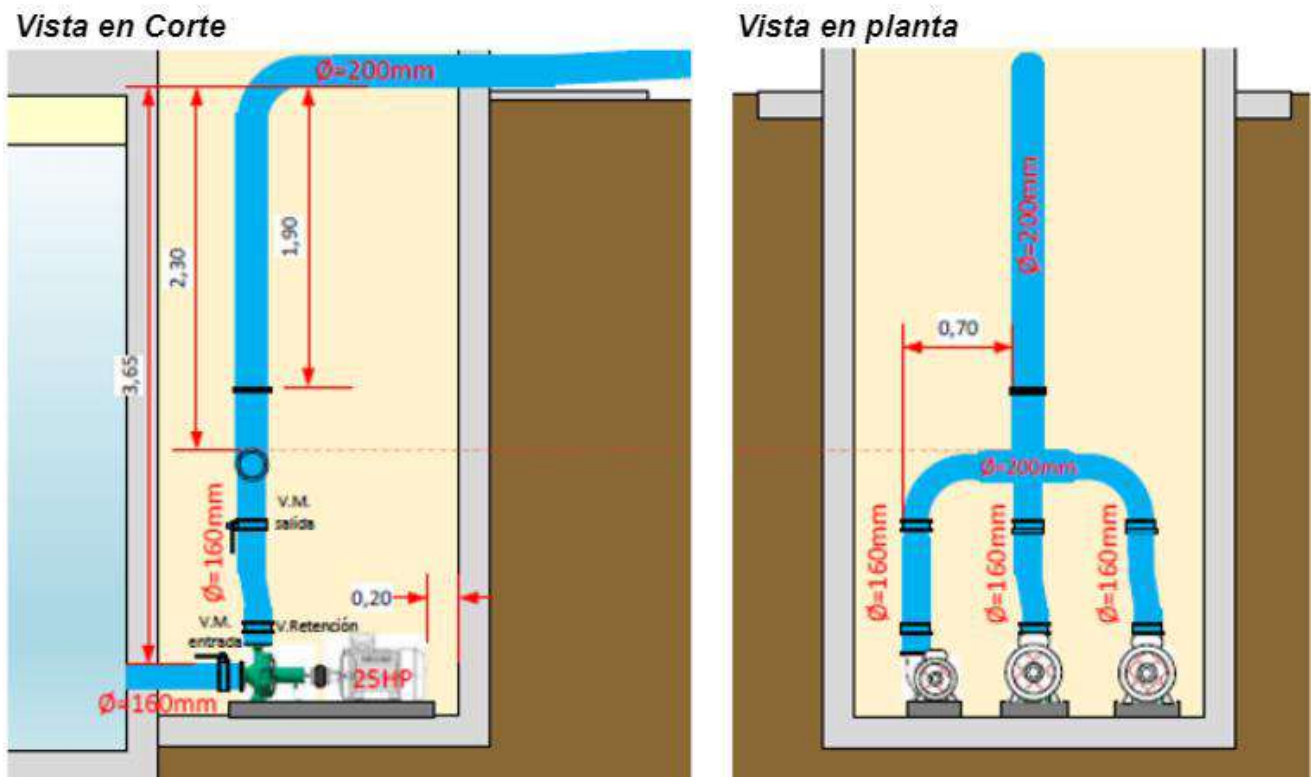


Figura 39 – Sistema de bombeo existente en Planta y Corte – Fuente: Información Cooperativa

A pedido de la cooperativa Villa Ocampo, es deseable no seguir utilizando las cámaras subterráneas para operar la planta, de manera tal de evitar que el personal trabaje a profundidades entre 3 y 4 metros bajo tierra porque, al no ser una práctica óptima, dificulta el mantenimiento del equipo mecánico.

Por eso, la solución propuesta para mejorar esta situación consiste en una cámara seca a nivel de terreno natural para alojar y proteger las futuras bombas. Se proyectará una estructura metálica sencilla para proteger el motor de las bombas, de forma similar a la cámara existente utilizada para el bombeo de agua tratada hasta el tanque elevado, como se observa en el sector de la izquierda en la [Figura 40](#). En el sector derecho, de la misma imagen, se observa la cámara seca subterránea donde se alojaban las bombas, que actualmente, está en desuso, por la problemática antes mencionada.



Figura 40 – Sistema de bombeo de agua tratada existente – Imagen brindada por Virginia Pacini

El sistema de bombeo se diseñará siguiendo un esquema 1+1, donde actuará una bomba y la restante será de backup, en caso de falla o mantenimiento. Cómo se debe elevar la totalidad del caudal a la línea, cada una de las bombas se diseñará con par H-Q correspondiente; $Q=200 \text{ m}^3/\text{h}$ y H a definir.

3.5.2. Alternativa de solución

Una de las soluciones propuestas por el equipo técnico de la cooperativa fue la siguiente (ver [Figura 41](#)).

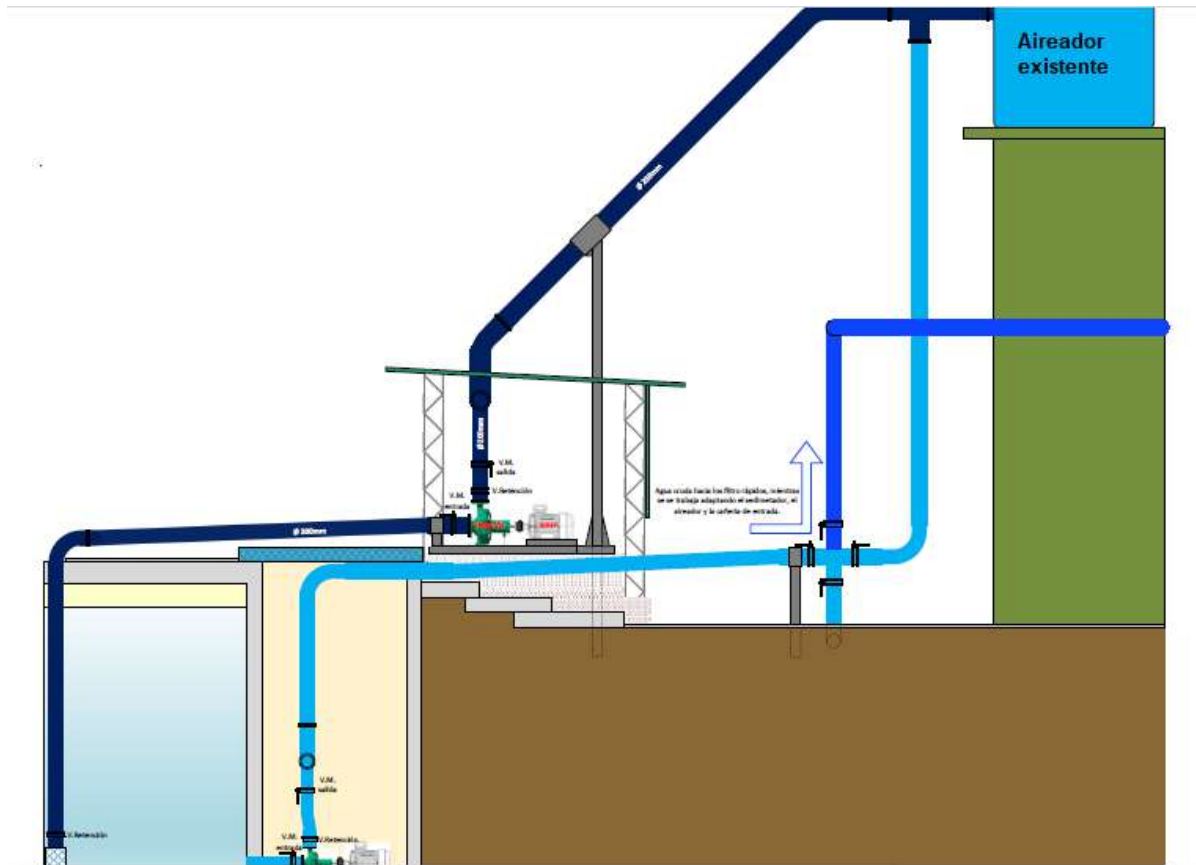


Figura 41 – Sistema de bombeo propuesto en Corte – Fuente: Información Cooperativa

Donde:

- CAÑERÍA NUEVA (ELEVACIÓN A PLANTA 2 DESDE MOTORES SUPERIORES)
- CAÑERÍA ACTUAL DE ELEVACIÓN A PLANTA 2
- EX-CAÑERÍA DE LAVADO DE FILTROS RÁPIDOS RECONVERTIDA A BOMBEO DIRECTO DE CISTERNA A FILTROS RÁPIDOS
- RELLENO DE HORMIGÓN A REALIZAR

Interviniendo la cañería de elevación actual hacia el aireador existente, mediante un accesorio Tee-Bridado.

A continuación, se presenta una imagen indicando la ubicación propuesta para la estación nueva de bombeo (ver [Figura 42](#)).



Figura 42 – Ubicación de la nueva estación de bombeo – Imagen brindada por Virginia Pacini

En el siguiente esquema en planta se pueden observar la posición de ambas cámaras existente y proyectada (ver [Figura 43](#)).

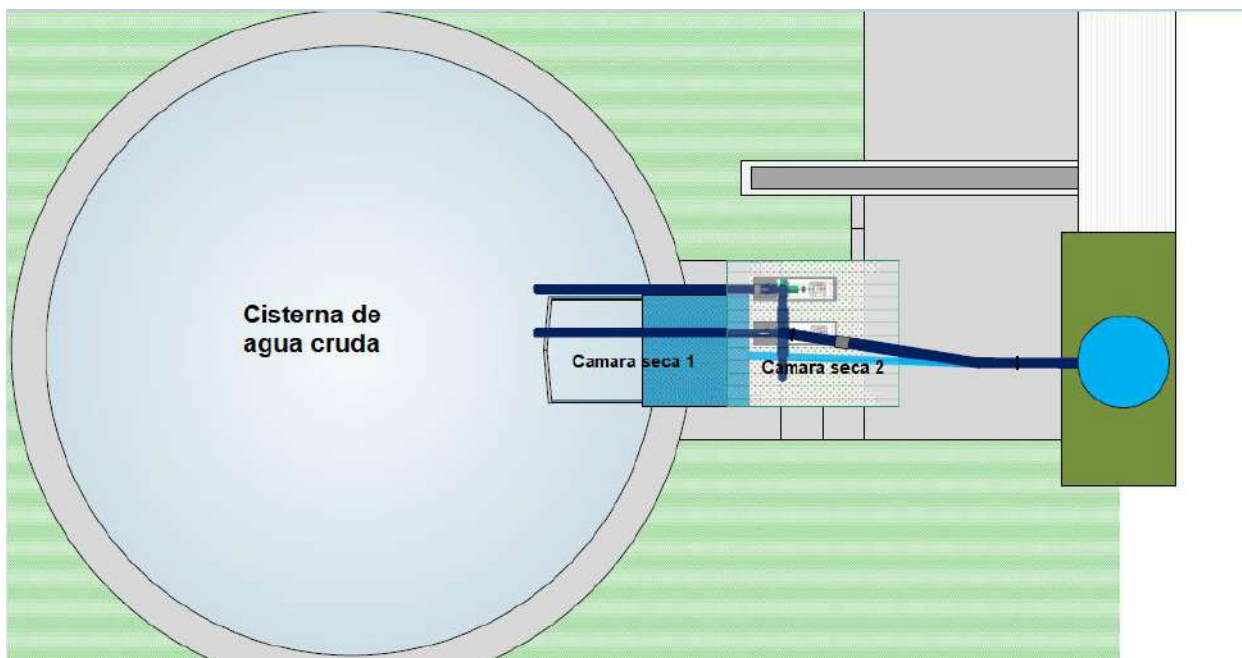


Figura 43 – Ubicación de las cámaras de bombeo existente y proyectada – Fuente: Información Cooperativa

Se deberán hacer dos pases en la losa de la cisterna de agua cruda, generar mediante una estructura sencilla metálica esa cámara seca para proteger el cuerpo de la bomba e intervenir la cañería de entrada existente mediante una conexión bridada, como se puede observar en la [Figura 41](#).

Sin embargo, la alternativa planteada presenta 2 inconvenientes: por un lado, el cebado de las bombas y por otro, la cavitación de las bombas.

1) Cebado de las bombas

Normalmente en las bombas situadas por encima del nivel de aspiración, la tubería de aspiración y la misma bomba tienen que estar llenas de líquido para poder arrancar. Si no se extrae el aire, la depresión que producen en la aspiración es tan pequeña que no consiguen absorber el líquido.

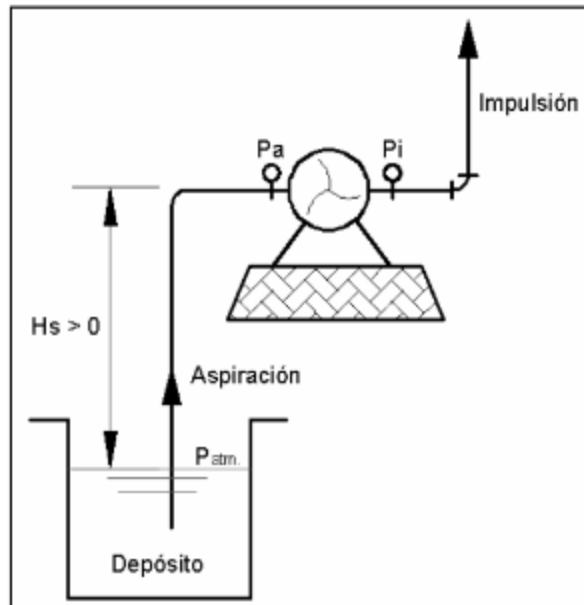


Figura 44 – Sistema de bombeo con nivel de aspiración por encima del depósito – Fuente: Apunte Turbomas, Catedra Recursos Hídricos III

El cebado de una bomba consiste en llenar de agua la tubería de aspiración y el cuerpo de la bomba para lo cual el aire debe poder escapar al exterior. La bomba debe encontrarse completamente llena de líquido antes de arrancar a fin de no dañar alguna se plantea la siguiente solución:

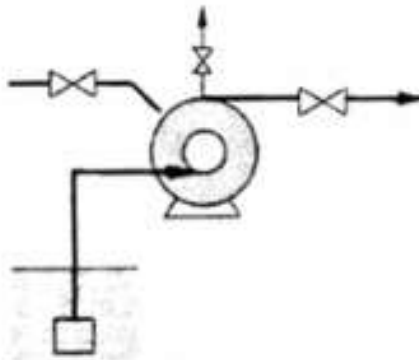


Figura 45 – Esquema sistema de bombeo con nivel de aspiración por encima del depósito – Fuente: Apunte Turbomas, Catedra Recursos Hídricos III

Se dispone una válvula de pie que mantiene la bomba cebada desde la parada hasta el arranque siguiente.

2) Cavitación

Si la altura de succión H_s está por debajo del nivel de aspiración se tiene un potencial problema de cavitación de la bomba, que genera una reducción en el rendimiento de la bomba, la generación de ruidos molestos, vibraciones y el deterioro de la propia bomba y de los diferentes accesorios mecánicos, con la subsiguiente reducción de la vida útil del sistema.

Por este motivo, para verificar esto en el sistema planteado, se debería cumplir el esquema planteado anteriormente (ver [Figura 44](#)).

Es importante tener en cuenta que, para que el diseño presente buenas condiciones, se debe cumplir la no cavitación del sistema y, para asegurar condición de no cavitación, se debe verificar la condición:

- $ANPA_{disp} \geq ANPA_{req}$ (para el caudal de diseño de la bomba)

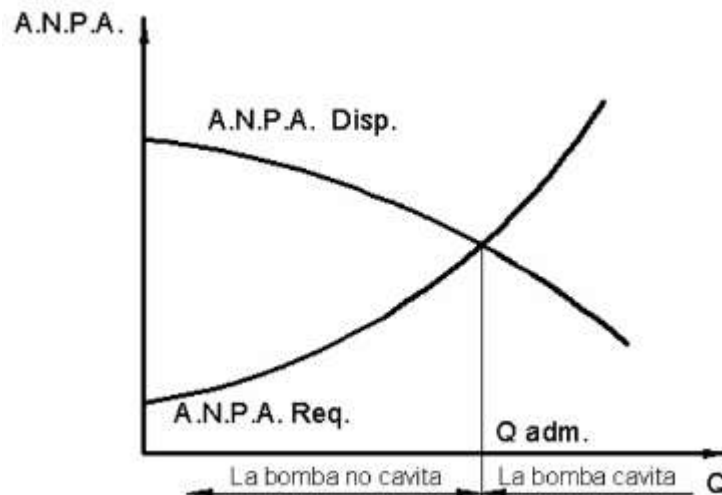


Figura 46 – ANPA Req vs ANPA Disponible – Fuente: Apunte Turbomas, Catedra Recursos Hídricos III

- **ANPA_{req}**: ANPA (Altura Neta Positiva de Aspiración) requerida. Usualmente estos están en un rango de 6 a 8 MCA. Depende del caudal. La da el fabricante de bombas. Comúnmente, el fabricante de bomba prevé la colocación de un diámetro en la cañería de aspiración mayor al diámetro en la cañería de impulsión por medio de los diámetros de las bridas de aspiración e impulsión respectivamente.

$$ANPA_{Req} = Z + J + \frac{C_1^2 - U_1^2}{2g}$$

OBS: Para mayor detalle, en el **ANEXO N°7 – Calculo del ANPA** se desarrollan cada una de las variables que intervienen en el valor de ANPA_{req}.

- **ANPA_{disp}**: depende del sistema proyectado, es decir, es una característica de la instalación. Depende del caudal. Se calcula como se observa en la siguiente tabla ([Tabla 27](#)).

Tabla 26 – Cálculo de ANPA disp – Fuente de elaboración propia

Cálculo ANPA disponible para la bomba			
Se calcula la Altura Neta Positiva de Aspiración disponible. Se debe verificar que ANPA disponible \geq ANPA requerido para que no se produzca cavitación en la bomba, siendo el valor de ANPA requerido provisto por el proveedor.			
$ANPA_{d} = Pa/\gamma - Z_a - H_f - Pv/\gamma - v_a^2/2g$			
Pa/ γ : presión absoluta en el nivel de aspiración para 40°C			
	Pa= 10.33-Altitud/900 = 10.33-17/900	Pa=	10.31 mca
Nivel mínimo mínimo en Cisterna			
		Nmin	-2.15 m
Nivel eje succión bomba			
		Hsucc.=	1.00 m
Za: altura geométrica de aspiración			
		Za=	3.15 m
v _a : velocidad en la cañería de aspiración			
			1.58 m/s
v _a ² /2g: carga de velocidad			
			0.12725526 m
Pv/ γ : presión de vapor del líquido a 40°C			
		Pv=	0.76 mca
Hf: pérdidas de carga en la línea de aspiración = pérdidas continuas (HC) + pérdidas localizadas (HL)			
Pérdida de carga en la línea de aspiración: Hf=HC+HL			
		Hf =	0.56 m
		ANPA_d =	5.72 mca

Un criterio muy utilizado a nivel práctico para determinar la viabilidad de un sistema de bombeo es que, si el ANPA del sistema (ANPA_d) es menor a 6, se rediseñe el sistema de bombeo porque se está comprometiendo de forma excesiva al equipamiento mecánico.

Una vez detectado el problema de cavitación (ver *Tabla 27*), se propuso la siguiente mejora:

- Disminuir la altura H_s de succión. Descendiendo el nivel de aspiración de la bomba, planteando la cámara seca a un 0,15 m debajo de la solución anterior.
- Disminuir las pérdidas en la aspiración. Reduciendo la longitud de cañería, planteando la cámara seca no detrás de la existente, sino a un costado, pasando de 8 metros a 6 metros de longitud de la aspiración.

OBS: Se plantea una válvula de Retención o Anti-retorno para impedir el retroceso del líquido, por ejemplo, en caso de parada de la bomba. De este modo se asegura un único sentido de escurrimiento del líquido.

Para mayor comprensión del sistema de bombeo planteado, ver *Figura 47* y *Figura 48*. Además, en el **ANEXO PLANOS (Plano 003 B)** se podrá analizar con mayor detalle el esquema final planteado.

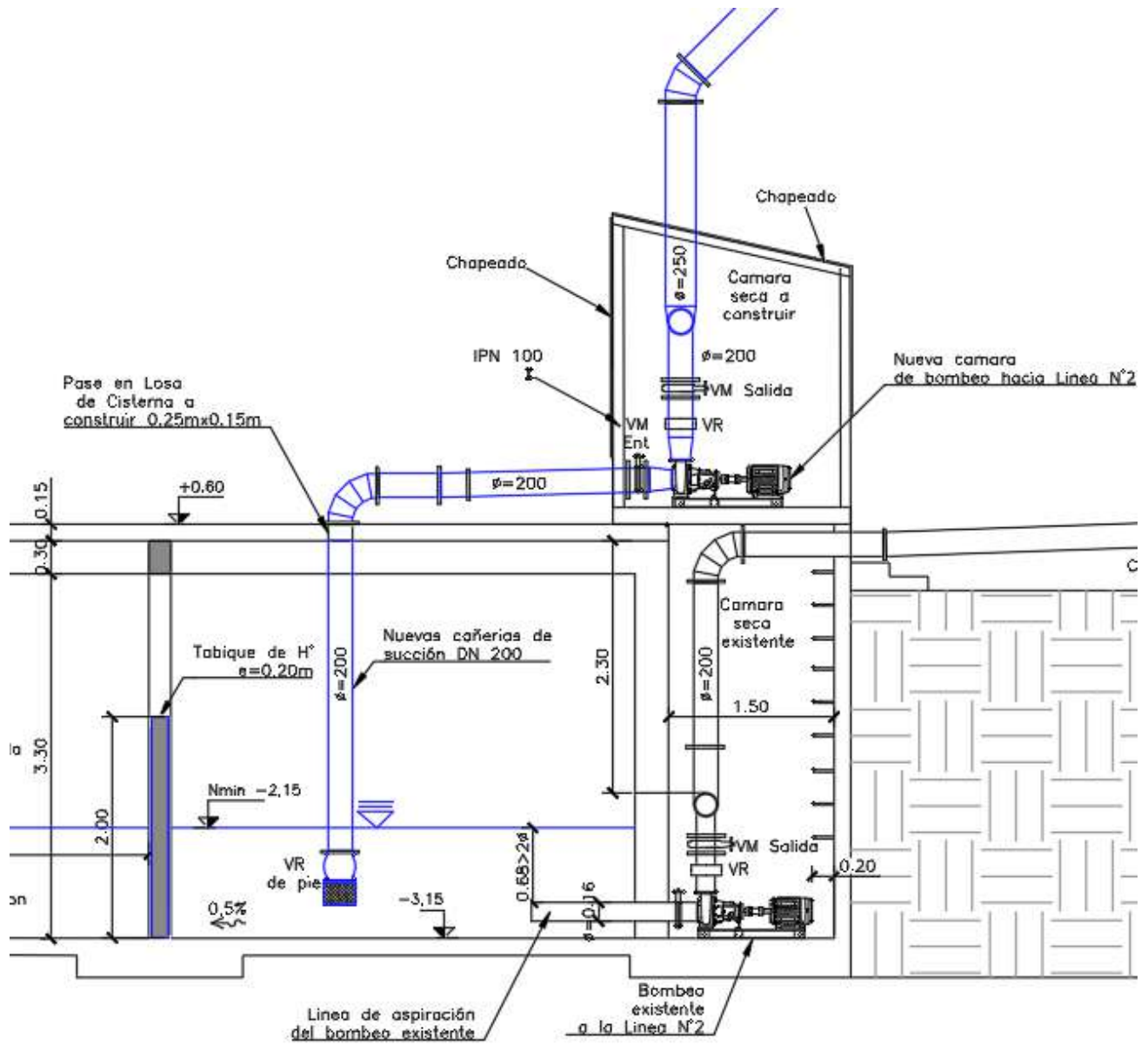


Figura 47 – Diseño de nuevo sistema de bombeo en Corte – Fuente de elaboración propia

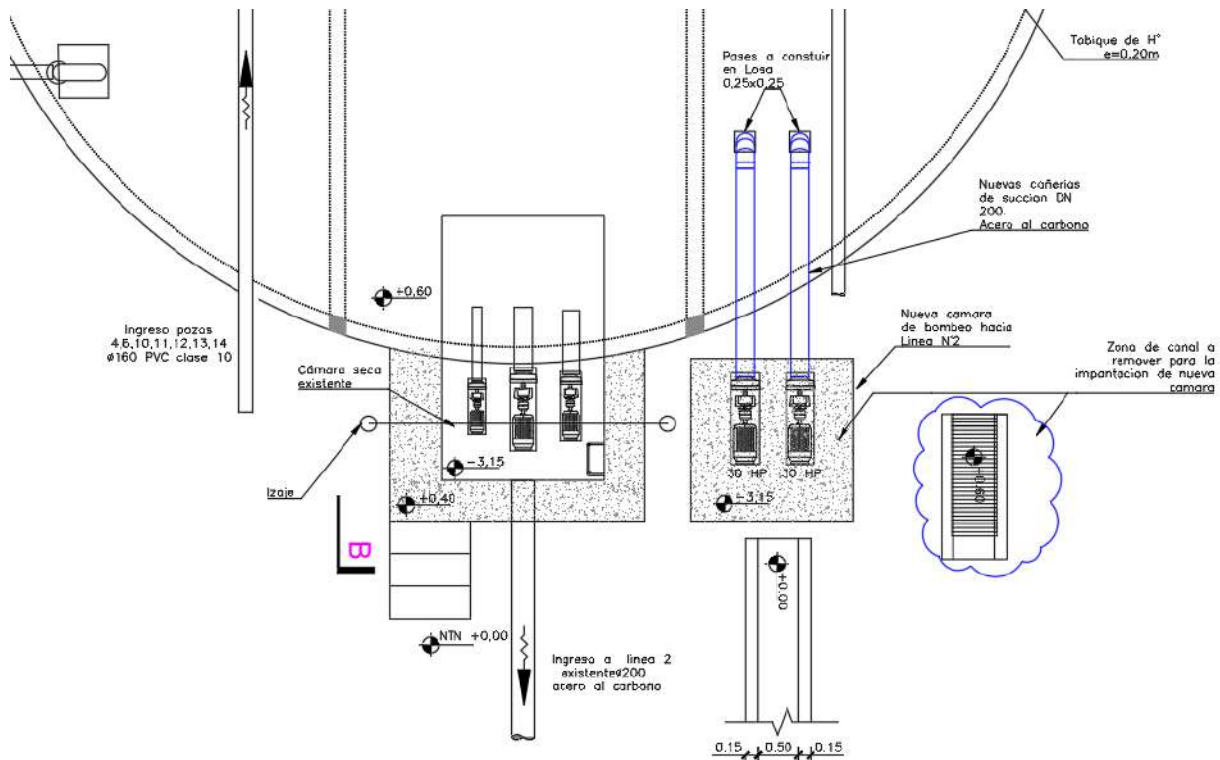


Figura 48 – Diseño del nuevo sistema de bombeo en Planta – Fuente de elaboración propia

Es importante aclarar que para materializar esta solución se debe remover un sector del canal de efluentes, que no tiene uso. Sin embargo, desde una visión técnica, es una demanda de obra civil mucho menor que hacer una cámara seca enterrada y mejora los aspectos hidráulicos de la primera alternativa en cuanto a la demanda para la línea de aspiración.

3.5.3. Cálculo de la Altura manométrica (Hm)

Una vez definido el esquema a utilizar para el sistema de bombeo, se desarrolla el cálculo de la altura manométrica (Hm) de bombeo, que representa la energía por unidad de peso del fluido que la bomba debe entregar para poder circular un determinado caudal en una instalación específica.

$$H_m = H_g + \sum H_s$$

Donde:

- Hg: representa la altura geométrica o diferencia de niveles entre la Cámara de aspiración y la entrada bridada al tanque aireador existente.
- $\sum H_s$: representa la suma de las pérdidas de carga continuas y localizadas entre la cámara de aspiración y el tanque aireador elevado. $\sum H_s$ no incluye las pérdidas dentro de la bomba.

Se llega a la expresión anterior, ya que, tanto la presión en la cámara de aspiración como la presión en la entrada del tanque es la atmosférica, lo cual permite cancelar el término:

~~$$H_s + \left(\frac{P_A}{\gamma} - \frac{P_1}{\gamma} \right)$$~~

Por lo tanto, para el cálculo de la altura manométrica de bombeo se deben determinar las siguientes características del sistema:

- Caudal a bombear
- Niveles de los elementos componentes □Altura geométrica
- Longitud de la red de cañería
- Tipo de material de la cañería
- Accesorios del sistema (válvulas, codos, curvas, reducciones y/o ampliaciones, etc.)

Para cada valor de caudal a bombear se producirán pérdidas de carga en el sistema (continuas y localizadas) y, por lo tanto, cada valor de caudal estará asociado a un valor requerido de altura manométrica que será representativa de las características de cada instalación. Esto se analiza en las curvas Hm-Q de la bomba seleccionada, que generalmente las brinda el proveedor de la bomba. Como ya se ha mencionado anteriormente, para elevar dicho caudal a línea se implementará un esquema de bombeo 1+1 con bombas centrífugas en la nueva cámara seca.

Tabla 27 – Diámetros de cañería para succión e impulsión – Fuente de elaboración propia

Bombeo desde cisterna de agua cruda a aireador existente			
Sistema de bombeo (cada bomba 200 m ³ /h)			Año 20
Esquema			1+1
Caudal total de ingreso a la planta			200.0 m³/h
			0.0556 m ³ /s
Succión. DN 200 Acero al carbono			
Cantidad de bombas			1+1
Caudal por bomba			200.0 m³/h
			0.0556 m ³ /s
Si se adopta una velocidad			1.20 m/s
Área transversal requerida del caño			0.046 m ²
Diámetro interno requerido			0.243 m
			9.6 pulgadas
	<i>Las bombas son Q=200m³/h</i>		
Se adopta caño salida diametro 200mm con un ensanche	La salida de la bomba s/proveedor es 6"		0.21158 m
Area efectiva			0.035 m ²
Velocidad en la succión			1.58 m/s
Impulsión			
Si se adopta una velocidad			1.50 m/s
Área transversal requerida del caño			0.037 m ²
Diámetro interno requerido			0.217 m
			8.6 pulgadas
Manifold de la Impulsión. DN 200 Acero al carbono			
Se adopta caño ingreso diametro 200mm			0.21158 m
Area efectiva			0.035 m ²
Velocidad en la impulsión			1.58 m/s
Impulsión. DN 250 Acero al carbono			
Se adopta caño ingreso diametro 250mm			0.26462 m
Area efectiva			0.055 m ²
Velocidad en la impulsión			1.01 m/s

Para calcular las pérdidas continuas se utilizó la Ecuación de Williams-Hazen. Esta ecuación es válida para agua y para régimen turbulento hidráulicamente rugoso. Tiene una buena aplicación para fluidos a presión.

$$j = 10.61 \frac{1}{C^{1.85}} \frac{1}{D^{4.87}} Q^{1.85}$$

Donde:

- C: es el coeficiente de Williams-Hazen que depende del material y de la edad de la cañería
- D: es el diámetro de la cañería, en m
- Q: es el caudal, en m³
- j: pérdida de carga por unidad de longitud, en m/L

Tabla 28 – Coeficientes de rugosidad para fluidos a presión –
Fuente: Apunte Turbomas, Catedra Recursos Hídricos III

Material	C: Williams-Hazen
Plástico (PE, PVC)	140 – 150
Poliéster Reforzado con Fibra de Vidrio	140
Acero nuevo	140 – 145
Hierro Galvanizado	130
Fundición	130 – 140
Hormigón o Revest. de Hormigón	120 - 140

En el cálculo de la curva del sistema para un determinado caudal se deben incluir las pérdidas de carga que se producen en los diferentes accesorios, válvulas y componentes del sistema del bombeo (ver [Tabla 29](#)), que se calculan a partir de la siguiente fórmula:

$$h_{li} = k \frac{v^2}{2g}$$

En la siguiente gráfica, se puede observar, como varía la energía (carga de presión, de velocidad y de altura) en función de la longitud de la cañería.

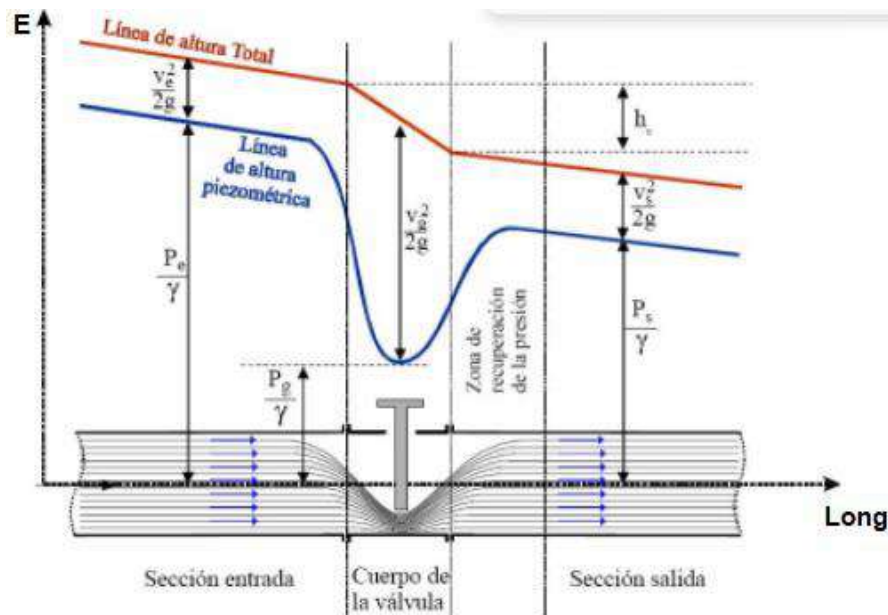


Figura 49 – Líneas de energía

Tabla 29 – Coeficientes de pérdida de carga por accesorio –
Fuente: Apunte Turbombas, Catedra Recursos Hídricos III

Accesorio	Coefficiente k
Válvula de pie	1.75
Curva 22.5°	0.04 a 0.10
Curva 45°	0.08 a 0.16
Curva 90°	0.16 a 0.25
Codo 90°	0.90
Codo 45°	0.40
Ramales entrantes a 45°	0.70 a 0.82
Reducción gradual	0.03
Ampliación gradual	0.06
Desembocaduras	1.00

A continuación, se desarrolla cómo se ponderaron las pérdidas locales y continuas en los distintos tramos del sistema (succión e impulsión).

Tabla 30 – Cálculo de pérdidas de carga locales – Fuente de elaboración propia

Pérdidas de Cargas- Desde CAC a aerador existente						
LOCALES						
	diám (mm)	área (m ²)	cant (unidad)	k (adim)	Veloc (m/s)	hloc (m)
Para 1 línea de corriente						
Succión. DN 200 Acero al carbono						
Ensanche DN150-DN200	211.6	0.035	1	0.03	1.58	0.00
Valvula de retención de pie DN 200	211.6	0.035	1	2.50	1.58	0.32
V.M DN200	211.6	0.035	1	0.30	1.58	0.04
Codo a 90°	211.6	0.035	1	0.90	1.58	0.11
Pérdidas de carga locales en la succión						0.47

Tabla 31 – Cálculo de pérdidas de carga locales y continuas – Fuente de elaboración propia

Impulsión. DN 250 Acero al carbono						
Manifold de la Impulsión. DN 200 Acero al carbono						
	diám (mm)	área (m ²)	long (m)	C (material)	Veloc (m/s)	dh (m)
Ensanche DN150-DN200	211.58	0.035	1	0.09	1.58	0.01
Valvula de retencion DN 200	211.58	0.035	1	2.50	1.58	0.32
Tee-Union DN 200	211.58	0.035	1	0.90	1.58	0.11
Impulsión. DN 250 Acero al carbono						
Codo a 45°	264.62	0.055	2	0.40	1.01	0.04
Pérdidas de carga locales en la Impulsión						0.49
CONTINUAS						
Succión. DN 200 Acero al carbono						
Caño recto acero 200mm	211.58	0.035	8	140	1.58	0.08
Pérdidas de carga continuas en la succión						0.08
Impulsión. DN 200 y 250						
Caño recto acero 200mm	211.58	0.035	1	140	1.58	0.01
Caño recto acero 200mm	264.62	0.055	9	140	1.01	0.03
Pérdidas de carga continuas en la Impulsión						0.04
Pérdidas continuas+locales						1.09 m

3.5.4. Elección de las bombas

En función de lo expuesto en los ítems anteriores, se llega a la demanda que tendrán las bombas para operar:

- Un caudal de 200 m³/h para elevar la totalidad del caudal a la Línea 02
- Una altura manométrica de $H_m=9,60\text{m} + 1,10\text{ m} = 10,70\text{ m}$

Tabla 32 – Determinación de la altura manométrica y potencia necesaria del sistema de bombeo a la cisterna de agua cruda – Fuente de elaboración propia

Bombeo CAC a Aireador existente - FILTRADO		
Q =	200.00	m ³ /h
	3333	l/min
H estática	9.61	m
H dinámica	1.09	m
H total =	10.70	m
Bomba		
H	10.70	m
Q	200.00	m ³ /h
HP aprox.	13.21	HP

Se calcula la potencia útil que la bomba debe aportar al fluido para poder impulsar un caudal Q a una altura manométrica H_m como:

$$P_u (\text{HP}) = \frac{\gamma \times Q \times H_m}{76}$$

3.5.5. Punto de trabajo del Sistema

Al instalar una determinada bomba en un sistema resistivo específico se obtendrá un caudal bombeado a una determinada altura que es función de las características de la bomba y de las características del sistema. El par altura-caudal (H_m-Q) bombeado define lo que se denomina punto de trabajo del conjunto bomba-sistema. En la siguiente tabla se selecciona el par H_m-Q necesario.

Tabla 33 – Tabla de performance Rotor Pump

Modelo de bomba	Potencia Motor		Q = Caudal																							
	Kw	HP	l/min m ³ /h	700 42	800 48	900 54	1000 60	1100 66	1200 72	1300 78	1400 84	1600 96	1800 108	2000 120	2200 132	2400 144	2600 156	2800 168	3000 180	3250 195	3500 210	3750 225	4000 240			
CS 65-160 E	5,5	7,5	H = Altura en m	24,5	24,2	24	23,5	23	22,5	21,5	20,5	18,5	16	12,5												
CS 65-160 D	7,5	10		28,5	28,2	28	27,5	27	26,5	25,8	25	23	21	18	14											
CS 65-160 C	9,2	12,5		32	31,7	31,5	31,2	30,7	30,2	29,7	29	27	25	22	19	16										
CS 65-160 B	11	15		35,5	35	34,8	34,5	34	33,5	33	32,5	31	29	26,5	24	20										
CS 65-160 A	15	20		40	39,5	39	38,5	38	37,5	37	36,5	35,5	33,5	31	28,5	26										
CS 65-200 C	15	20			48,5	48	47,5	47	46,2	45,5	44,5	42,5	40,5	38	34,5	31										
CS 65-200 B	18,5	25			52,5	52	51,5	51	50,5	50	49	47	45	43	40	36										
CS 65-200 A	22,5	30			60,5	60	59,5	59	58,5	58	57,5	56	54,5	52,5	49,5	45,5										
CS 65-250 B	30	40			79	78,5	78	77	76	75	74	72	69	66	63	58										
CS 65-250 A	37	50			89,5	89	88,5	87,5	86,5	85,5	84	82,5	80	77	74	70	66									
CS 80-160 D	11	15						27,5	27,4	27,3	27,1	26,4	25,2	24	22,5	21	19,2	17,4	15,5							
CS 80-160 C	15	20						30,6	30,5	30,4	30,2	29,6	28,7	27,5	26,2	24,8	23,2	21,5	19,6	17						
CS 80-160 B	18,5	25						35	34,9	34,8	34,6	34,1	33,4	32,5	31,3	30,2	28,7	27	25,3	22,8	20					
CS 80-160 A	22,5	30						38,6	38,5	38,2	38	37,7	37	36,3	35,3	34,2	33	31,6	30	27,8	25	22				
CS 80-200 B	30	40					54,1	54	53,8	53,6	53,1	52,2	51,3	50,4	49,2	47,7	46,2	44,2	41,2	38	33,6	28,5				
CS 80-200 A	37	50					58,8	58,7	58,5	58,3	57,8	57,2	56,3	55,4	54,2	53	51,5	50	48	45	42	39				

Según la siguiente tabla, se necesita un modelo CS80-160 B del proveedor Rotor Pump. La curva de trabajo es la siguiente (ver [Figura 50](#)).

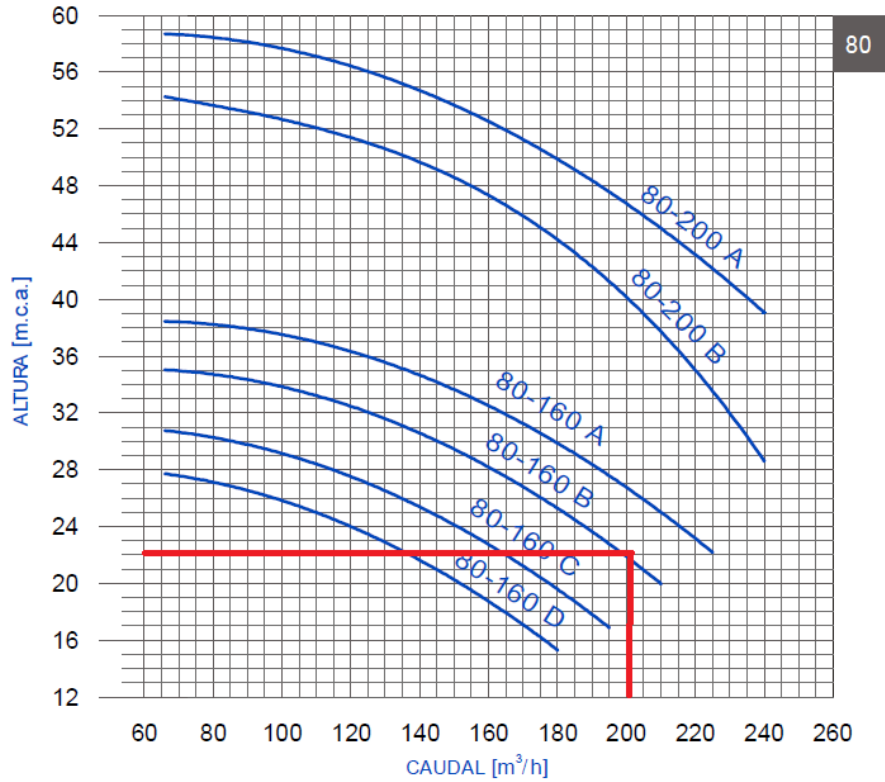


Figura 50 – Punto de trabajo del sistema de bombeo

Tabla 34 – Tabla de dimensiones

Modelo de bomba	Dimensiones (mm)															Peso Kg
	A	B	C	D	E	F	G	H	H1	H2	N	O	P	DNA	DNM	
CS 80-160 B	125	95	835	320	250	15	350	445	180	225	125	18	65	100	80	143

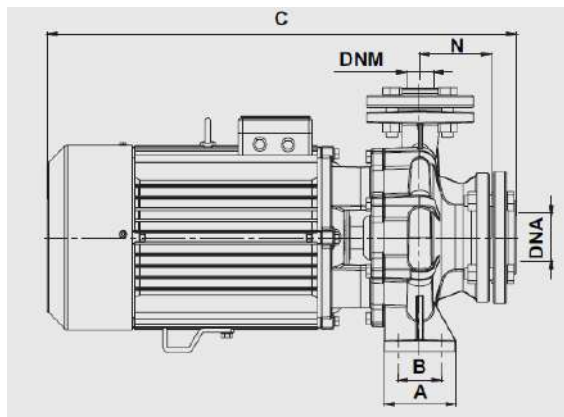


Figura 51 – Dimensiones de la bomba

- DNA: Diámetro de la línea de aspiración.
- DNM: Diámetro de la Impulsión.

Los diseños siguen el criterio de $DNA > DNM$, para disminuir las pérdidas en la aspiración, como ya se había mencionado esto, con el objetivo proteger a la bomba del fenómeno de cavitación.

Una vez, que se ha seleccionado el modelo de bomba cambiarían los dos ensanches para la impulsión y succión, en vez de ser Ensanches DN 150-200, serían Ensanches DN 100-200 y DN 80-200 pero esta consideración, prácticamente, no varían la pérdida de carga para el sistema

En cuanto a la potencia de la bomba, según el modelo y proveedor Rotor Pump, se tendrán dos bombas de 25 HP, según el modelo CS 80-160 B, ver [Tabla 33](#).

3.5.6. Acople de Bombas

Como se plantea un esquema de trabajo 1+1 para las bombas, la forma de trabajo es una conexión independiente, porque solo se necesita el trabajo de una bomba para elevar el caudal a la línea, el otro motor-bomba es de respaldo.

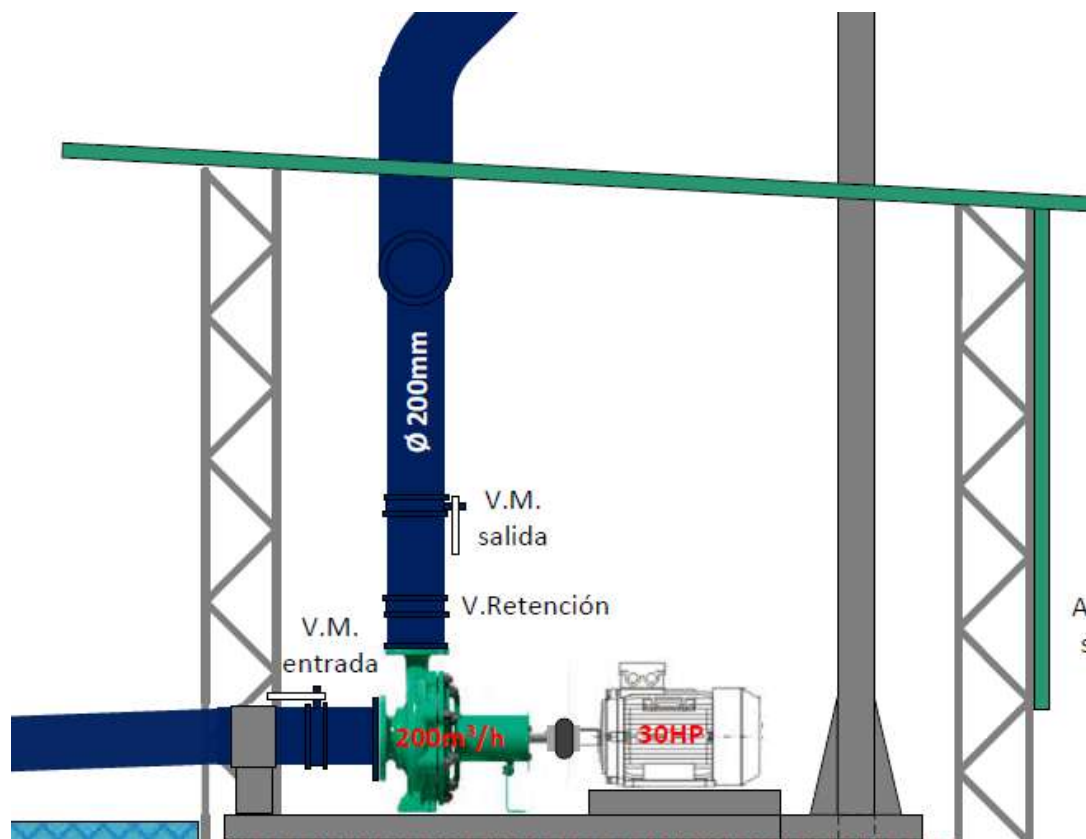


Figura 52 – Detalle de la nueva cámara de bombeo – Fuente: Información Cooperativa

Ver en **ANEXO PLANOS (Planos 003 A y B)** el sistema completo.

3.6. Cálculo del Canal de Desagüe

Para el dimensionamiento y/o verificación del canal de desagüe existente, se deben analizar los caudales de lavado que demanda cada una de las unidades para la potabilización (ver [Tabla 35](#)).

Tabla 35 – Características de la limpieza (purga) de las unidades de potabilización

Unidades de tratamiento	DN purga [mm]	Cantidad	Tiempo de Lavado [min]	Frecuencia de lavado por día
Floculador	160	2	No se purga actualmente	No se purga actualmente
Reactor biologico Linea 02	160	2	2	3
Reactor biologico Linea 01	250	2	1	3
Filtros rapidos Linea 01	315	1	12	1
Filtros rapidos Linea 02	315	1	12	1
Ablandadores	200	2	No se purga actualmente	No se purga actualmente

Dimensiones actuales del canal

- Sector 1: 50x47 cm
- Sector 2: 50x48,4cm
- Sector 3: 50x70cm

En **ANEXO N° 9 - ESQUEMA DE LAVADOS** se observa cómo será cada uno de los lavados de las unidades correspondientes, en que horario y cada cuanto se harán en un día determinado, esto servirá también para evaluar el volumen que debemos dejar sedimentar en la zona de sedimentación de efluentes.

Sector 1: Aportes de Aireador, Floculadores, y Tolvas del sedimentador (futuros reactores biológicos)

En la siguiente imagen (ver [Figura 53](#)), se pueden observar las cañerías de desagüe (color azul) de las diferentes unidades de potabilización mencionadas (aireador existente, floculadores y futuros reactores biológicos).

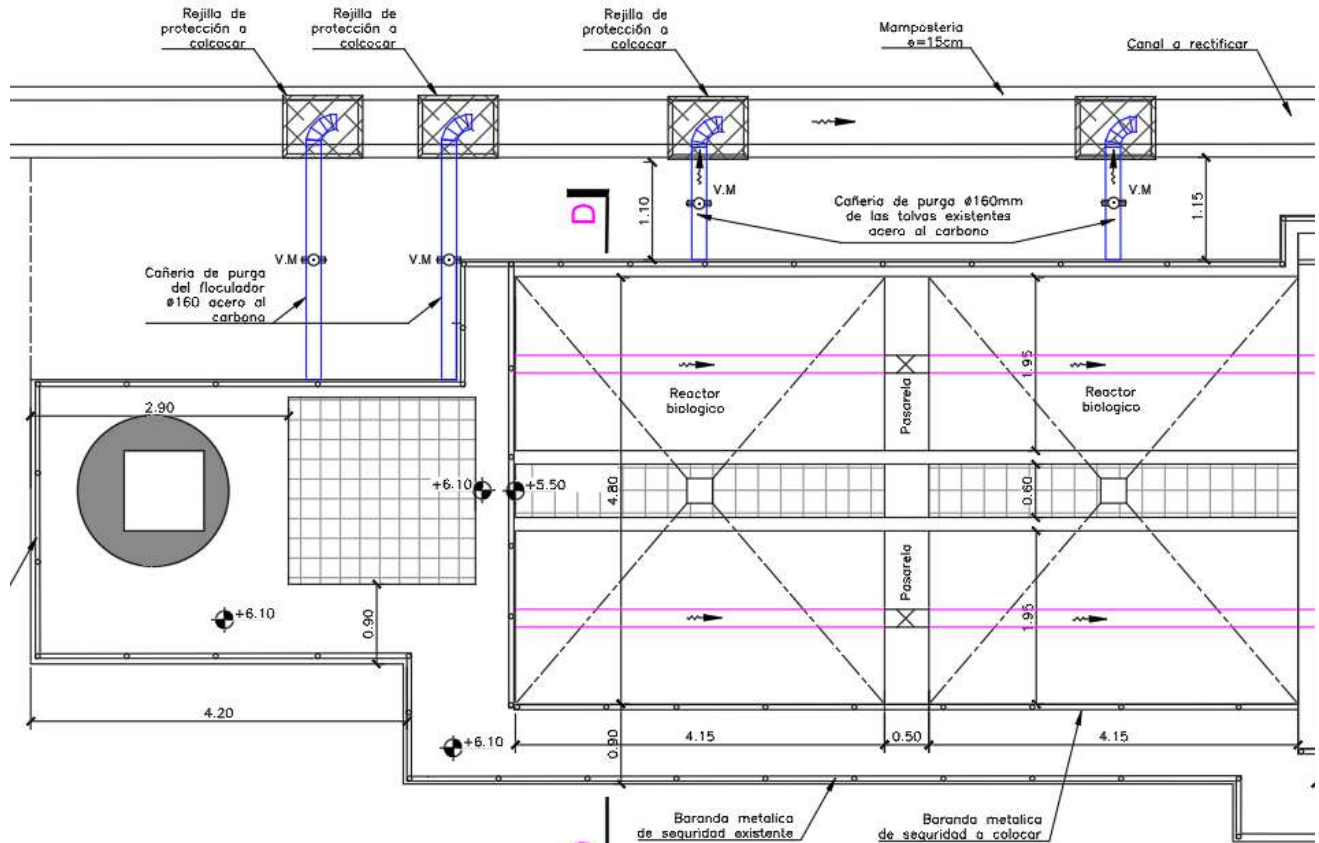


Figura 53 – Aportes de caudal del aireador, floculadores y reactores – Fuente de elaboración propia

OBS: Actualmente los floculadores no se purgan debido a que la remoción de hierro y manganeso en la unidad no demanda una limpieza que aporte al canal de desagüe correspondiente. El aporte del aireador al canal es muy bajo, por lo tanto, no se considera.

1.a) Caudal de descarga de los reactores biológicos

Los sedimentadores (futuros reactores biológicos) tienen una altura de $H=5,80\text{m}$ y dimensiones en planta de $4,15\text{m}$ de largo x $4,80\text{m}$ de ancho (ver [Figura 54](#)). Los mismos se lavan 3 veces por día durante 2 minutos. Para ponderar el caudal de descarga, es necesario contemplar las pérdidas de carga generadas por los accesorios (ver [Tabla 36](#)).

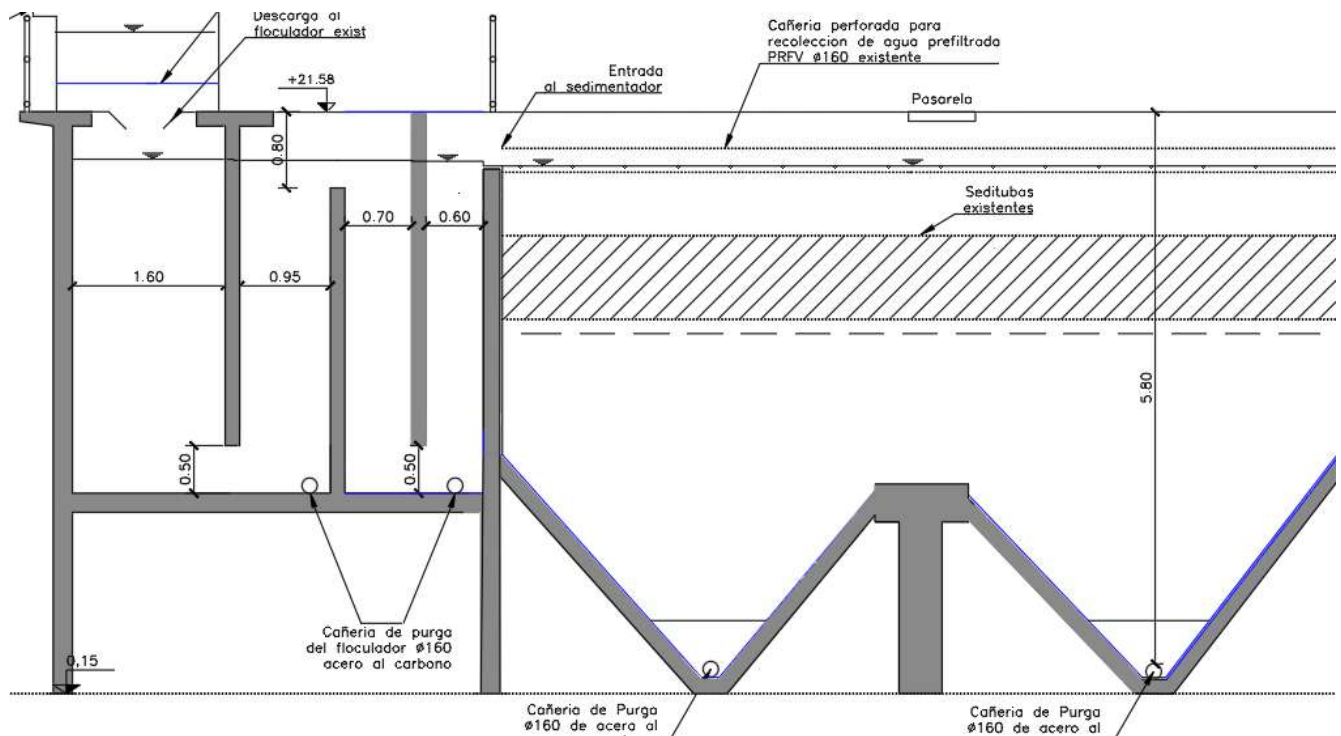


Figura 54 – Cañerías de descarga del floculador y los sedimentadores – Fuente de elaboración propia

Teniendo en cuenta los coeficientes de pérdida de cada accesorio, se calcula la velocidad de salida V por un orificio como:

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} / \sqrt{K}$$

Como el caudal se evacua por las dos cañerías de purga (DN 160):

$$Q = V \cdot A \cdot 2$$

Donde:

$$A = \pi \cdot (D)^2 / 4$$

$H = 5,80$ m (Altura total del reactor biológico-ex sedimentador)

Tabla 36 – Desagües del reactor biológico

Accesorios	cant	k	ktot	
boca	1	0.5	0.5	
válvula mariposa abierta	1	0.25	0.25	
codo a 90°	1	0.8	0.8	
salida a cámara	1	0.5	0.5	
			2.05	
	g		9.81	m/s ²
Tirante de agua (tirante central de sedimentador circular)	H		5.80	m
Sumatoria K	Ktotal		2.05	
Velocidad en desagüe	v		7.45	m/s
Nro desagües			2	
diam desagües (nominal)			0.160	m
diam desagües (interior)			0.1506	m
Area			0.0178	m ²
Volumen geometrico			154.0	m ³
Qinicial indiv			0.1326	m ³ /s
Qtotal			0.2653	m ³ /s
			955	m ³ /h
Area filtrante de c/prefiltro			40.80	m ²
vel lav inicial PF			23.4	m/h
Velocidad lavado total			23.4	m/h
>80 m/h (min vel inicial de lavado)				
Q LAVADO (de cada prefiltro)			955	m ³ /h

Finalmente, el caudal de aporte al canal del reactor biológico (ex sedimentador) es de 955 m³/h.

OBS: para el cálculo no interviene el tiempo de lavado del prefiltro, ya que esta unidad demanda un lavado brusco, es decir, se calcula un caudal instantáneo, que sale por las 2 cañerías de purga.

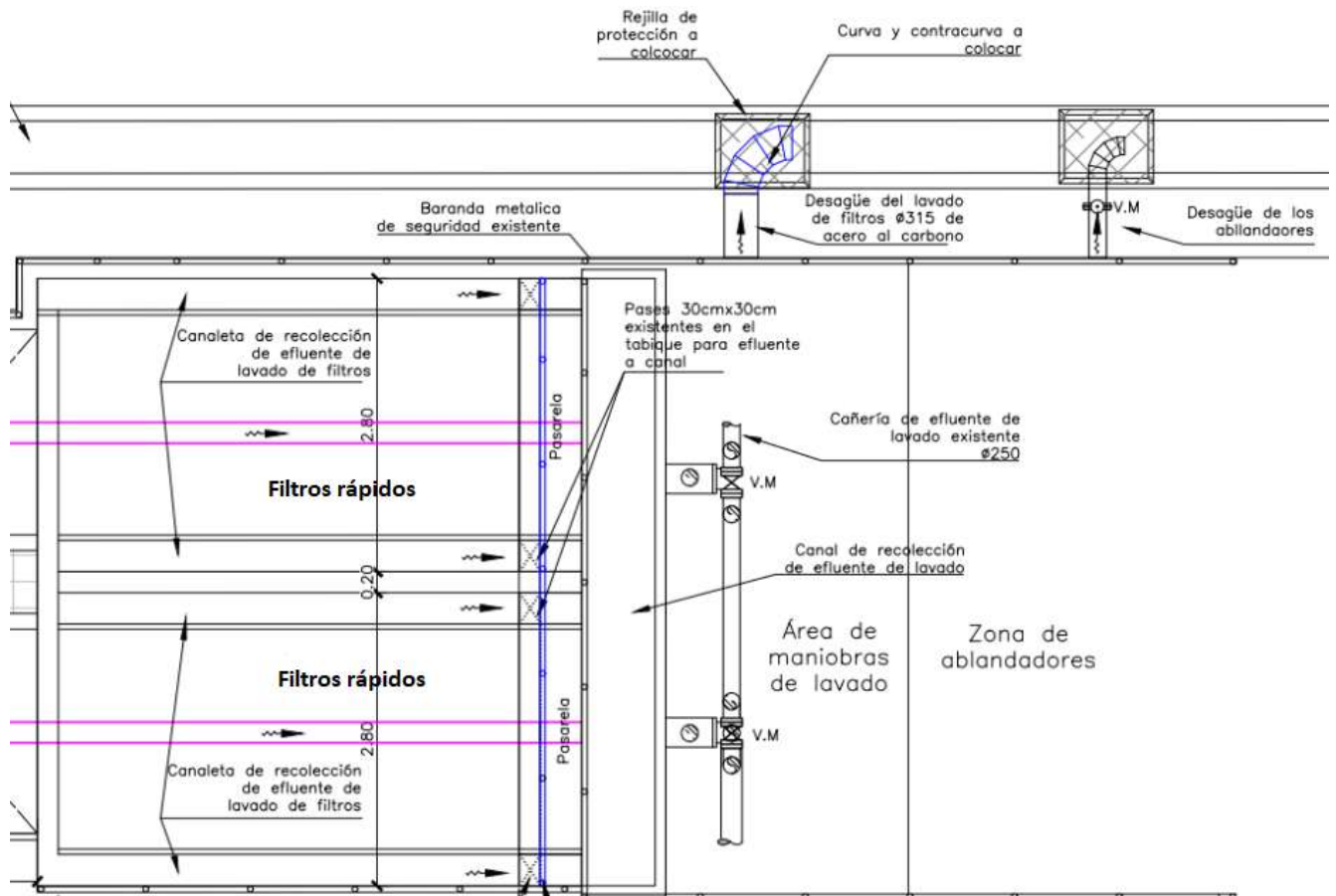
Sector 2: Aportes de filtros rápidos de ambas líneas y ablandadores

Figura 55 – Desagües de los filtros y ablandadores – Fuente de elaboración propia

En cuanto a la descarga de los filtros al canal, es necesario considerar los aportes de los filtros de la Línea 01 y de la Línea 02. Cada línea cuenta con 2 filtros descendentes y no se lavan en simultáneo (dato del personal de la cooperativa).

Filtros Línea 02

- Dimensiones: 4,40 m de largo y 2,80 m de ancho.

Como no se requiere un lavado brusco, la descarga de efluente de un filtro se calcula sencillamente como la velocidad a través de la cañería por el área en planta filtrante:

$$Q = V \times A = 50 \text{ m/h} \times 2,80 \text{ m} \times 4,40 \text{ m} = 616 \text{ m}^3/\text{h}$$

Donde:

A: área en planta.

V: velocidad de la cañería.

OBS: se adopta una velocidad de 50m/h, según especificaciones del Proceso BioCis-UNR (ver [Tabla 19](#), apartado **3.4.1 Predimensionamiento de las unidades de potabilización**).

El aporte de los filtros al canal de la Línea 02 es de 616 m³/h.

Siguiendo el mismo razonamiento, se obtienen los aportes de los filtros de la Línea 01.

Tabla 37

2.3 Verificación Filtro Rápido Línea 01			
<i>Para cada línea de tratamiento</i>			
Caudal por línea	60	m ³ /h	
<i>Dimensiones</i>			
ancho	1,925	m	
largo	3,600	m	
Area filtrante de c/filtro	6,93	m ²	
velocidad de filtración	8,7	m/h	
<i>Las velocidades de filtración respetan las especificaciones del Proceso BioCIS-UNR.</i>			
<i>Verificación lavado filtro rápido</i>			
Velocidad lavado s/especificaciones	50	m/h	
Caudal lavado por línea	346,5	m ³ /h	
Tiempo lavado	12	min	
Volumen de lavado p/ 1 módulo (agua cruda)	69,3	m ³	
Volumen de lavado total	138,6	m ³	

El aporte de los filtros al canal de la Línea 01 es de 346 m³/h.

Sector 3: Unión de ambos canales. Aporte de todas las unidades

El sector 3 representa la unión de los canales de desagüe de las líneas 01 y 02, como se observa en la *Figura 24*, del apartado “**2.7 Canal de Desagüe**”, en la memoria descriptiva desarrollada anteriormente.

Los aportes totales se pueden observar en la siguiente tabla (ver [Tabla 38](#)).

Tabla 38 – Aportes totales de caudal de cada línea – Fuente de elaboración propia

Línea 2	Volumen de efluente por día (m ³ /día)	Q (m ³ /h)	Tiempo de lavado (min)
Prefiltro Línea 2 (m ³ /h)	92	955	2
Filtro Línea 2 a (m ³ /h)	118	616	12
Filtro Línea 2 b (m ³ /h)	118	616	12
Línea 1			
Prefiltro Línea 1 a (m ³ /h)	77	1602	12
Prefiltro Línea 1 b (m ³ /h)	77	1602	12
Filtro Línea 1 a (m ³ /h)	67	347	1
Filtro Línea 1 b (m ³ /h)	67	347	1
Sector Cuneta interna	615		

Se expresan tanto los volúmenes por día como los caudales horarios. El volumen de efluente producido se obtiene como Q (m^3/h) x Tiempo de lavado (h).

En la siguiente tabla (*Tabla 39*), se desarrolla el cálculo de la descarga de los prefiltros de la Línea 01:

Tabla 39 – Cálculo del caudal de descarga de los filtros de la Línea 01 – Fuente de elaboración propia

4.1 Desagües de Prefiltros Línea 01			
Accesorios	cant	k	ktot
boca	1	0,5	0,5
válvula mariposa abierta	1	0,25	0,25
codo a 90°	2	1	2
salida a cámara	1	0,5	0,5
			3,9
	g	9,81	m/s ²
Tirante de agua	H	5,20	m
(tirante central de sedimentador circular)			
Sumatoria K	Ktotal	3,9	
Velocidad en desagüe	v	5,11	m/s
Nro desagües		2	
diam desagües (nominal)		0,250	m
diam desagües (interior)		0,2354	m
Area		0,0435	m ²
Qinicial indiv		0,2225	m ³ /s
Qtotal		0,4450	m ³ /s
		1602	m ³ /h
Area filtrante de c/prefiltro		21,50	m ²
vel lav inicial PF		74,5	m/h
Velocidad lavado total		74,5	m/h
>80 m/h (min vel inicial de lavado)			
Q LAVADO (de cada prefiltro)		1602	m ³ /h

OBS: es importante destacar que la descarga de los reactores de la Línea 01 es mayor que los de la Línea 02 (1600 m³/h vs 955 m³/h) porque:

- 1) El reactor está dividido en 2 partes, mediante un tabique de hormigón y cada una posee dos cañerías de purga.
- 2) Estas cañerías de purga son de DN 250, mientras que el reactor de la Línea 02 no está dividido, es único y tiene 2 cañerías de purga de DN160.

Diseño del canal con Chezy-Manning

Habiendo determinado cada uno de los caudales de aporte a los canales, que se muestran a continuación (ver [Tabla 40](#)), se procede a diseñar el canal de desagüe.

Tabla 40 – Caudales de aporte en el canal de desagüe según sector – Fuente de elaboración propia

4.1 Caudales de aporte al canal			
4.1.1 Aportes al canal de desagüe de H°			
Caudal de diseño sector 1 (50 cmx47cm)	$Q_{d1} =$	955.08	m^3/h
		0.265	m^3/s
Caudal de diseño sector 2 (50cmx48,4cm)	$Q_{d1} =$	955.08	m^3/h
		0.265	m^3/s
Caudal de diseño sector 3 (50cmx70cm)	$Q_{d1} =$	1601.89	m^3/h
		0.445	m^3/s

La aplicación de la teoría de Chezy-Manning se seleccionó porque se adapta correctamente para el escurrimiento de flujos en canales abiertos. En **ANEXO N°10 – CALCULO DE CANALES** se dispone para el lector contenido sobre esta teoría.

En cuanto a las variables para el cálculo se solicitó a la Cooperativa una nivelación del sector para determinar con qué pendiente cuenta en cada uno de los sectores, la cual se representa en las siguientes figuras (ver [Figura 56](#) y [Figura 57](#)).

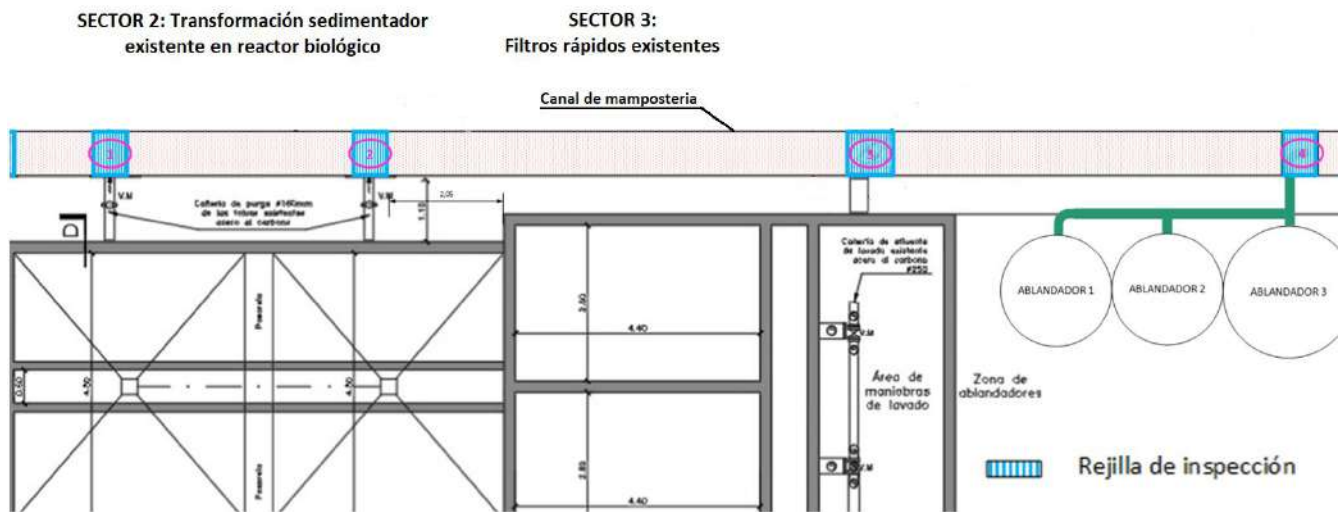


Figura 56 – Sectores nivelados en correspondencia con las unidades de potabilización – Fuente: Información de la Cooperativa

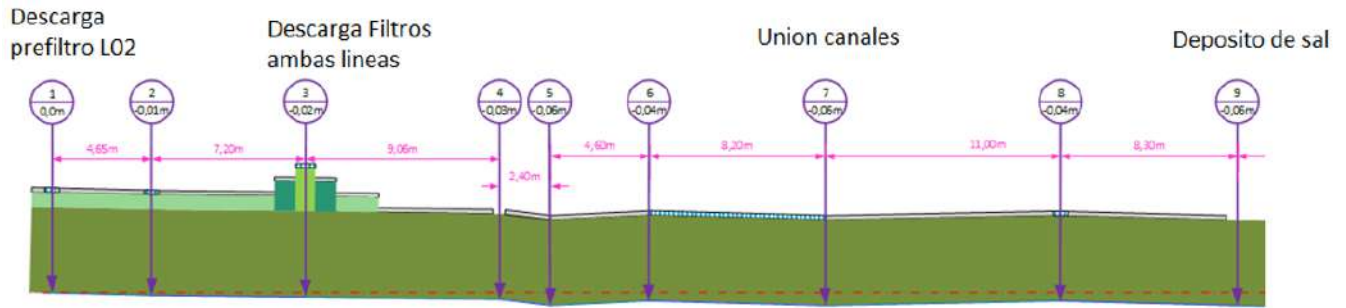
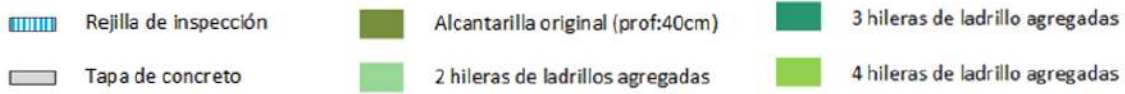


Figura 57 – Nivelación realizada hasta el depósito de sal - Fuente: Información de la Cooperativa

En función de la nivelación brindada por la cooperativa entre los puntos 1 (descarga de la primer purga del reactor biológico) y 4 (descarga de los filtros), se genera un descenso de 3 cm en 20 metros aproximadamente, lo que da como resultado una pendiente de 0,14%.

Tabla 41

4.2 Dimensionamiento del canal de efluentes			
Caudal de diseño sector 1 (50cmx47cm)	Q_d	0.265	m^3/s
Pendiente de la línea de energía (aprox. Igual a pte. De fondo)	$S_o =$	0.00143	m/m
Coefficiente de Manning (hormigón)	$n =$	0.016	
Pte. Del talud	$m =$	0	
Base de fondo	$B_f =$	0.50	m
Tirante	$y_o =$	0.694	m
Revancha (se adopta del 10%)	$r =$	0.037	m
Altura total ($y_o + r$)	$H_{tot} =$	0.731	m
Altura del canal actual	$H_{exist} =$	0.47	m
Altura a rectificar	$H_{rect} =$	0.261	m
Área mojada canal rectangular ($B_f \cdot y$)	$A_m =$	0.347	m^2
Perímetro mojado ($B_f + 2 \cdot y$)	$P_m =$	1.89	m
Radio hidráulico (A_m / P_m)	$R_H =$	0.1838	m
Velocidad media	$v =$	0.764	m/s
Caudal de cálculo	$Q_c =$	0.265	m^3/s
	error respecto de Q_d	0%	

Tabla 42

Caudal de diseño sector 2 (50cmx48,4cm)	Q_d	0.265	m³/s
Pendiente de la línea de energía (aprox. Igual a pte. De fondo)	So =	0.00143	m/m
Coefficiente de Manning (hormigón)	n =	0.016	
Pte. Del talud	m =	0	
Base de fondo	Bf =	0.50	m
Tirante	yo =	0.694	m
Revancha (se adopta del 10%)	r =	0.037	m
Altura total (yo + r)	Htot =	0.730	m
Altura del canal actual	H exist =	0.47	m
Altura a rectificar	Hrect =	0.260	m
Área mojada canal rectangular	Am =	0.347	m ²
Perímetro mojado	Pm =	1.89	m
Radio hidráulico	R _H =	0.1838	m
Velocidad media	v =	0.764	m/s
Caudal de cálculo	Qc =	0.265	m ³ /s
	error respecto de Qd	0%	

Tabla 43

Caudal de diseño sector 3 (50cmx70cm)	Q_d	0.445	m³/s
Pendiente de la línea de energía (aprox. Igual a pte. De fondo)	So =	0.0018	m/m
Coefficiente de Manning (hormigón)	n =	0.016	
Pte. Del talud	m =	0	
Base de fondo	Bf =	0.50	m
Tirante	yo =	0.984	m
Revancha (se adopta del 10%)	r =	0.109	m
Altura total (yo + r)	Htot =	1.093	m
Altura del canal actual	H exist =	0.7	m
Altura a rectificar	Hrect =	0.393	m
Área mojada canal rectangular	Am =	0.492	m ²
Perímetro mojado	Pm =	2.47	m
Radio hidráulico	R _H =	0.1993	m
Velocidad media	v =	0.905	m/s
Caudal de cálculo	Qc =	0.445	m ³ /s
	error respecto de Qd	0%	

Con este análisis se determina cuánto se debe elevar el coronamiento en cada sector de canal (las paredes del canal) para que el mismo no se desborde, debido a los aportes nuevos y existentes (ver [Tabla 44](#)). Es importante tener en cuenta que, como los aportes de ambas líneas se conectan, el caudal que pasa por el sector 1 deberá pasar por el sector 2, por lo tanto, será el determinante el máximo entre ambos aportes.

Tabla 44 – Elevación del coronamiento – Fuente de elaboración propia

Canal de desague	Elevacion del Coronamiento [m]
Sector 1	0,261
Sector 2	0,261
Sector 3	0,393

3.7. Cálculo del sistema de tratamiento de efluentes

Como se menciona en el apartado “2.8. Sistema de tratamiento de efluentes” de la memoria de cálculo, el sector 3 del canal de desague de la planta se conecta con una cuneta de tierra existente como se observa en la [Figura 58](#).

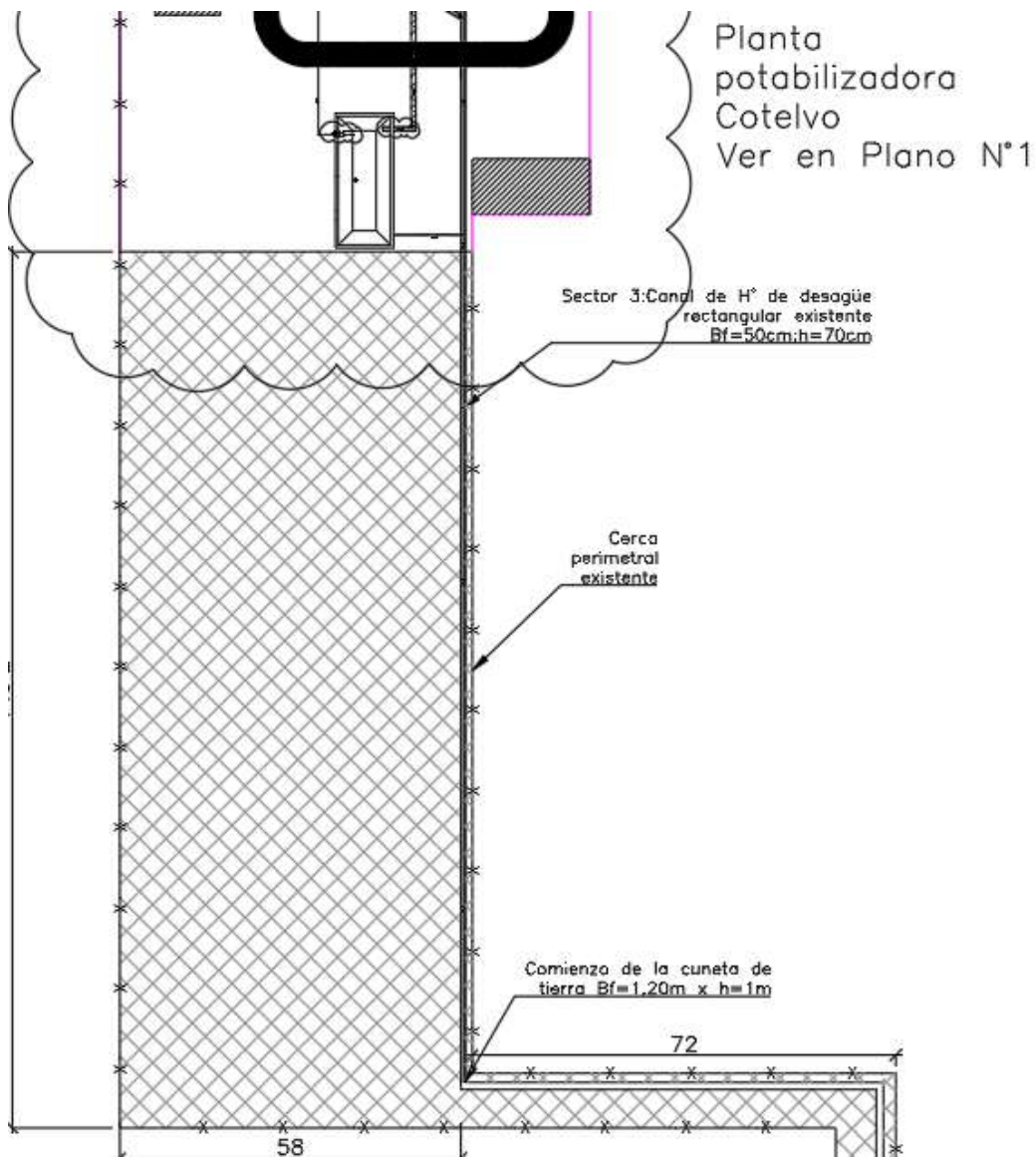


Figura 58 – Unión entre en canal de mampostería y el canal de tierra existentes – Fuente de elaboración propia

En **ANEXO PLANOS (Plano 002)** se puede observar con mayor detalle la solución planteada para el tratamiento de los efluentes.

Teniendo en cuenta el máximo caudal de desagüe que se puede producir en toda la planta se determina el volumen máximo de efluentes a tratar, previo al vuelco en la cuneta pluvial, considerando un tiempo de permanencia para el efluente de 24 hs.

El volumen de efluente producido ya fue calculado para el canal Sector 3 dando como resultado:

Tabla 45 – Volúmenes de efluentes generados por cada unidad – Fuente de elaboración propia

Línea 2	Volumen de efluente por día (m ³ /día)
Prefiltro Línea 2 (m ³ /h)	92
Filtro Línea 2 a (m ³ /h)	118
Filtro Línea 2 b (m ³ /h)	118
Línea 1	
Prefiltro Línea 1 a (m ³ /h)	77
Prefiltro Línea 1 b (m ³ /h)	77
Filtro Línea 1 a (m ³ /h)	67
Filtro Línea 1 b (m ³ /h)	67
Sector Cuneta externa	615

Actualmente, el tratamiento de efluentes (pileta de recuperación de barros) no se encuentra en uso, por lo cual, el agua proveniente del lavado de las unidades de potabilización desemboca de manera directa en una cuneta externa. En esta, se genera un proceso natural de limpieza (en una longitud de 200 metros aproximadamente). Es por eso que se busca reproducir ese tratamiento por sedimentación, pero dentro del predio de la cooperativa. A la capacidad de disposición de la cuneta interna se le sumará el volumen que aloja en el nuevo sistema de cunetas.

Luego, es necesario determinar el volumen que puede almacenar la cuenta interna, considerando el área de la sección transversal uniforme por su longitud. Esto dará el Volumen geométrico que se puede ocupar con la cuneta de tierra.

Tabla 46

4.3 Caudal de aporte a la cuneta			
4.3.1 Aportes a la cuneta interna			
Pendiente de la línea de energía (aprox. Igual a pte. De fondo)	So =	0.0050	m/m
Coefficiente de Manning (hormigón)	n =	0.025	
Pte. Del talud	m =	0	
Base de fondo	Bf =	1.20	m
Tirante	yo =	0.800	m
Revancha (se adopta del 10%)	r =	0.100	m
Altura total (yo + r)	Htot =	1.000	m
Área mojada canal rectangular	Am =	0.960	m ²
Perímetro mojado	Pm =	2.80	m
Radio hidráulico	R _H =	0.3429	m
Velocidad media	v =	1.386	m/s
Caudal de cálculo	Qc =	1.330	m ³ /s
Longitud de la cuneta de interna	L =	290	m
Volumen total que transporta la cuneta interna (LxA)	V =	278.4	m ³

Reactor tratamiento de efluentes tipo flujo pistón

Luego, para determinar las dimensiones de la serie de canales del sistema de tratamiento de efluentes tipo flujo pistón, se considera el volumen que surge de la resta entre el volumen máximo producido y el volumen almacenado en la cuneta interna.

$$V = 615 \text{ m}^3 - 216 \text{ m}^3 = 399 \text{ m}^3$$

Es importante aclarar que el principal objetivo para el dimensionamiento del sistema es que se generen velocidades tal que haya sedimentación de los sólidos (hierro y manganeso). Cada una de las secciones de los canales debe ser capaz de conducir el máximo volumen horario que se produzca instantáneamente y a su vez el conjunto de canales debe tener la capacidad geométrica (m³) de almacenar todo el volumen. Son dos cuestiones de diseño:

- Instantánea por el Q de descarga.
- Volumétrica/geométrica por el m³ de efluente.

Tabla 47

4.3.2 Cuneta tipo flujo piston			
Volumen restante que debe contener y descargar en cuneta externa	V=	399	m ³
Pendiente de la línea de energía (aprox. Igual a pte. De fondo)	So =	0.0003	m/m
Coefficiente de Manning (hormigón)	n =	0.030	
Pte. Del talud	m =	1	
Base de fondo	Bf =	1.00	m
Tirante	yo =	0.411	m
Revancha (se adopta del 10%)	r =	0.15	m
Altura total (yo + r)	Htot =	0.600	m
Área mojada canal trapezoidal	Am =	1.233	m ²
Perímetro mojado	Pm =	2.16	m
Radio hidráulico	R _H =	0.5702	m
Velocidad media	v =	0.362	m/s
Caudal de cálculo	Qc =	0.447	m ³ /s
Longitud de la cuneta de interna	L=	570	m
Volumen total que transporta la cuneta proyectada (LxA)	V=	703.0	m ³
Capacidad de conduccion horaria necesaria	Qc =	1610	m ³ /h
Capacidad de conduccion horaria necesaria	Qc =	0.447	m ³ /s

Es importante destacar dos cuestiones, la sección tiene la capacidad hidráulica de transportar $Q_c=1610 \text{ m}^3/\text{h}$ y dispone de un volumen geométrico de $703 \text{ m}^3 > 399 \text{ m}^3$.

En función de la nivelación brindada por la cooperativa entre los puntos 1 (descarga de la primera purga del reactor biológico) y 17 (comienzo de la cuneta interna de tierra), que se muestran en la [Figura 59](#), se determinan las pendientes del terreno.

Se genera un descenso de 26 cm en 234 metros, dando como resultado una pendiente promedio de 0,11% para considerar hasta la cuneta de tierra. Para los tramos del canal: Sector 1, Sector 2 y Sector 3 se consideró una pendiente de 0,14 %, lo cual es bastante similar a lo determinado mediante la nivelación (ver [Figura 59](#)).

Punto 1--->CF=+0,00m

Punto 17--->CF -0,26m

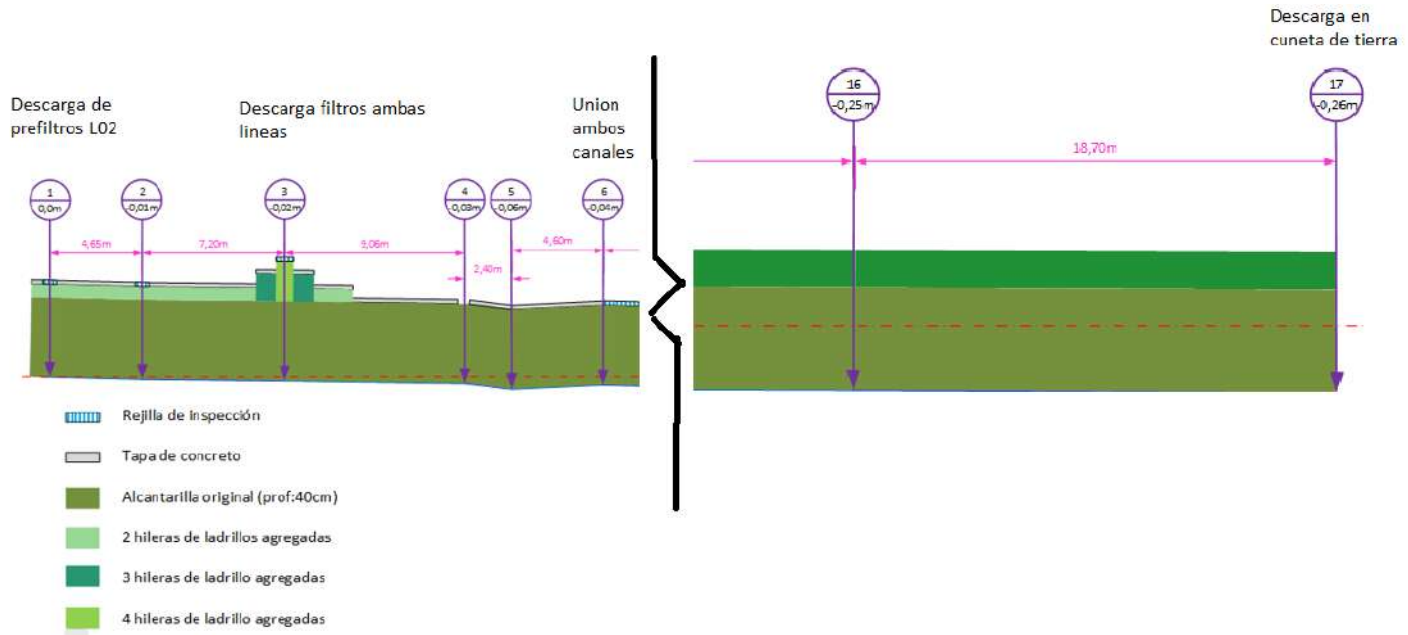


Figura 59 – Nivelación realizada hasta la descarga en la cuneta de tierra – Fuente: Información de la Cooperativa

OBS: la pendiente calculada se considerará para el resto del tramo del cual no se tiene nivelación (cuando comienza la cuneta de tierra), ver Figura 60.

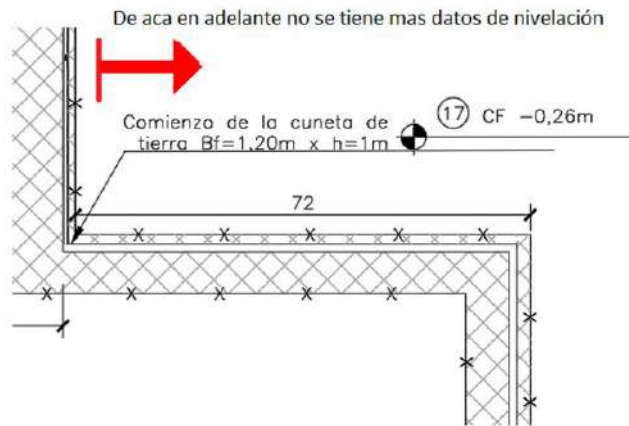


Figura 60 – Sector del predio a partir del cual no hay relevamiento – Fuente de elaboración propia

El sistema de canales recibirá la descarga de la cuneta interna de tierra ya existente, a una cota de -0,55m y con la pendiente dada 0,03% se descargará en cuneta externa en -0,72m.

Tabla 48

Sección	CF del canal (m)
1 (comienzo del desagüe)	0
17 (inicio cuneta tierra)	-0,26
18 (inicio cunetas de tratamiento)	-0,55
19 (descarga a cuneta externa)	-0,72

A continuación, se presentan los esquemas del sistema de tratamientos calculado (ver [Figura 61](#) y [Figura 62](#)), para mayor detalle ver **ANEXO PLANOS (Plano 002)**.

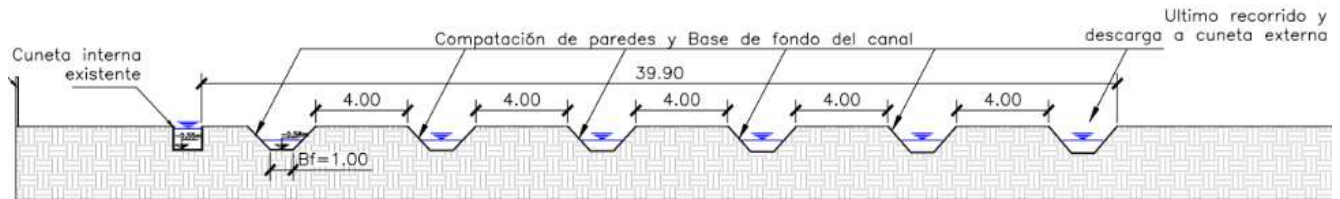


Figura 61 – Corte transversal sistema de tratamiento de efluentes – Fuente de elaboración propia

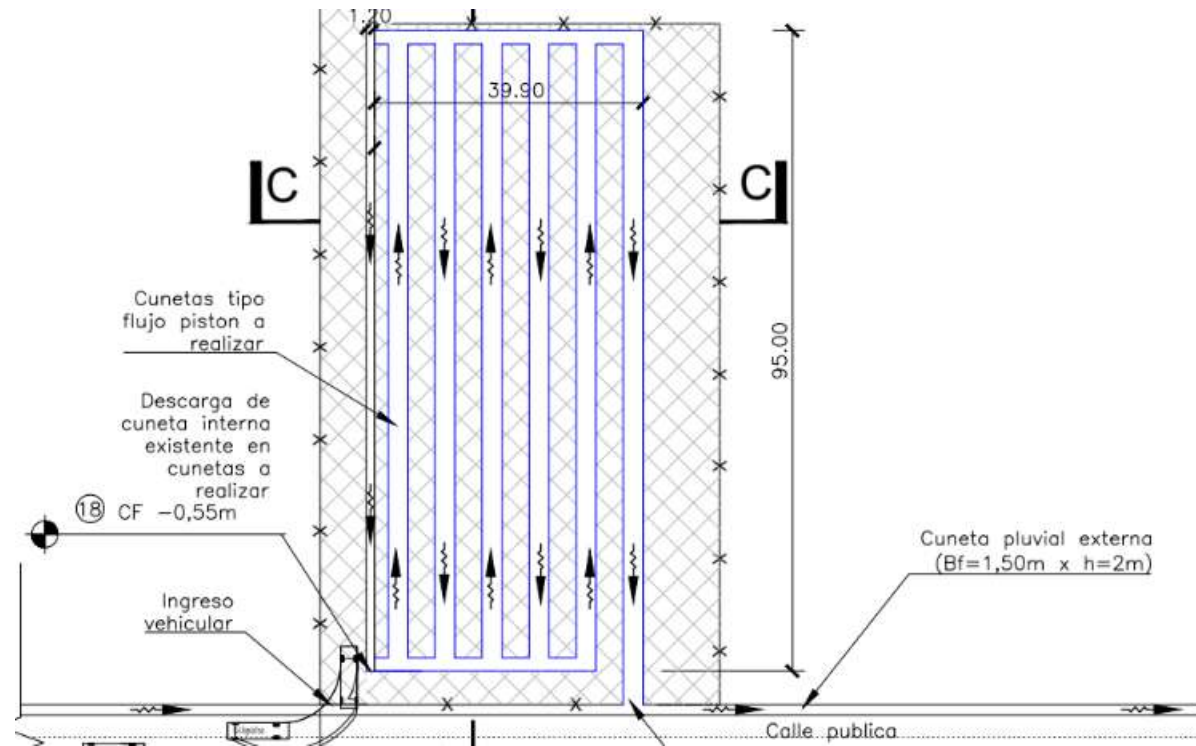


Figura 62 – Vista en planta del sistema de tratamiento proyectado – Fuente de elaboración propia

En cada uno de los flujos de 95 m (Ver [Figura 62](#)) se desciende casi 3 cm el fondo, por lo tanto, el tirante irá creciendo 3 cm en cada flujo de canal, partiendo desde una condición de diseño $y=0,40\text{m}$ hasta la descarga final con un tirante de $y=0,54\text{m}$, como se observa en el corte transversal de la [Figura 61](#).

De esta forma, se cumple la Normativa de Vuelco a un pluvial para la provincia de Santa Fe, dando una solución natural, económica y sostenible para el tratamiento del efluente. Para mayor detalle sobre esta Normativa, se puede consultar al **ANEXO N°11 – NORMATIVA DE VUELCO**.

3.8. Cálculo hidráulico de la cisterna de agua tratada

Para calcular la capacidad de la cisterna de agua tratada en función de los nuevos aportes, primero es necesario definir un nivel mínimo y un nivel máximo en cisterna, para así disponer de un volumen útil determinado.

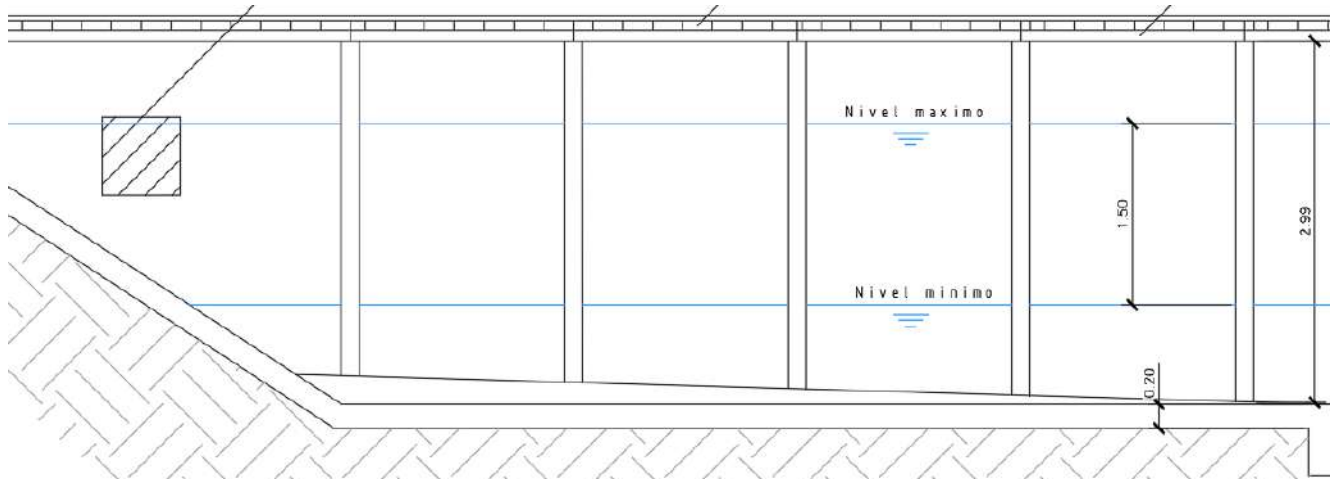


Figura 63 – Niveles de la cisterna – Fuente de elaboración propia

A continuación, se presenta una tabla resumen (ver [Tabla 49](#)) de los cálculos realizados para determinar la capacidad de la cisterna en función de sus dimensiones y las propiedades del agua.

Tabla 49 – Análisis de la capacidad de almacenamiento de la cisterna – Fuente de elaboración propia

5. CISTERNA DE AGUA TRATADA			
5.1- CAPACIDAD CISTERNA			
Datos generales:			
Peso específico del agua	g =	9798.0	N/m ³
Densidad específica del agua	r =	999.78	kg/m ²
Viscosidad cinemática del agua	n =	1.306E-06	m ² /s
Viscosidad dinámica del agua	m =	1.370E-03	N.s/m ²
Pendiente fondo (Recomendación ENOHSa-Crit. Diseño Cap. 10)	i =	0.02	m/m
Altura útil promedio	Hu =	2.35	m
Ancho útil	Au =	8.80	m
Cantidad de calles longitud total media cisterna	n1 =	9.0	
Cantidad de calles long. parcial media cisterna	n2 =	1.7	
Largo útil calles completas	Lu1 =	6.00	m
Largo útil calles incompletas	Lu2 =	0.00	
Verificación como cámara de contacto (Criterios de diseño ENOHSa, Cap. 8, pag.19):			
Sumatoria Largo ($\sum Lu_i \cdot n_i$)/Ancho útil calle (>40)		6.1	
Relación Largo/Ancho		0.7	
Volumen útil media cisterna	Vu =	1117	m ³
Volumen útil total	Vut =	2234	m ³
Caudales de ingreso a Cisterna:			
1er ETAPA	Qmax ₁ =	1383	m ³ /hs
2da ETAPA	Qmax ₂ =	1610	m ³ /hs

3.9. Proyecto estructural de la cisterna de agua tratada

3.9.1. Dimensionamiento elementos estructurales de la cubierta

Análisis de carga

Para comenzar con el dimensionamiento de la cubierta, correspondiente a la futura cisterna de agua tratada (actual pileta de recuperación de efluentes en desuso), se tendrá en cuenta el siguiente esquema (ver [Figura 64](#)), donde se representan los elementos estructurales (tabiques y viguetas).

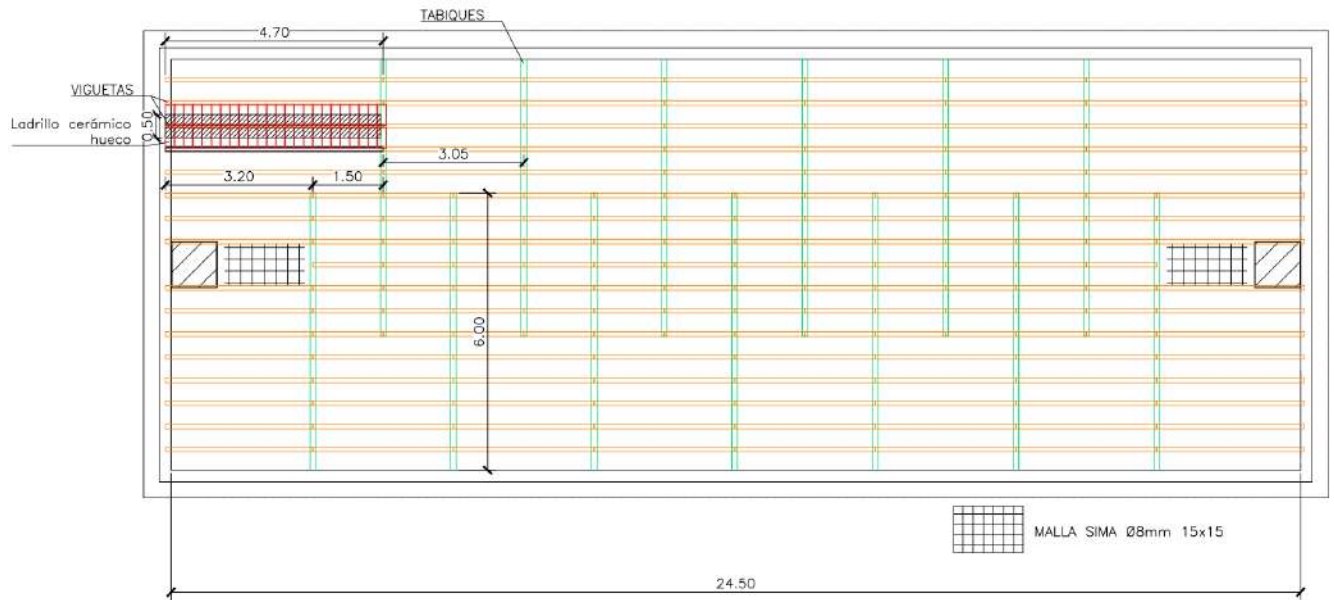


Figura 64 – Elementos estructurales de la nueva cisterna a dimensionar – Fuente de elaboración propia

Por otra parte, para calcular el peso propio de la estructura propuesta para la cubierta a diseñar, se tienen en cuenta los siguientes esquemas (ver [Figura 65](#) y [Figura 66](#))

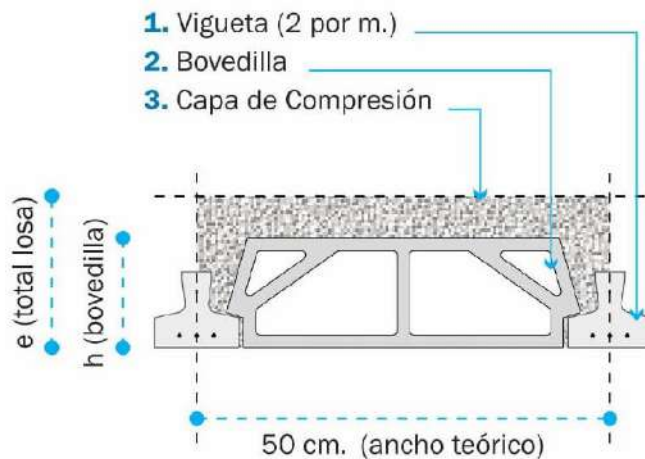


Figura 65 – Sistema constructivo planteado para la cubierta

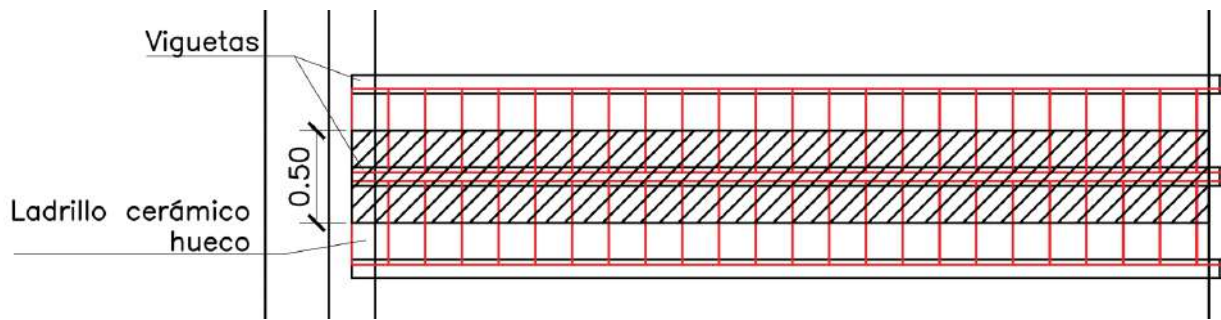


Figura 66 – Ancho de influencia de las viguetas

- Cargas Permanentes (D):

$$qd1(pp\ ladrillo\ cerámico\ hueco) = \delta * e = 7\ kN/m^3 * 0,12m * 0,50m = 0,42kN/m$$

$$qd2(pp\ capa\ de\ comp) = \delta * e = 25\ kN/m^3 * 0,07\ m * 0,50\ m = 0,875\ kN/m$$

$$qd3 = Terraplén\ de\ suelo$$

Para el recubrimiento de tierra a colocar sobre la cisterna (ver [Figura 31](#)), se considera adecuado un espesor de 30 cm, ya que el mismo debe permitir el crecimiento de vegetación por encima de la tapa de la cisterna. Si el espesor fuera menor, el sol, al calentar el terraplén de suelo, quemaría las raíces, imposibilitando el crecimiento.

Se obtiene, del Reglamento Cirsoc 101, el peso específico correspondiente al material de recubrimiento. Para esto, se supone que dicho terraplén se ejecutará con suelo existente en la zona, es decir, se considera arcilla húmeda (ver [Tabla 50](#)).

Tabla 50 – Peso específico del espesor de tierra a colocar sobre la cubierta

• Materiales de construcción varios		
Arcilla expandida por cocción		
	de grano fino: no mayor que 3 mm	9
	de grano intermedio: de 3 a 10 mm	7,5
	de grano grueso: mayor que 10 mm	6,5
Cal		
	en pasta	13
	en polvo	6
	viva	8
Casco de ladrillo, apilado		13
Cemento suelto		14
Escoria de altos hornos granulada		11
Escoria de altos hornos en trozos		15
Granza de ladrillo		10
Grava o canto rodado, seco		17
Perlita expandida		1,3
Piedra partida, apilada		
	cuarcítica	14
	granítica	16
Policloruro de vinilo (PVC)		14
Polvo de ladrillo		9
Suelo cemento		(**)
Suelo, no sumergido		
	Arcilla, seca	9,9
	Arcilla, húmeda	17,3
	Arcilla y grava, seca	15,7

$$qd3 = \delta * e = 17,3 \text{ kN/m}^3 * 0,30\text{m} * 0,50\text{m} = 2,595 \text{ kN/m}$$

$$Qd \text{ total} = 0,420 + 0,875 + 2,595 = 3,89 \text{ kN/m}$$

- Sobrecarga de uso (L)

A partir del Reglamento CIRSOC 101, se obtiene el valor de sobrecarga a adoptar, correspondiente a una azotea inaccesible (ver [Tabla 51](#)).

Tabla 51 – Sobrecarga para la cubierta

Azoteas y terrazas	
donde pueden congregarse personas	5
azoteas accesibles privadamente	3
azoteas inaccesibles	1

$$qL = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$QU = 1.2 Qd + 1.6 qL = 6.268 \text{ kN/m}$$

Dimensionamiento Viguetas

Para realizar el dimensionamiento de las viguetas, se utilizará el Manual Técnico – Viguetas pretensadas (especiales) T21, teniendo en cuenta los siguientes valores (ver *Tabla 52* y *Tabla 53*).

Tabla 52 – Longitudes comerciales viguetas – Fuente: Manual Técnico – Viguetas pretensadas (especiales) T21

Denominación	Largos Comerciales
Serie Áster	de 1,00 m. a 3,00 m.
Serie A1	3,20 m. / 3,40 m.
Serie A2	3,60 m. / 3,80 m.
Serie B1	4,00 m. / 4,20 m.
Serie B2	4,40 m. / 4,60 m.
Serie C	de 4,80 m. a 5,40 m.

Tabla 53 – Momentos admisibles viguetas – Fuente: Manual Técnico – Viguetas pretensadas (especiales) T21

Serie TENSOLITE	Capa de compresión	Sección Acero	M admisible vigueta simple		
			Bov: 9 (kgm/m)	Bov: 13 (kgm/m)	Bov: 17 (kgm/m)
T21eA	5	37,8	916	1250	1583
T21eB	5	55	1193	1627	2061
T21eC	5	67,6	1499	2043	2588
T21eD	5	76,2	1637	2232	2827

A modo de ejemplo, se realiza el análisis de carga para la vigueta de mayor longitud (correspondiente a 4,70m).

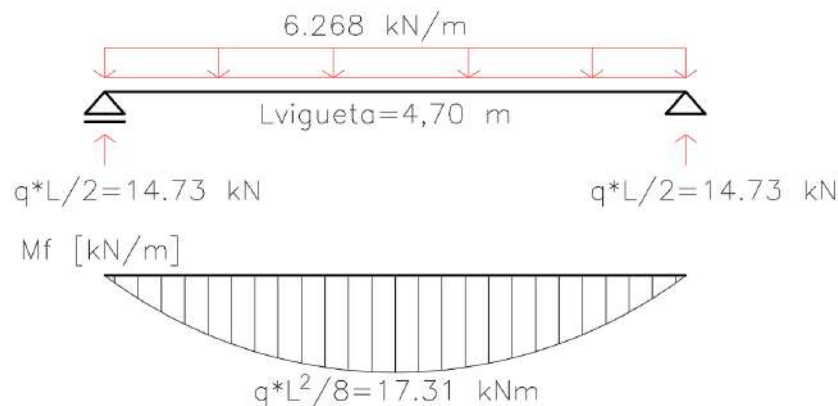


Figura 67 – Diagrama de momento flector vigueta de mayor longitud – Fuente de elaboración propia

Siguiendo lo enunciado en el Manual Técnico de Viguetas, para que se verifique que el Mflector sea menor que el Mflector admisible, se deberían adoptar viguetas T21eC ($M_{ad} = 20,43 \text{ kNm}$. Con lo cual las viguetas trabajarían en condiciones óptimas.

Dimensionamiento Tabique Deflector

Si bien, dadas las dimensiones geométricas de las pantallas deflectoras, se trataría de vigas de gran altura (VGA), en base a lo expuesto en el Cuaderno 240, la viga-pared es un elemento estructural de superficie plana que está sometida a carga en la dirección de su plano medio, para el cual ya no son válidos los principios de DIN 1045 párrafo 17.2.1 (conservación de las secciones planas).

El límite entre la viga esbelta y la viga pared está determinado en DIN 1045 párrafo 17.1.2. De acuerdo con ello la viga con $l_0/h \geq 1$ se tratarán como elementos de gran esbeltez, calculándolas con los métodos propios de este tipo de estructura.

En este caso $l_0/h \geq 1 \rightarrow 6/3 = 2 > 1 \rightarrow \text{VGA}$

Ahora bien, como la carga se transmite directamente hacia el elemento estructural, trabajando como un tabique a compresión simple, en cuanto a cargas horizontales (aquellas ejercidas por la presencia del agua), es decir perpendiculares al plano del tabique, no existen diferencias de presiones entre un lado y el otro del tabique, con lo cual no son tenidas en cuenta para el dimensionamiento.

Se observa en [Figura 68](#) el tabique más solicitado, donde la parte inferior se representa mediante un empotramiento elástico.

Para el dimensionamiento de los tabiques, se propuso un espesor de 12 cm, ya que el reglamento Cirsoc no restringe su espesor mínimo, pero sabemos que los mismos llevan armadura vertical y horizontal, con sus respectivos recubrimientos. Teniendo en cuenta estas consideraciones, se define el espesor de las pantallas, de manera tal de garantizar una correcta ejecución y funcionamiento.

Dimensiones de los tabiques $\rightarrow l_w = 6,0 \text{ m}; e = 0,12 \text{ m}; h = 3,0 \text{ m}$

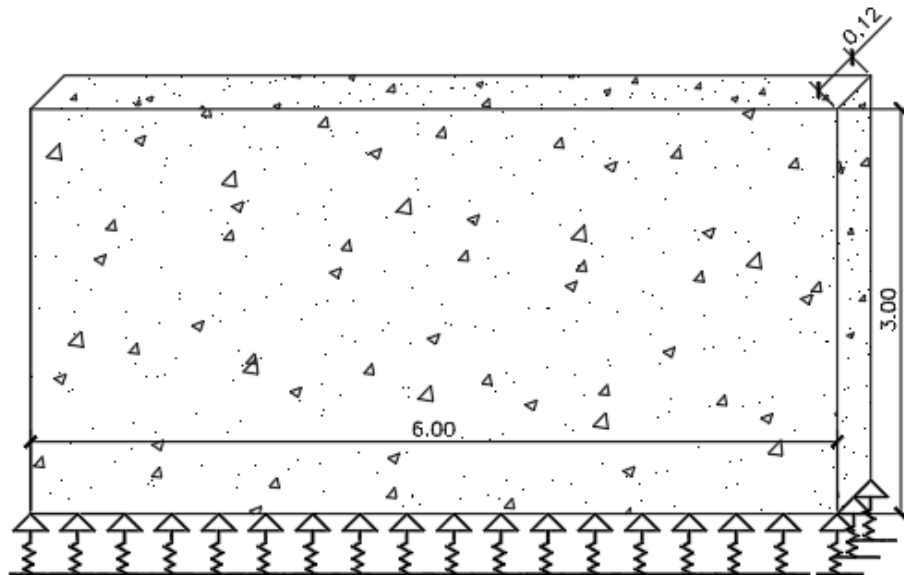


Figura 68 – Vinculación de los tabiques – Fuente de elaboración propia

Para el análisis de carga es necesario tener en cuenta el peso propio como así también la carga proveniente de la estructura que se encuentra por encima, entonces se tiene:

$$PU(pp) = 25 \text{ kN/m}^3 * 6,0 \text{ m} * 0,12 \text{ m} * 3,0 \text{ m} * 1,2 = 64,8 \text{ kN}$$

$$Pu \text{ tabique} = 8,3 \text{ kN} * 2 = 16,60 \text{ kN/m}$$

$$Pu \text{ Total tabique} = 54 \text{ kN} + 16,60 \text{ kN/m} = 81,4 \text{ kN}$$

Para la determinación de la armadura, se utiliza el siguiente apartado del reglamento CIRSOC 201 (ver Figura 69).

10.12. MOMENTOS AMPLIFICADOS – PÓRTICOS INDESPLAZABLES

10.12.1. Para los **elementos comprimidos en pórticos indesplazables**, el **factor de longitud efectiva k** debe ser **igual a 1**, a menos que se justifique por medio del análisis la utilización de un valor menor. La determinación de k se debe realizar considerando los valores de E e I establecidos en el artículo 10.11.1.

10.12.2. En los **pórticos indesplazables** se pueden ignorar los **efectos de la esbeltez**, en aquellos elementos comprimidos que verifiquen la siguiente expresión :

$$\frac{k \ell_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (10-7)$$

$$\text{con } 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

Figura 69 – Reglamento CIRSOC 201

Se considera que $M_1 = M_2 = 0$ y luego se calcula:

$k * lu/r = 1 * 3 \text{ m} / 0,3 * 0,12 \text{ m} = 80 > 34 \rightarrow$ se deben considerar los efectos de segundo orden

Dado lo obtenido, haciendo uso del apartado 10.12.3 del Reglamento Cirsoc (expuesto a continuación, ver [Figura 70](#) y [Figura 71](#)), se obtienen los siguientes resultados:

$$\begin{aligned}
 C_m &= 1 \\
 EI &= 23887059 \text{ kNcm}^2 \\
 P_c &= 2619,5 \text{ kN} \\
 \delta_{ns} &= 1,0 \\
 M_2 \text{ min} &= 1,5 \text{ kNm} \\
 M_c &= 1,5 \text{ kNm} * 1,0 = 1,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

10.12.3. Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada P_u y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, M_c , de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (10-8)$$

siendo:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0 \quad (10-9)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_u)^2} \quad (10-10)$$

$$EI = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{sc}}{1 + \beta_d} \\ \text{ó} \end{array} \right. \quad (10-11)$$

$$EI = \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} \end{array} \right. \quad (10-12)$$

Figura 70 – Reglamento CIRSOC 201

10.12.3.1. El coeficiente C_m , para los elementos *sin cargas transversales* entre sus apoyos, se debe obtener de la siguiente expresión:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (10-13)$$

donde M_1 / M_2 es *positivo* si la columna se deforma con *curvatura simple* (momentos extremos de igual signo) y *negativo* si la columna se deforma con *curvatura doble* (momentos extremos de distinto signo).

Para elementos *con cargas transversales* entre sus apoyos, se debe adoptar:

$$C_m = 1$$

Figura 10.12.3.1. Valores del coeficiente C_m para columnas esbeltas en pórticos desplazables e indesplazables

10.12.3.2. El valor del momento mayorado M_2 , en la expresión (10-8), debe verificar:

$$M_2 \geq M_{2,min} = P_u (15 + 0,03 h) \quad (10-14)$$

alrededor de cada eje en forma separada, donde 15 y 0,03 h se expresan en mm.

Para elementos en los que se verifique que $M_{2,min} > M_2$, en la expresión (10-13) se debe adoptar $C_m = 1$, ó C_m se debe determinar considerando el cociente de los momentos calculados para los extremos M_1 y M_2 .

$$c = \frac{0,2 E_c I_g + E_s I_{se}}{(k l_u)^2 + 1 + \beta_d}$$

Figura 71 – Reglamento CIRSOC 201

Con los valores de M_c y P_u , se ingresa en los diagramas de interacción proporcionados en el Reglamento CIRSOC 201 (en este caso, DIAGRAMA I.6) y se obtiene así la cuantía necesaria. A partir de la cual se determina la armadura necesaria.

Se obtiene un valor de cuantía $\rho=0,005$ y luego, se determina:

$$A_{st} = 0,005 * 600 \text{ cm} * 12 \text{ cm} = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{armadura total (a repartir en ambas caras)}$$

$$A_{st \text{ en cada cara}} = 18 \text{ cm}^2$$

Por otra parte, los estribos se calculan a partir del siguiente apartado del Reglamento CIRSOC 201 (ver [Figura 72](#)).

Tabla 7.10.5.1. Diámetros mínimos d_{be} de los estribos de columna

Barras longitudinales, d_b	Diámetros mínimos de los estribos, d_{be} (mm)
$d_b \leq 16$ mm	6
16 mm $< d_b \leq 25$ mm	8
25 mm $< d_b \leq 32$ mm	10
$d_b > 32$ mm paquetes de barras	12

Se podrá utilizar alambre conformado o malla soldada de alambre con un área equivalente.

7.10.5.2. La *separación vertical* s de los estribos cerrados debe ser:

$$s \begin{cases} \leq 12 \text{ diámetros de la barra longitudinal,} \\ \leq 48 \text{ diámetros de la barra o alambre de los estribos,} \\ \leq \text{dimensión del lado menor de la columna.} \end{cases}$$

Figura 72 – Reglamento CIRSOC 201

Opción 1)

- Armadura vertical, en cada cara: 16 barras de $\varnothing 12$ mm c/50 cm
- Estribos= $\varnothing 6$ mm c/12 cm
- Ganchos= 5 x m²

Opción 2)

- Armadura vertical, en cada cara: 22 barras de $\varnothing 10$ mm c/27 cm
- Estribos= $\varnothing 6$ mm c/12 cm
- Ganchos= 5 x m²

Opción 3)

- Armadura vertical, en cada cara: 36 barras de $\varnothing 8$ mm c/16 cm
- Estribos= $\varnothing 6$ mm c/12 cm
- Ganchos= 5 x m²

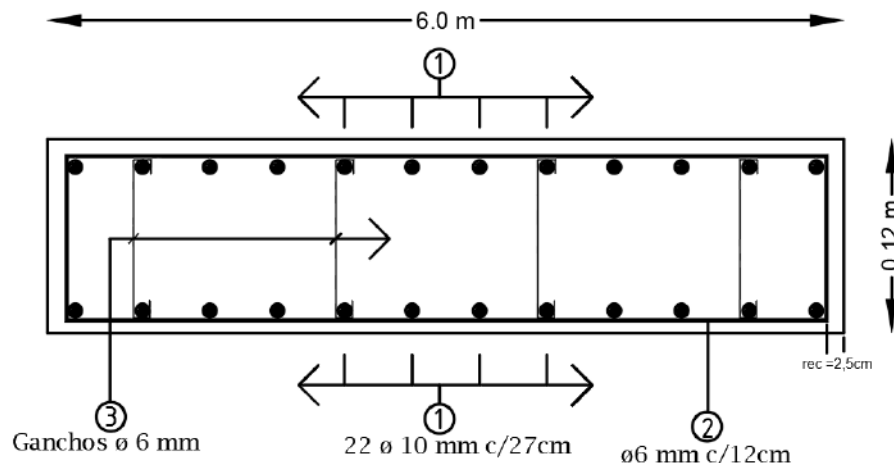


Figura 73 – Esquema de armadura de los tabiques – Fuente de elaboración propia

Dimensionamiento Bases

- Dimensiones del tabique: espesor = 0,12 m; Alto = 3,00 m
- Carga del Tabique: $P_s = 61,42 \text{ kN}$; $P_u \text{ Total tabique} = 81,4 \text{ kN}$
- Cota de fundación: Nivel de losa de cisterna
- Materiales: Hormigón H-20 Acero ADN 420-1

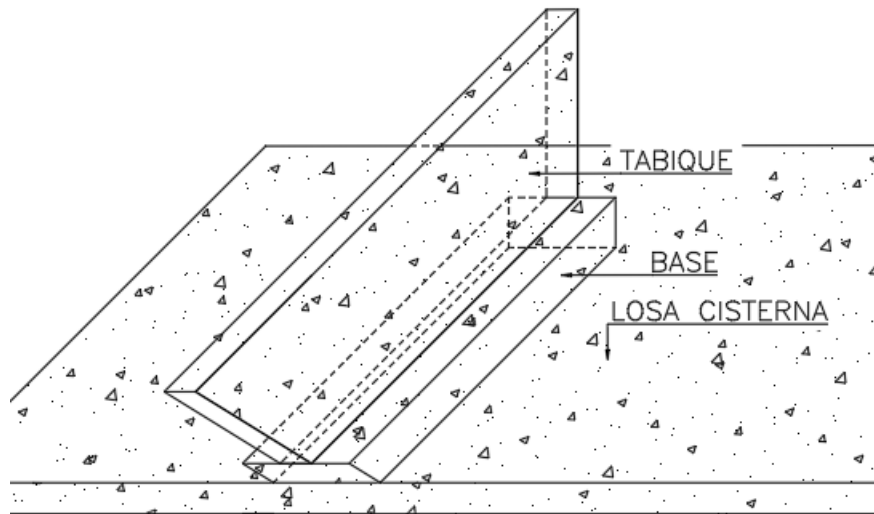


Figura 74 – Esquema de los tabiques – Fuente de elaboración propia

Dimensiones de las bases de los tabiques

Como los tabiques apoyan directo sobre la losa de fondo de la cisterna de agua, para no generar o evitar que se produzca un punzonado por la carga proveniente de la cubierta de la cisterna se proyectan bases individuales por cada tabique con el fin de disipar las cargas y evitar el efecto punzonado. Por lo cual, se adopta un sobrecanto de 0,50m a cada lado de los tabiques (ver [Figura 75](#)).

- Base= 0,50 m de vuelo (a cada lado de los tabiques); Largo = 3,10 m.

Con respecto a las dimensiones de las soleras donde apoyan los tabiques están serán de mayores dimensiones que los tabiques, esto es debido a que se respeta la hipótesis del dimensionamiento del fuste.

A su vez, cada una de las bases se vincularán a la losa de fondo por medio de anclajes químicos, tecnología habitual en estos casos, debido a que si se realiza un corte con la amoladora sobre la losa existente para luego vincular la armadura de la base con la armadura de la losa, genera mayores inconvenientes, siendo esta técnica habitual en otro contexto.

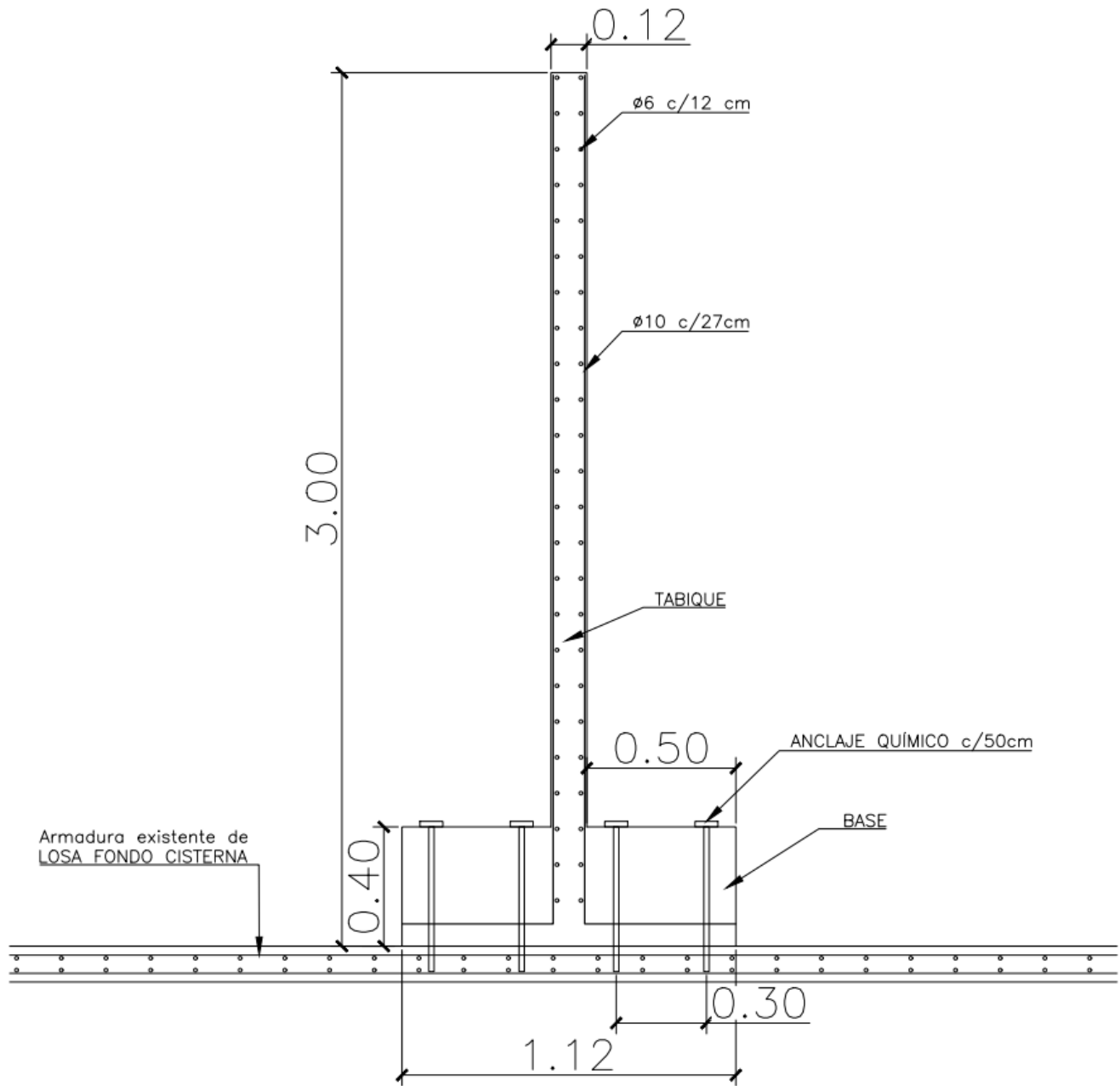


Figura 75 – Esquema de armaduras para las pantallas deflectoras – Fuente de elaboración propia

OBS: Dado que no conocemos al momento de elaborar este anteproyecto el estado del suelo bajo la losa existente, se recomienda auscultar el mismo y re proyectar la fundación.

El sistema aquí presentado, de no verificarse buenas condiciones en el suelo, podría generar fisuraciones no deseadas en la losa existente con el consecuente perjuicio al funcionamiento de la cisterna.

Lo aquí presentado es una alternativa verosímil pero no definitiva.

4. Consideraciones Ambientales vinculadas a la Planta Potabilizadora de Villa Ocampo

4.1. Objetivos de desarrollo sostenible

En 2015, todos los Estados Miembros de las Naciones Unidas aprobaron 17 Objetivos (ver [Figura 76](#)) como parte de la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible, en la cual se establece un plan para alcanzar los Objetivos en 15 años.



Figura 76 – Objetivo de Desarrollo Sostenible de las Naciones Unidas – Fuente: Pagina web Naciones Unidas

Los 17 ODS están integrados: reconocen que la acción en un área afectará los resultados en otras áreas y que el desarrollo debe equilibrar la sostenibilidad social, económica y ambiental.

A continuación, se desarrollan, según el orden de prioridad que se les dio durante el proyecto, los objetivos que se consideran vinculados al mismo y por qué se relacionan.



Garantizar la disponibilidad de agua potable y su gestión sostenible es el Objetivo 6. El agua libre de impurezas y accesible para todos es parte esencial del desarrollo sostenible por su impacto sobre la salud de la población y la producción de alimentos.

Entre las metas que se consideran que involucran al proyecto se encuentran:

“6.3 De aquí a 2030, mejorar la calidad del agua reduciendo la contaminación, eliminando el vertimiento y minimizando la emisión de productos químicos y materiales peligrosos, reduciendo a la mitad el porcentaje de aguas residuales sin tratar y aumentando considerablemente el reciclado y la reutilización sin riesgos a nivel mundial.”

“6.4 De aquí a 2030, aumentar considerablemente el uso eficiente de los recursos hídricos en todos los sectores y asegurar la sostenibilidad de la extracción y el abastecimiento de agua dulce para hacer frente a la escasez de agua y reducir considerablemente el número de personas que sufren falta de agua.”

“6.5 De aquí a 2030, implementar la gestión integrada de los recursos hídricos a todos los niveles, incluso mediante la cooperación transfronteriza, según proceda.”

“6.6 De aquí a 2020, proteger y restablecer los ecosistemas relacionados con el agua, incluidos los bosques, las montañas, los humedales, los ríos, los acuíferos y los lagos.”

Actualmente se estima que la escasez de agua afecta a más del 40% de la población mundial, por lo cual es necesario invertir en infraestructura, proporcionar las instalaciones adecuadas para brindar el servicio de agua y saneamiento y fomentar las prácticas de higiene.

Es por eso que, el gobierno de Argentina adoptó como meta a lograr en 2030 el acceso universal y equitativo al agua potable a un precio asequible para todos.



Entre las metas que se consideran que involucran al proyecto se encuentra:

“3.9 Para 2030, reducir sustancialmente el número de muertes y enfermedades producidas por productos químicos peligrosos y la contaminación del aire, el agua y el suelo.”

Esto se relaciona con el proyecto, ya que, el cambio en sistema de potabilización, no solo permite una mayor y mejor remoción del hierro y el manganeso, sino que, además, se trata de un sistema biológico que no requiere la utilización de productos químicos (como el hipoclorito de sodio).



Entre las metas que se consideran que involucran al proyecto se encuentran:

“12.2 De aquí a 2030, lograr la gestión sostenible y el uso eficiente de los recursos naturales.”

“12.4 De aquí a 2020, lograr la gestión ecológicamente racional de los productos químicos y de todos los desechos a lo largo de su ciclo de vida, de conformidad con los marcos internacionales convenidos, y reducir significativamente su liberación a la atmósfera, el agua y el suelo a fin de minimizar sus efectos adversos en la salud humana y el medio ambiente.”

“12.6 Alentar a las empresas, en especial las grandes empresas y las empresas transnacionales, a que adopten prácticas sostenibles e incorporen información sobre la sostenibilidad en su ciclo de presentación de informes.”

Al igual que en el caso anterior, estas metas se relacionan con el sistema de potabilización y, a su vez, con el sistema propuesto para el tratamiento de los efluentes (lodos), que consiste en una laguna de sedimentación, previa descarga a la cuneta existente.

Por otra parte, esto también se vincula a uno de los objetivos planteados para el Acueducto del Norte Santafesino, ya que, se prevé a largo plazo, la captación de agua del río Paraná. Lo cual evitaría la sobreexplotación de los acuíferos y se aseguraría que las poblaciones futuras también puedan aprovechar este recurso.



“11.1 De aquí a 2030, asegurar el acceso de todas las personas a viviendas y servicios básicos adecuados, seguros y asequibles y mejorar los barrios marginales.”

“11.a Apoyar los vínculos económicos, sociales y ambientales positivos entre las zonas urbanas, periurbanas y rurales fortaleciendo la planificación del desarrollo nacional y regional.”

“11.b De aquí a 2020, aumentar considerablemente el número de ciudades y asentamientos humanos que adoptan e implementan políticas y planes integrados para promover la inclusión, el uso eficiente de los recursos, la mitigación del cambio climático..”

Esto se relaciona con el proyecto porque, uno de los objetivos planteados en el Plan del Norte (ver ANEXO 1) es “extender la cobertura del servicio de agua potable de red a las localidades del Norte de la provincia, las cuales tienen el mayor porcentaje de población rural de la provincia”.

4.2. Identificación de acciones generadas por el proyecto y factores ambientales afectados

Las obras de abastecimiento de agua potable tienen en general un impacto global positivo ya que básicamente sus objetivos son introducir mejoras en el ambiente humano que aumenten su calidad.

Actualmente, y debido a la creciente disminución de la oferta hídrica, el desarrollo humano debe ocurrir en el marco de una estrategia de conservación y uso sostenible de los recursos naturales, lo cual implica mantener su disponibilidad, calidad y equilibrio de modo tal de satisfacer las necesidades de la población humana actual sin comprometer las necesidades de las generaciones futuras.

Las obras y tareas de captación, conducción, tratamiento y suministro de agua potable son parte de las tareas de saneamiento proyectadas para mejorar la calidad de vida y la salud pública, ya que reducen considerablemente los riesgos de transmisión de enfermedades por utilización de fuentes no tratadas. Sin embargo, diseños inadecuados, escasa planificación, diagnósticos incorrectos, o la falta de mantenimiento y control del sistema pueden generar impactos no deseados, en algunos casos severos, tanto sobre los ambientes naturales como sobre la calidad de vida humana. De la misma manera, pueden afectar al propio recurso produciendo contaminación y alteración severa, como por ejemplo su agotamiento.

Por eso, es necesario verificar si los sistemas de agua potable incluyen una solución adecuada para el tratamiento y/o disposición de las aguas residuales generadas.

4.3. *Matriz de Impacto Ambiental*

La matriz de impacto ambiental es una matriz de doble entrada en la que las ordenadas corresponden a las acciones o actividades de la obra, con implicancia ambiental, derivadas de las distintas etapas de desarrollo consideradas. En este proyecto son:

a) Etapa constructiva:

a.1) Tareas preliminares:

- De implantación: Obradores y campamentos; contratación de mano de obra.

a.2) Preparación del terreno:

- Excavaciones: Limpieza del terreno; excavación para profundizar el canal de desagüe y para la laguna de sedimentación
- Compactación para la laguna de sedimentación.

a.3) Transporte:

- Transporte y descarga de materiales (arena, hormigón, armaduras, etc.), suelos y agua para las tareas de construcción; Maquinarias y combustibles para equipos de construcción; otros como por ejemplo señales de tránsito temporales.

a.4) Sistema de potabilización

- Instalación de equipos: bombas, válvulas, etc.
- rectificación del manto filtrante.
- Reestructuración de la cisterna de agua tratada: anclaje de armaduras, hormigonado, etc.
- Ampliación del canal de desagüe.

a.5) Varios:

- Maquinarias: De transporte de maquinarias y herramientas; equipos para movimiento de suelos.
- Generación de residuos sólidos de construcción.

- a.7) Riesgos: Derrames accidentales; fallas técnicas y operativas; accidentalidad.
- b) Etapa de operación:
- b.1) Mantenimiento y conservación de los pozos de captación.
 - b.2) Operación de la Planta Potabilizadora
 - b.3) Mantenimiento de la Planta Potabilizadora.
 - b.4) Operación del canal de desagüe
 - b.5) Generación de lodos residuales.
 - b.6) Disponibilidad de agua potable.
 - b.7) Monitoreo de la calidad de agua cruda y del agua potable.
 - b.8) Riesgos: de desbordes del canal y fallas técnicas y operativas.
 - b.9) Capacitación del personal.

Por su parte, las abscisas corresponden a las características o factores del medio receptor, natural y socio-económico-cultural, susceptible de ser afectadas por las actividades de la obra. Estas son:

a) Medio receptor natural

- a.1) Atmósfera: Calidad del aire y ruido.
- a.2) Suelos: Calidad y estabilidad.
- a.3) Aguas:
 - Calidad del agua subterránea.
- a.4) Flora: Cobertura (árboles, arbustos, césped natural, etc.)
- a.5) Fauna: Abundancia (aves, roedores, etc.)
- a.6) Paisaje: local (impactos visuales y paisajísticos en el área de estudio).

b) Medio receptor socio-económico-cultural:

- b.1) Situación poblacional: Salud; empleo; migraciones.
- b.2) Situación económica: Comercial; renta del suelo.
- b.3) Situación socio-cultural: Acceso a educación (desde el punto de vista de la

movilidad, los anegamientos evitados, etc.); hábitos de higiene (debidos a la red red de agua potable).

b.5) Tránsito y transporte: Movilidad individual; transporte de cargas (o insumos del sector industrial que hay en las proximidades del área de estudio, etc.).

Análisis de los impactos

Cada variable tiene:

- a) Tipo y magnitud de impacto:
 - Impactos no significativos: celda no coloreada.
 - Impactos positivos o beneficiosos, celda coloreada:
 - verde claro: bajo
 - verde: medio
 - verde oscuro: alto
 - Impactos negativos o perjudiciales, celda coloreada:
 - rojo claro: bajo
 - rojo: medio
 - rojo oscuro: alto
- b) Duración del impacto
 - Transitorio: T. Se manifiesta durante un lapso limitado de tiempo, frecuentemente solamente en el período de construcción de la obra.
 - Permanente P. Se manifiesta a lo largo del tiempo y persiste más allá de la finalización de la etapa de construcción.
- c) Localización del impacto:
 - Concentrado: C. El circunscripto al área de ocurrencia de la acción (Área Operativa)
 - Difuso: D. El que se propaga en el espacio más allá del área de ocurrencia de la acción (Área de Influencia)

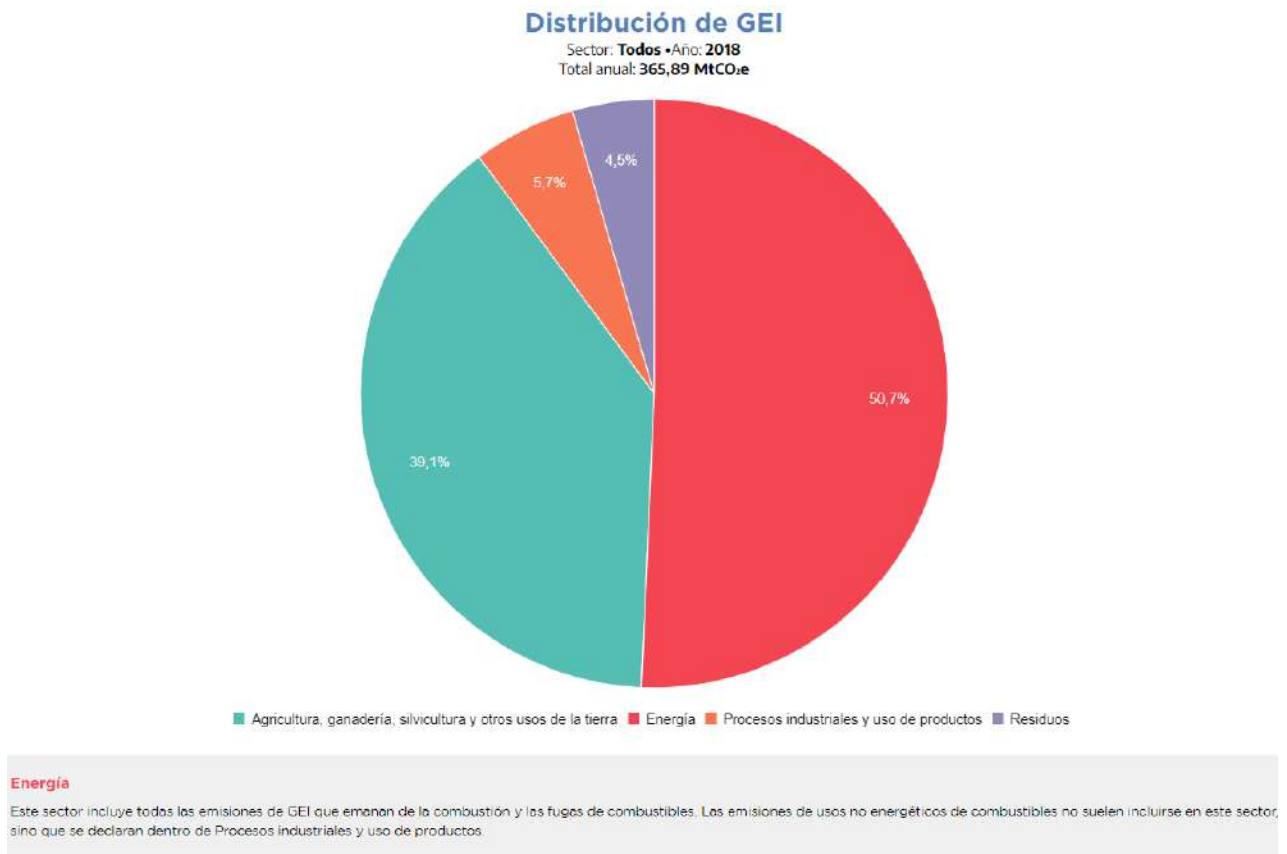
Por lo tanto a) b) y c) pueden representarse en una misma celda, que tiene de base el color para identificar tipo y magnitud de impacto y dos letras, una para duración y otra para localización del impacto.

La matriz de impacto Ambiental se adjunta en el **ANEXO N°11 – Matriz de Impacto Ambiental**.

4.4. Generación de gases de efecto invernadero

Se realiza un análisis a través del “Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación” desarrollado por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible del país para determinar, según la actividad, la cantidad de gases de efecto invernadero generada en toneladas métricas equivalente de dióxido de carbono (MTCO_{2e}).

A continuación, se puede observar la cantidad de gases generada por sectores, siendo de interés los relacionados con la energía y los procesos industriales (ver [Figura 77](#)). Además, se hace una discretización teniendo en cuenta el porcentaje generado en la provincia de Santa Fe (ver [Figura 78](#)).



*Figura 77 – Emisiones de gases de efecto invernadero –
Fuente: Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación*

Desagregación Provincial

Sector: **Todos** • Año: **2010 - 2018**

Emisiones no asignadas promedio 2010-2018: **11%**

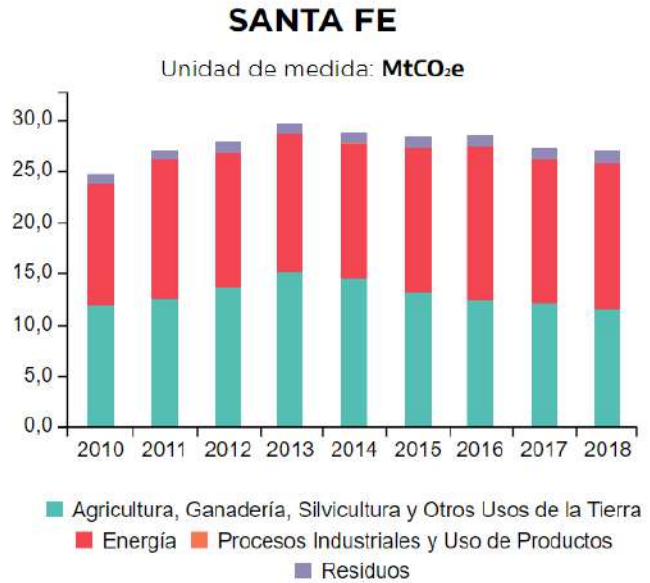


Figura 78 – Emisiones de gases en función de los MtCO₂e –
Fuente: Inventario Nacional de Gases de Efecto Invernadero y Monitoreo de Medidas de Mitigación

Como el proyecto implica la modificación del sistema de tratamiento a uno biológico, es decir, sin la necesidad de emplear productos químicos en el proceso de potabilización, la actividad más implicada en la emisión de gases de efecto invernadero sería el transporte de materiales durante la ejecución de la obra, en particular el transporte terrestre, que es el más utilizado en nuestro país. Por eso, se presenta, a modo de referencia, el porcentaje de gases generados por esta actividad (ver [Figura 79](#)).

5. ANEXOS

5.1. ANEXO N°1 – PLANIFICACIÓN DEL SISTEMA PROVINCIAL DE ACUEDUCTOS

A continuación, se transcriben párrafos e imágenes (tablas) extraídas de una publicación realizada en 2019 por el gobierno de Santa Fe, en el marco del denominado “Plan del Norte”.

“El gobierno de la Provincia de Santa Fe se propuso en el marco del Plan del Norte extender la cobertura del servicio de agua potable de red a las localidades del Norte de la provincia, las cuales tienen el mayor porcentaje de población rural de la provincia, para lo cual desarrolló proyectos de construcción de acueductos y extensión de redes de distribución local.”

OBS: Cabe aclarar que esta premisa para el abastecimiento de agua potable a las distintas localidades, no es sólo para el Plan del Norte, sino que es la base de la propuesta de la Planificación de Acueductos de la Provincia de Santa Fe y la Ley de Aguas N° 13.740.

Los acueductos del Norte Santafesino y Reconquista surgen a partir del año 2008 en el marco posterior a una sequía muy importante en la región.

“Según datos del ENRESS, en 2017 en la provincia de Santa Fe había un total de 423 servicios de agua provistos por municipalidades (38 servicios), comunas (243 servicios) y cooperativas (142 servicios). De ese total, 393 contaban con sistemas de fuente de agua subterránea y 30 con sistemas de fuente de agua superficial. A su vez, del total de sistemas con fuente de agua subterránea, 315 contaban con una red de distribución de agua y 78 disponían exclusivamente de un sistema de distribución de agua tratada en bidones.”

“Muchos de los servicios de agua subterránea presentan en la fuente anomalías químicas de distinta magnitud e importancia sanitaria. De acuerdo a datos del ENRESS, en 2017 del total de 315 de los servicios con fuente subterránea que contaban con una red de distribución, un tercio de ellos (111 servicios) conllevaba problemas sanitarios y/o riesgos para la salud de la población (niveles 4, 5 y 6).”

Nivel de calidad del agua	DESCRIPCIÓN SEGÚN CRITERIOS SANITARIOS	Cantidad de servicios
1 y 2	Calidad aceptable organolépticamente y sin riesgos para la salud de la población	Nivel 1:143 Nivel 2: 24
3	Elevada salinidad, problemas organolépticos y rechazo de los usuarios	37
4	Elevada concentración de Hierro y/o manganeso, problemas organolépticos, sanitarios y rechazo de los usuarios	45
5	Elevada concentración de nitratos que conlleva riesgos para la salud de la población	10
6	Elevada concentración de arsénico y/o fluoruros que conlleva riesgos para la salud de la población usuaria, tornando el agua no apta para la bebida	56

Fuente: elaboración propia a partir de datos de la Resolución N°465/16 y del informe 2017 de la Gerencia de Control de Calidad del ENRESS.

Acueducto del Norte Santafesino

El proyecto del Acueducto del Norte Santafesino es parte de las obras de infraestructura de agua y energía incluidas en la Planificación del Sistema Provincial de Acueductos de la Provincia de Santa Fe.

El Plan del Norte tiene como fin promover el desarrollo de la región norte y reducir las disparidades territoriales existentes en la provincia, mediante la realización de proyectos de inversión pública y la implementación de políticas para el arraigo y el fortalecimiento económico productivo en los departamentos General Obligado, Vera y 9 de Julio.

5.2. ANEXO N°2 – Ley Provincial 11.220 (Santa Fe) – Anexo A

Ley Provincial 11.220 (Santa Fe) - Prestación y regulación de los servicios sanitarios

ANEXO A
LIMITES PARA LA PROVISION DE AGUA POTABLE

A. PARAMETROS ORGANOLEPTICOS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
1	COLOR	mg/l escala Pt/Co	20	1
2	TURBIEDAD	UNT	2	0,5
3	OLOR	N° de dilución	2 a 12 °C 3 a 25 °C	1
4	SABOR	N° de dilución	2 a 12 °C 3 a 25 °C	0

B. PARAMETROS FISICOS-QUIMICOS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
5	pH	Unidades de pH	pHs +/- 0,5	pHs +/- 0,2
6	RESIDUOS SECOS	mg/l luego del secado a 180 °C	1500	1000
7	ALCALINIDAD TOTAL	mg/l CaCO ₃	-	30 < alcalinidad < 200
8	DUREZA TOTAL	mg/l CaCO ₃	100 < dureza < 500	-
9	CLORUROS	mg/l Cl	400	250
10	SULFATOS	mg/l SO ₄	400	200
11	CALCIO	mg/l Ca	250	100
12	MAGNESIO	mg/l Mg	50	30
13	HIERRO TOTAL	mg/l Fe	0,2	0,1
14	MANGANESO	mg/l Mn	0,1	0,05
15	COBRE	mg/l Cu	1,0	-
16	ZINC	mg/l Zn	5,0	-
17	ALUMINIO	mg/l Al	0,2	0,1
18	SODIO	mg/l Na	200	100
19	BARIO	mg/l Ba	1,0	0,1
20	AMONIO	mg/l NH ₄	0,5	0,05
21	NITROGENO (excluido el N en forma de nitritos y nitratos)	mg/l N	1	-
22	OXIDABILIDAD (permanganato de potasio)	mg/l O ₂	5	2
23	SULFURO DE HIDROGENO	µg/l S	No detectable organolépticamente	-
24	DETERGENTES ANIONICOS	mg/l	0,2	-
25	CLORO ACTIVO	mg/l Cl	1,2	0,2 < Cl < 0,5
26	FOSFORO	mg/l P ₂ O ₅	5,0	0,4

C. SUSTANCIAS TOXICAS INORGANICAS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
27	ARSENICO	µg/l As		100
28	CADMIO	µg/l Cd		5
29	CROMO TOTAL	µg/l Cr		50
30	CIANUROS	µg/l Cn		100
31	MERCURIO	µg/l Hg		1
32	NIQUEL	µg/l Ni		50
32	PLOMO	µg/l Pb		50
33	ANTIMONIO	µg/l Sb		10
34	PLATA	µg/l Ag		50
35	SELENIO	µg/l Se		10
36	NITRATOS	mg/l NO ₃	45 (1)	25
37	NITRITOS	mg/l NO ₂		0,1
38	FLUORUROS	mg/l F		1,5 - (2)

(1) Se recomienda que los lactantes no consuman aguas con tenores superiores a lo establecido

(2) Cuando la autoridad de salud lo recomiende, el valor a alcanzar será de 1 mg/l

D. SUSTANCIAS TOXICAS ORGANICAS Y PESTICIDAS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
39	BENCENO	µg/l		10 -
40	HIDROCARBUROS AROMATICOS	µg/l		0,2 -
	POLINUCLEARES (HAP)			
41	BENZO (A) PIRENO	µg/l		0,01 -
42	CLOROFORMO	µg/l		30 -
43	1,2 DICLOROETANO	µg/l		10 -
44	1,2 DICLOROETENO	µg/l		0,3 -
45	HEXACLOROBENCENO	µg/l		0,01 -
46	PENTAFLOROFENOL	µg/l		10 -
47	2,4,6 TRICLOROFENOL	µg/l		10 -
48	TRIHALOMETANOS	µg/l		100 -
49	TETRAFLORURO DE CARBONO	µg/l		3 -

D. SUSTANCIAS TOXICAS ORGANICAS Y PESTICIDAS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
50	TRICLOROETENO	µg/l		30 -
51	TETRAFLOROETENO	µg/l		10 -
52	HIDROCARBUROS TOTALES	µg/l		500 -
53	TOLUENO	µg/l		500 -
54	ETILBENCENO	µg/l		100 -
55	XILENOS	µg/l		300 -
56	ESTIRENO	µg/l		100 -
57	MONOCLOROBENCENO	µg/l		3 -
58	1,2 DICLOROBENCENO	µg/l		0,2 -
59	1,4 DICLOROBENCENO	µg/l		0,01 -
60	FENOLES	µg/l C6H5OH		1 -
61	CLORURO DE VINILO	µg/l		2000 -
62	2,4 D (ácido 2,4 diclorofenoxiacético)	µg/l		100 -
63	ALDRIN Y DIELDRIN	µg/l		0,03 -
64	CLORDANO (total de isómeros)	µg/l		0,3 -
65	DDT (total de isómeros)	µg/l		1 -
66	HEPTAFLORO Y HEPTAFLORO EPOXIDO	µg/l		0,1 -
67	GAMMA-HCH (Lindano)	µg/l		3 -
68	METOXICLORO	µg/l		30 -
69	MALATION	µg/l		190 -
70	METIL PARATION	µg/l		7 -
71	PARATION	µg/l		35 -

E. PARAMETROS MICROBIOLÓGICOS				
	DETERMINANTE	UNIDADES	LIMITE OBLIGATORIO	LIMITE RECOMENDADO
72	BACTERIAS AERÓBICAS	Nº por ml		100 -
73	COLIFORMES TOTALES	NMP por 100 ml (tubos múltiples)	< 2,2	-
		Nº por 100 ml (membrana filtrante)		0 -
74	COLIFORMES FECALES	NMP por 100 ml (tubos múltiples)	< 2,2	-
		Nº por 100 ml (membrana filtrante)		0 -
75	PSEUDOMONAS AERUGINOSAS	Nº por 50 ml	Ausencia	-
76	FITOPLANCTON Y ZOOPLANCTON Y	Nº por litro	Ausencia	-
77	GIARDIA LAMBLIA	Nº por 380 litros	Ausencia	-
78	CRYPTOSPORIDIUM		Ausencia	-

NOTAS:

- a) Límites recomendados: Los operadores deben programar alcanzar estos límites en condiciones normales de operación en una fecha que se establezca en las normas aplicables.
- b) La definición de frecuencias y métodos de muestreo para verificar el cumplimiento de los límites deberá figurar en las normas aplicables.

5.3. ANEXO N°3 – Resolución N° 0391 – ENRESS



Provincia de Santa Fe

EnReSS

Ente Regulador
de Servicios Sanitarios

RESOLUCIÓN N°

0391

SANTA FE, **30 JUN 2021**

AUTOS y VISTOS estos caratulados: "Gerencia de Control de Calidad – Solicita otorgamiento condiciones diferenciales para servicios fuera del área de prestación provincial" (Expte. N° 16501-0021440-0); y

CONSIDERANDO:

Que en la Provincia de Santa Fe se presentan situaciones donde las aguas subterráneas utilizadas como fuente de provisión para agua de bebida no cumplen con la calidad físico-química fijada en el Anexo A de la Ley N° 11220;

Que mediante Resolución ENRESS N° 465/16 se clasificaron los Servicios de Agua en función de la calidad del suministro, y se les concedió, conforme lo establecido en el Artículo 64 de la Ley N° 11220, Condiciones Diferenciales y plazos para mejorar la calidad del agua suministrada;

Que la Gerencia de Control de Calidad ha efectuado una evaluación de la situación de los servicios fuera del ámbito de prestación provincial en lo que refiere a la calidad del agua suministrada a fin de actualizar la situación de los Servicios alcanzados por la Resolución N° 465/16;

Que los Servicios de Agua fuera del área abastecida por ASSA son 404 estando los mismos a cargo de Municipios, Comunas y Cooperativas, de los cuales 371 son abastecidos por agua subterránea; comprendiendo dicho total también a 68 Servicios sin red de distribución que suministran agua potable mediante la entrega de cómo mínimo 5 litros por habitante por día;

Que los restantes 303 servicios poseen red de distribución, contando en algunos casos con suministro complementario de cómo mínimo 5 litros por habitante por día de agua tratada cuando la calidad del agua de red no alcanza a cumplir con la normativa vigente;

Que asimismo se pone de manifiesto que 33 servicios de agua fuera del ámbito de prestación de ASSA utilizan fuente de agua superficial o mezcla de agua superficial y subterránea para cubrir la demanda de la población, observándose en muchos casos que las variaciones en la calidad de la fuente superficial y la calidad del agua subterránea provocan un

0391

aumento en las sales disueltas que superan lo admitido en el Anexo A de la Ley 11.220, por lo que correspondería otorgar iguales Condiciones Diferenciales de prestación del servicio;

Que el Artículo Tercero de la Resolución N° 465/16 ENRESS, concedió un plazo máximo de nueve (9) meses para los Servicios incluidos en los Niveles 3 a 6 para suministrar 5 litros de agua por habitante por día que cumpla la normativa de calidad vigente;

Que casi la totalidad de los Servicios incluidos en los Nivel 5 y 6, cuya problemática de calidad son Nitratos y/o Arsénico han cumplido dicho requerimiento;

Que el 68% de los Servicios incluidos en el Nivel 3, que presentan elevadas concentraciones de salinidad, han cumplimentado lo dispuesto por el Artículo Tercero de la Resolución N° 465/16;

Que sólo el 22% de los Servicios incluidos en el Nivel 4, que presentan elevadas concentraciones de Hierro y/o Manganeso, han cumplimentado lo dispuesto por el Artículo Tercero de la Resolución N° 465/16;

Que el Artículo Cuarto de la Resolución N° 465/16 ENRESS, concedió un plazo de cinco (5) años contados a partir de su dictado a los Servicios incluidos en los Niveles 2 a 6 para suministrar agua por red que cumpla con los niveles de calidad establecidos en el Anexo A de la Ley N° 11.220 y/o con las Condiciones Diferenciales fijadas en el Artículo primero de la citada Resolución;

Que algunos pocos Servicios de Agua han logrado cumplir con dicho requerimiento mediante la conexión a los Acueductos, implementando tratamientos específicos del agua subterránea o incorporando nuevas perforaciones de mejor calidad en casos en que fue posible;

Que la Gerencia de Control de Calidad informa que una importante cantidad de Servicios han realizado obras y/o acciones tendientes a mejorar el agua suministrada a los Usuarios por red o mediante la entrega de los 5 litros de agua por habitante por día que cumpla la normativa de calidad vigente;

Que muchos Servicios invocan el retraso en la ejecución de mejoras por estar incluidos en el Sistema de Acueductos provinciales o pendientes de subsidios nacionales o provinciales;

Que el área de Control de Calidad expresa que es dable mencionar que los proyectos de acueductos no sólo han sufrido demoras, sino también han sido revisados, actualizados y extendidos a toda la



Provincia de Santa Fe

0391

EnReSS

Ente Regulador
de Servicios Sanitarios

Provincia de Santa Fe y con ello fue ampliada la expectativa a Prestadores anteriormente no incluidos en el programa sanitario provincial;

Que la situación extraordinaria impuesta por la Pandemia de Covid 19 ha afectado las condiciones de prestación de los Servicios de Agua en términos de recursos humanos, técnicos y económicos;

Que asimismo, la pandemia ha dejado en evidencia que en localidades grandes el suministro de agua para retiro en bidones puede resultar poco adecuado, por lo que se otorgará un tratamiento diferente a los Servicios de Agua con poblaciones servidas mayores a 10.000 habitantes en el presente acto administrativo;

Que en virtud de lo expresado precedentemente, el área opinante, teniendo en cuenta la experiencia acumulada desde el dictado de la mencionada resolución, aconseja el dictado de una nueva norma que otorgue Condiciones Diferenciales actualizadas y plazos de cumplimiento;

Que asimismo, por razones de equidad, sugiere se apliquen las Condiciones Diferenciales mencionadas a los Servicios fuera del ámbito de prestación provincial que se se abastecen de agua superficial o mezcla de agua superficial y subterránea;

Que la Gerencia de Control de Calidad actualiza las Condiciones Diferenciales incorporando los parámetros Cloro libre residual y Aluminio en concordancia con el Límite Obligatorio establecido en el Anexo A de la Ley 11.220, según el siguiente detalle:

CONDICIONES DIFERENCIALES A CUMPLIR POR LOS SERVICIOS DE AGUA FUERA DEL ÁREA DE PRESTACIÓN PROVINCIAL

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR MÁXIMO ADMITIDO (Condición Diferencial)
Cloro Libre Residual	mg/l	0,2 a 1,2
Color	mg/l escala Pt/Co	5
Turbiedad	UNT	1
pH	Unidades de pH	6,5 a 8,5
Residuos Secos a 180 °C	mg/l	1200
Cloruros	mg/l	300
Sulfatos	mg/l	300
Alcalinidad	mg/l	Menor valor alcanzable
Dureza Total	mg/l	400
Magnesio	mg/l	50
Hierro Total	mg/l	0,2
Manganeso	mg/l	0,1

0391

Sodio	mg/l	300
Nitratos	mg/l	45
Aluminio	mg/l	0,2

Que en relación a los restantes parámetros incluidos en el Anexo A de la Ley 11.220 deben cumplir con los límites aplicables establecidos por dicha norma;

Que en base a la calidad del agua que distribuyen por red se han categorizado los Servicios de Agua fuera del área de prestación provincial que se surten de agua subterránea en Niveles 1 al 6, basados en los siguientes criterios sanitarios:

Niveles 1 y 2: Calidad aceptable organolépticamente y sin riesgos para la salud de la población.

Nivel 3: Elevada salinidad, problemas organolépticos y rechazo de los usuarios.

Nivel 4: Elevada concentración de Hierro y/o Manganeseo, problemas organolépticos, sanitarios y rechazo de los usuarios.

Nivel 5: Elevada concentración de Nitratos que conlleva riesgos para la salud de la población usuaria vulnerable.

Nivel 6: Elevada concentración de Arsénico y/o Fluoruros que conlleva riesgos para la salud de la población usuaria, tornando el agua no apta para la bebida.

Que la pauta para categorizar los Servicios de Agua en los 6 niveles de calidad mencionados, se define a partir del parámetro de mayor riesgo sanitario en el siguiente orden: Arsénico y/o Fluoruros - Nitratos - Hierro y/o Manganeseo - Residuos Secos a 180 °C y/o Sodio; sugiriendo la siguiente clasificación:

Nivel 1: Servicios que entregan agua cuya calidad físico-química cumple los niveles de calidad exigidos por el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en la tabla precedente.

Nivel 2: Servicios que entregan agua cuya concentración de Residuos Secos a 180 °C se encuentra entre 1200 mg/l y 1500 mg/l y/o Sodio entre 300 mg/l y 450 mg/l; cumpliendo los restantes parámetros el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en la tabla precedente.

Nivel 3: Servicios que entregan agua cuya concentración de Residuos Secos a 180 °C sea mayor a 1500 mg/l y/o Sodio mayor a 450 mg/l; cumpliendo los



Provincia de Santa Fe

0391

EnReSS
Ente Regulador
de Servicios Sanitarios

restantes parámetros el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en la tabla precedente.

Nivel 4: Servicios que entregan agua cuya concentración de Hierro sea mayor a 0,2 mg/l y/o Manganeso mayor a 0,1 mg/l; cumpliendo los parámetros Arsénico, Fluoruros y Nitratos el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en la tabla precedente.

Nivel 5: Servicios que entregan agua cuya concentración de Nitratos sea mayor a 45 mg/l; cumpliendo los parámetros Arsénico y Fluoruros el Anexo A de la Ley N° 11220.

Nivel 6: Servicios que entregan agua cuya concentración de Arsénico sea mayor a 50 µg/l y/o Fluoruros mayor a 1,5 mg/l.

Que la Gerencia de Control de Calidad expresa que los Servicios de Agua incluidos en los Niveles 1 y 2 suministran agua por red que cumple con las características físicas y químicas para agua potable establecidas por el Código Alimentario Argentino, con excepción del parámetro Arsénico para el cual se admite un límite máximo hasta 0,05 mg/l, hasta contar con los resultados del estudio "Hidroarsenicismo y Saneamiento Básico en la República Argentina";

Que los Servicios de Agua fuera del ámbito de prestación provincial, incluidos en los Niveles 3 a 4 (Anexo I de la presente Resolución), que no dispongan de suministro alternativo de 5 litros por habitante por día de agua que cumpla con la normativa vigente, se considera razonable lo implementen en un plazo máximo de un (1) año;

Que corresponde intimar, bajo apercibimiento de sanciones, a los Servicios incluidos en los Niveles 5 y 6 que actualmente no cuentan con el servicio complementario a que en un plazo máximo de 30 días corridos presenten el plan de obras u acciones para implementar en 90 días corridos la entrega de agua a razón de 5 litros por habitante por día, que cumpla la calidad establecida en el Anexo A de la Ley 11.220 y/o Condiciones Diferenciales, hasta tanto resuelvan la problemática de calidad del agua distribuida por red;

Que los Servicios de Agua fuera del ámbito de prestación provincial, incluidos en los Niveles 3 a 6 (Anexo I de la presente Resolución), con poblaciones servidas mayores o iguales a 10.000 habitantes, deberán en un plazo máximo de tres (3) años suministrar agua por red que cumpla como mínimo con la calidad establecida para el Nivel 2;

Que los Servicios de Agua fuera del ámbito de prestación provincial, incluidos en los Niveles 3 a 6 (Anexo I de la presente

0391

Resolución), con poblaciones servidas menores a 10.000 habitantes, deberán en un plazo máximo de cinco (5) años suministrar agua por red que cumpla como mínimo con la calidad establecida para el Nivel 2;

Que el suministro complementario de como mínimo 5 litros de agua por habitante por día, como así también los Servicios que consisten exclusivamente en la modalidad de prestación mediante la entrega de agua disponible para su retiro, dado que no poseen red de distribución, deben cumplir con el Anexo A de la Ley 11.220 y/o las Condiciones Diferenciales anteriormente propuestas, recomendando además que la concentración de Arsénico no supere los 30 µg/l. La distribución deberá realizarse en recintos que cumplan con condiciones higiénicas, estableciendo más de una boca de suministro en poblaciones mayores a 10.000 habitantes;

Que los Prestadores a cargo de los Servicios que cuenten con sistema complementario de como mínimo 5 litros de agua por habitante por día, como así también los Prestadores de Servicios que consisten exclusivamente en la modalidad de prestación mediante la entrega de agua disponible para su retiro, dado que no poseen red de distribución deberán intensificar las campañas sanitarias de concientización tendientes a promover su uso;

Que la Disposición N° 1 de fecha 22/03/10 de la ex Secretaría de Aguas del ex Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente en su Artículo 1° establece: *"A partir de la vigencia de la presente Disposición, los proyectos que se realicen a través de la Dirección Provincial de Saneamiento y Preservación de los Recursos Hídricos, y en la Dirección Provincial de Sistemas de Provisión de Agua, o en cualquier otro ámbito de la Secretaría de Aguas, y que estén destinados a mejorar la calidad del agua para consumo humano, en poblaciones que carecen de instalaciones para dicho fin, se diseñarán para abatir el arsénico a un máximo de 30 µg/l"*;

Que los servicios incluidos en los niveles 3 al 6, actualmente obligados a contar con un servicio complementario de entrega de agua que cumpla la normativa de calidad vigente, deberán informar a los Usuarios la disponibilidad y modo de acceso a dicho suministro;

Que la Comisión Especial de Prácticas Regulatorias ha elaborado un Proyecto de Resolución que se agrega a fojas 102/104;

Que la Gerencia de Asuntos Legales dictamina que se continúa exigiendo el suministro de agua en cantidad suficiente para la bebida y la preparación de alimentos, que refleja el respeto del derecho a la salud de los habitantes y usuarios del servicio y por lo tanto, supera el test de constitucionalidad (art. 42 de la CN y art. 19 de la Constitución Provincial) y de



Provincia de Santa Fe

0391

EnReSS

Ente Regulador
de Servicios Sanitarios

convencionalidad (art. 75, inc. 22) exigibles por el sistema jurídico argentino (art. 2 del Código Civil y Comercial de la Nación) y que finalmente la competencia del organismo y de su órgano directivo, no sólo surge con prístina claridad del texto de los arts. 64, 66 y 77 de la Ley 11220, sino de la integración normativa del bloque jurídico reglamentario del servicio sanitario;

Por ello, y en uso de las facultades conferidas por el Art. 26 inciso k) de la Ley 11220;

**EL DIRECTORIO DEL ENTE REGULADOR
DE SERVICIOS SANITARIOS
RESUELVE:**

ARTÍCULO PRIMERO: Otorgar a los Servicios fuera del ámbito de prestación provincial que distribuyen agua por red, mediante suministro complementario ó que consisten exclusivamente en abastecimiento mediante canillas públicas para retiro de agua en bidones por no contar con red de distribución, las condiciones diferenciales que a continuación serán detalladas. Dichas condiciones diferenciales también serán de aplicación para los Servicios de Agua que se habiliten con posterioridad al dictado de la presente resolución:

**CONDICIONES DIFERENCIALES A CUMPLIR POR LOS SERVICIOS DE AGUA
FUERA DEL ÁREA DE PRESTACIÓN PROVINCIAL**

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR MÁXIMO ADMITIDO (Condición Diferencial)
Cloro Libre Residual	mg/l	0,2 a 1,2
Color	mg/l escala Pt/Co	5
Turbiedad	UNT	1
pH	Unidades de pH	6,5 a 8,5
Residuos Secos a 180 °C	mg/l	1200
Cloruros	mg/l	300
Sulfatos	mg/l	300
Alcalinidad	mg/l	Menor valor alcanzable
Dureza Total	mg/l	400
Magnesio	mg/l	50
Hierro Total	mg/l	0,2
Manganeso	mg/l	0,1
Sodio	mg/l	300
Nitratos	mg/l	45
Aluminio	mg/l	0,2

0391

Respecto a los restantes parámetros incluidos en el Anexo A de la Ley 11.220 deben cumplir con los límites aplicables establecidos por dicha norma.

Asimismo, hasta tanto se cuente con los resultados del estudio "Hidroarsenicismo y Saneamiento Básico en la República Argentina – Estudios básicos para el establecimiento de criterios y prioridades sanitarias de cobertura y calidad de aguas" cuyos términos fueron elaborados por la Subsecretaría de Recursos Hídricos del Ministerio de Planificación Federal, se recomienda que las aguas distribuidas como suministro complementario no superen los 30 µg/l de Arsénico.-----

ARTÍCULO SEGUNDO: Establecer seis (6) niveles para categorizar los Servicios de Agua fuera del área de prestación provincial que se abastecen de fuente subterránea, teniendo en cuenta las características físico-químicas prioritarias del agua que se encuentran distribuyendo por red. La pauta para categorizar los Servicios en los 6 niveles de calidad mencionados, se define a partir del parámetro de mayor riesgo sanitario en el siguiente orden: Arsénico y/o Fluoruros - Nitratos - Hierro y/o Manganeso - Residuos Secos a 180 °C y/o Sodio:

Nivel 1: Servicios que suministran agua cuya calidad físico-química cumple los niveles de calidad exigidos por el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero.

Nivel 2: Servicios que suministran agua cuya concentración de Residuos Secos a 180 °C se encuentre entre 1200 mg/l y 1500 mg/l y/o Sodio entre 300 mg/l y 450 mg/l; cumpliendo los restantes parámetros el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero.

Nivel 3: Servicios que suministran agua cuya concentración de Residuos Secos a 180 °C sea mayor a 1500 mg/l y/o Sodio mayor a 450 mg/l; cumpliendo los restantes parámetros el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero.

Nivel 4: Servicios que suministran agua cuya concentración de Hierro sea mayor a 0,2 mg/l y/o Manganeso mayor a 0,1 mg/l; cumpliendo los parámetros Arsénico, Fluoruros y Nitratos el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero.

Nivel 5: Servicios que suministran agua cuya concentración de Nitratos sea mayor a 45 mg/l; cumpliendo los parámetros Arsénico y Fluoruros el Anexo A de la Ley N° 11220.

Nivel 6: Servicios que suministran agua cuya concentración de Arsénico sea mayor a 50 µg/l y/o Fluoruros mayor a 1,5 mg/l.-----



Provincia de Santa Fe

0391

EnReSS

Ente Regulador
de Servicios Sanitarios

ARTÍCULO TERCERO: Los Servicios de Agua fuera del ámbito de prestación provincial incluidos en los Niveles 3 y 4, detallados en el Anexo I de la presente resolución, que no dispongan de suministro complementario de como mínimo 5 litros por habitante por día de agua que cumpla con el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero, deberán implementarlo en un plazo máximo de un (1) año.-----

ARTÍCULO CUARTO: Los Servicios de Agua fuera del ámbito de prestación provincial incluidos en los Niveles 5 y 6, detallados en el Anexo I de la presente resolución, que no dispongan de suministro complementario de como mínimo 5 litros por habitante por día de agua que cumpla con el Anexo A de la Ley N° 11220 y/o Condiciones Diferenciales establecidas en el Artículo Primero, deberán implementarlo en un plazo máximo de 90 días corridos. El plan de obras y/o acciones destinado a la implementación del suministro complementario deberá ser presentado al ENRESS para su evaluación en un plazo que no deberá exceder los 30 días corridos.-----

ARTÍCULO QUINTO: Los Servicios de Agua, incluidos en los niveles 3 a 6, detallados en el Anexo I de la presente resolución, con poblaciones servidas mayores o iguales a 10.000 habitantes, deberán suministrar agua por red que cumpla como mínimo con la calidad establecida para el Nivel 2, en un plazo máximo de tres (3) años.-----

ARTÍCULO SEXTO: Los Servicios de Agua, incluidos en los niveles 3 a 6, detallados en el Anexo I de la presente resolución, con poblaciones servidas menores a 10.000 habitantes, deberán suministrar agua por red que cumpla como mínimo con la calidad establecida para el Nivel 2, en un plazo máximo de cinco (5) años.-----

ARTÍCULO SÉPTIMO: Establecer que los prestadores incluidos en los niveles 3 a 6, deberán informar anualmente, cuáles han sido las acciones realizadas en cumplimiento de lo previsto en los artículos quinto y sexto y el avance experimentado, incluidas las gestiones realizadas ante los organismos provinciales, nacionales y/o internacionales.-----

ARTÍCULO OCTAVO: Ordenar a los Prestadores de Servicios de Agua, incluidos en los Niveles 3 al 6, conforme a lo previsto en el Artículo Primero, incorporar en un plazo máximo de seis (6) meses y en lugar visible de las Facturas y/o boletas de Tasa de cobro que emiten, la siguiente leyenda:

"Señor/a Usuario/a:

El agua distribuida por red no debe ser utilizada para la bebida y/o preparación de alimentos. El Prestador del Servicio debe poner a su disposición como mínimo 5 litros de agua potable por día para cada habitante de su vivienda.

Diríjase a su Prestador para que le informe como acceder a este suministro de agua apta para la bebida. Exíjalo. Es su derecho. Estará protegiendo su salud y la de los suyos".-----

ARTÍCULO NOVENO: Dejar sin efecto las Resoluciones ENRESS N° 711/15, 465/16 y toda otra norma que se oponga a la presente.-----

ARTÍCULO DÉCIMO: Regístrese, dése cumplimiento a lo establecido por Resolución N° 007/06 T.C. (t.o. Res. 052/18 T.C. modificatorias), notifíquese a los Prestadores de Servicios de Agua Potable a través de la Gerencia de Relaciones Institucionales, publíquese en el Boletín Oficial.-----



Dra. Anahi Rodriguez
Directora
ENRESS



Ing. LEONEL MARMIROLI
DIRECTOR
Ente Regulador de Servicios Sanitarios



Ing. OSCAR HUGO PINTOS
DIRECTOR
ENTE REGULADOR DE SERVICIOS SANITARIOS

ANEXO I . 0391

(Servicios de Agua incluidos en Niveles 1 a 6)



SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
ACEBAL		COOPERATIVA	ROSARIO	1
ALBARELLOS		COMUNA	ROSARIO	1
ALVAREZ		COOPERATIVA	ROSARIO	1
AMBROSETTI		COMUNA	SAN CRISTOBAL	1
AMENABAR		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
ANGELONI		COMUNA	SAN JUSTO	1
ARMINDA		COMUNA	SAN LORENZO	1
ARROYO AGUIAR	PARAJE CONSTITUYENTES	COMUNA	LA CAPITAL	1
ARROYO AGUIAR		COMUNA	LA CAPITAL	1
ARROYO CEIBAL	BARRIO BELLA RAQUEL	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
ARROYO CEIBAL	PARAJE LAS CLARITAS	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
ATALIVA		COMUNA	CASTELLANOS	1
BARRANCAS	BARRIO PUERTO ARAGON	COOPERATIVA	SAN JERONIMO	1
BELLA ITALIA		COMUNA	CASTELLANOS	1
BERNA		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
CABAL		COMUNA	LA CAPITAL	1
CACIQUE ARIACAIQUIN		COMUNA	SAN JAVIER	1
CAFFERATA		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
CALCHAQUI		COOPERATIVA	VERA	1
CAMPO ANDINO		COMUNA	LA CAPITAL	1
CANDIOTI		COMUNA	LA CAPITAL	1
CAÑADA OMBU		COMUNA	VERA	1
CAÑADA RICA		COMUNA	CONSTITUCION	1
CARRERAS		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
CASTELLANOS		COMUNA	CASTELLANOS	1
CAYASTACITO		COMUNA	SAN JUSTO	1
CEPEDA	PARAJE STHEPHENSON	COMUNA	CONSTITUCION	1
CERES		COOPERATIVA	SAN CRISTOBAL	1
CHABAS		COOPERATIVA	CASEROS	1
CLUCELLAS		COMUNA	CASTELLANOS	1
COLONIA BOSSI		COOPERATIVA	SAN CRISTOBAL	1
COLONIA CELLO		COMUNA	CASTELLANOS	1
COLONIA DOLORES		COMUNA	SAN JUSTO	1
COLONIA DURAN	PARAJE EL 94	COMUNA	SAN JAVIER	1
COLONIA DURAN	PARAJE COLONIA SAN ROQUE	COMUNA	SAN JAVIER	1
COLONIA DURAN		COMUNA	SAN JAVIER	1
COLONIA ESTHER		COMUNA	SAN JUSTO	1
COLONIA SILVA		COMUNA	SAN JUSTO	1
CORONEL ARNOLD		COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
CORONEL BOGADO		COOPERATIVA	ROSARIO	1
CORONEL DOMINGUEZ		COMUNA	ROSARIO	1
CURUPAITY		COMUNA	SAN CRISTOBAL	1
DIEGO DE ALVEAR		COMUNA	GENERAL LOPEZ	1
EL ARAZA		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
EL RABON		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
ELORTONDO		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
EMILIA	PARAJE ESTACION EMILIA	COMUNA	LA CAPITAL	1
EMILIA		COMUNA	LA CAPITAL	1
EMPALME VILLA CONSTITUCION		COOPERATIVA	ROSARIO	1
FLORENCIA	BARRIO HARDY CENTRO	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
FLORENCIA		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO	1

0391



SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
FRANCK		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	1
FUENTES		COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
GARABATO		COMUNA	VERA	1
GARABATO	PARAJE KM 101	COMUNA	VERA	1
GENERAL GELLY		COMUNA	CONSTITUCION	1
GESSLER		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	1
GOBERNADOR CRESPO		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
GODOY		COMUNA	CONSTITUCION	1
GOLONDRINA		COMUNA	VERA	1
GOLONDRINA	PARAJE LOS TABANOS	COMUNA	VERA	1
GUADALUPE NORTE		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
HELVECIA		COOPERATIVA	GARAY	1
HUMBOLDT		LAS COLONIAS	COOPERATIVA	1
HUMBOLDT	PARAJE COLONIA NUEVA	COOPERATIVA	LAS COLONIAS	1
INGENIERO CHANOURDIE	PARAJE LOS LAPACHOS	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
INTIYACO		COMUNA	VERA	1
INTIYACO	PARAJE COLMENA	COMUNA	VERA	1
J.B.MOLINA		COMUNA	CONSTITUCION	1
LA CABRAL		COMUNA	SAN CRISTOBAL	1
LA CAMILA		COMUNA	SAN JUSTO	1
LA CRIOLLA		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
LA PENCA Y CARAGUATA		COMUNA	SAN JUSTO	1
LA SARITA	PARAJE LA SARITA ESTE	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LA SARITA	PARAJE LA VANGUARDIA	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LA SARITA	PARAJE SAN MANUEL	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LA SARITA	PARAJE VICTOR MANUEL	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LA SARITA		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LA VANGUARDIA		COMUNA	CONSTITUCION	1
LAGUNA PAIVA		COOPERATIVA	LA CAPITAL	1
LANTERI	PARAJE FLOR DE ORO	GENERAL OBLIGADO	COMUNA	1
LAZZARINO		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
LEHMANN		COOPERATIVA	CASTELLANOS	1
LLAMBI CAMPBELL		COOPERATIVA	LA CAPITAL	1
LOS AMORES		COMUNA	VERA	1
LOS LAURELES		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
LOS LAURELES	PARAJE LAS PALMAS	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
MACIEL	BARRIO SAN CAYETANO	COMUNA	SAN JERONIMO	1
MAGGIOLO		GENERAL LOPEZ	COOPERATIVA	1
MALBRIGO		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO	1
MARCELINO ESCALADA		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
MARGARITA		COOPERATIVA	VERA	1
MARIA LUISA		COMUNA	LAS COLONIAS	1
MARIA TERESA		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
MELINCUE		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
MOISES VILLE		COOPERATIVA	SAN CRISTOBAL	1
MONTE VERA	PARAJE ANGEL GALLARDO	COMUNA	LA CAPITAL	1
MONTE VERA	PARAJE LA COSTA	COMUNA	LA CAPITAL	1
NARE		COMUNA	SAN JUSTO	1
NELSON		COOPERATIVA	LA CAPITAL	1
NICANOR MOLINAS	PARAJE LA POTASA	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
NICANOR MOLINAS		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
NUEVO TORINO		COMUNA	LAS COLONIAS	1
OLIVEROS		COOPERATIVA	IRIONDO	1
PALACIOS		SAN CRISTOBAL	COMUNA	1
PEDRO GOMEZ CELLO		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
PINERO		COMUNA	ROSARIO	1

0391



SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
PRESIDENTE ROCA		COMUNA	CASTELLANOS	1
PUEBLO ESTHER		COOPERATIVA	ROSARIO	1
PUEBLO ESTHER	BARRIO LA BAHIA	COOPERATIVA	ROSARIO	1
PUEBLO MUÑOZ		COOPERATIVA	ROSARIO	1
PUERTO GENERAL SAN MARTIN	BARRIO NESTOR KIRCHNER	COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
PUERTO GENERAL SAN MARTIN	BARRIO TIERRA DE SUEÑOS	COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
PUJATO		COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
PUJATO NORTE		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	1
RAMAYON		COMUNA	SAN JUSTO	1
RAMONA		COMUNA	CASTELLANOS	1
RUEDA		COMUNA	CONSTITUCION	1
SAN AGUSTIN		COMUNA	LAS COLONIAS	1
SAN ANTONIO		COMUNA	CASTELLANOS	1
SAN BERNARDO		COMUNA	SAN JUSTO	1
SAN FABIAN		COMUNA	SAN JERONIMO	1
SAN GUILLERMO		MUNICIPALIDAD	SAN CRISTOBAL	1
SAN JAVIER	PARAJE COLONIA FRANCESA	MUNICIPALIDAD	SAN JAVIER	1
SAN JERONIMO SUD		COOPERATIVA	SAN LORENZO	1
SAN JUSTO		MUNICIPALIDAD	SAN JUSTO	1
SAN MARTIN NORTE		COMUNA	SAN JUSTO	1
SANCTI SPIRITU		COMUNA	GENERAL LOPEZ	1
SANTA TERESA		COOPERATIVA	CONSTITUCION	1
SANTO TOME	BARRIO ADELINA ESTE	MUNICIPALIDAD	LA CAPITAL	1
SARGENTO CABRAL		COMUNA	CONSTITUCION	1
SUNCHALES		COOPERATIVA	CASTELLANOS	1
TACUARENDI		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
TACURAL		COOPERATIVA	CASTELLANOS	1
THEOBALD		COMUNA	CONSTITUCION	1
URANGA		COOPERATIVA	ROSARIO	1
VENADO TUERTO		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	1
VERA	PARAJE ESPIN	MUNICIPALIDAD	VERA	1
VERA Y PINTADO		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
VIDELA		COOPERATIVA	SAN JUSTO	1
VILLA AMELIA		COMUNA	ROSARIO	1
VILLA ANA		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
VILLA ANA	PARAJE LA RESERVA	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	1
VILLA CAÑAS		GENERAL LOPEZ	COOPERATIVA	1
VILLA OCAMPO		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO	1
VILLA OCAMPO	PARAJE LAS MERCEDES	MUNICIPALIDAD	GENERAL OBLIGADO	1
VILLA SAN JOSE		COMUNA	CASTELLANOS	1
VILLA TRINIDAD		COMUNA	SAN CRISTOBAL	1
VILLADA		COMUNA	CASEROS	1
ALDAO		COMUNA	SAN LORENZO	2
AROCENA		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	2
BIGAND		COOPERATIVA	CASEROS	2
CARRIZALES		COMUNA	IRIONDO	2
CARMEN DEL SAUCE		COMUNA	ROSARIO	2
CEPEDA		COMUNA	CONSTITUCION	2
EL TREBOL		COOPERATIVA	SAN MARTIN	2
GABOTO		COMUNA	SAN JERONIMO	2
GENERAL LAGOS		COOPERATIVA	ROSARIO	2
HUMBERTO PRIMO		COOPERATIVA	CASTELLANOS	2
LARRECHEA		COMUNA	SAN JERONIMO	2
LAS TOSCAS		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO	2
LOMA ALTA		COMUNA	SAN JERONIMO	2
LOPEZ		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	2

0391



SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
MATILDE		COMUNA	LAS COLONIAS	2
MONJE	BALNEARIO LA BOCA	COMUNA	SAN JERONIMO	2
PAVON ARRIBA		COOPERATIVA	CONSTITUCION	2
PEYRANO		COOPERATIVA	CONSTITUCION	2
PILAR		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	2
RICARDONE		COMUNA	SAN LORENZO	2
ROLDAN	PLANTA 1: CASCO URBANO SUR - TANQUE PRINCIPAL	SAN LORENZO	MUNICIPALIDAD	2
ROLDAN	PLANTA 2: CASCO URBANO NORTE Y TIERRA DE SUEÑOS I	COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
ROLDAN	PLANTA 4: TIERRA DE SUEÑOS II Y III	COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
ROLDAN	PLANTA 5: PTA CHACRA Y WEEKEND I Y II	COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
ROLDAN	PLANTA 8: LAS ACEQUIAS DEL AIRE	COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
SAN EUGENIO		COMUNA	SAN JERONIMO	2
SANTO TOME	BARRIO VILLA LIBERTAD	MUNICIPALIDAD	LA CAPITAL	2
SOLDINI		COMUNA	ROSARIO	2
TIMBUES		COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
VILLA CONSTITUCION	BARRIO ARROYO DEL MEDIO	MUNICIPALIDAD	CONSTITUCION	2
VILLA MUGUETA		COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
ZAVALLA		ROSARIO	COOPERATIVA	2
AARON CASTELLANOS		COMUNA	GENERAL LOPEZ	3
ARMSTRONG		COOPERATIVA	BELGRANO	3
ARROYO SECO		MUNICIPALIDAD	ROSARIO	3
BARRANCAS		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	3
BAUER Y SIGEL		COMUNA	CASTELLANOS	3
FORTIN OLMOS		VERA	COMUNA	3
FORTIN OLMOS	PARAJE KM 29	VERA	COMUNA	3
GATO COLORADO		COMUNA	NUEVE DE JULIO	3
GRUTLY		COMUNA	LAS COLONIAS	3
LA GALLARETA		COMUNA	VERA	3
LAS PALMERAS		COMUNA	SAN CRISTOBAL	3
LAS TUNAS		COMUNA	LAS COLONIAS	3
MACIEL		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	3
MIGUEL TORRES		COMUNA	GENERAL LOPEZ	3
PEREZ		COOPERATIVA	ROSARIO	3
PUERTO GENERAL SAN MARTIN	BARRIO SAN SEBASTIAN	COOPERATIVA	SAN LORENZO	2
ROLDAN	PLANTA 7: EL MOLINO	MUNICIPALIDAD	SAN LORENZO	3
SAN CARLOS CENTRO		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	3
SAN JERONIMO NORTE		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	3
SAN JORGE		MUNICIPALIDAD	SAN MARTIN	3
SAN LORENZO	BARRIO BOUCHARD	COOPERATIVA	SAN LORENZO	3
SAN MARTIN DE LAS ESCOBAS		COMUNA	SAN MARTIN	3
TARTAGAL		COMUNA	VERA	3
TOBA		COMUNA	VERA	3
VERA		COOPERATIVA	VERA	3
ARROYO CEIBAL	PARAJE RUTA 11	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
ARROYO CEIBAL		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO	4
CAYASTA		COOPERATIVA	GARAY	4
CAYASTA	BARRIO LA PLANTA	COMUNA	GARAY	4
COLONIA MASCIAS		COMUNA	GARAY	4
EL SOMBRERITO		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
FLORENCIA	BARRIO HARDY PVP	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
FLORENCIA	BARRIO VIRGEN DEL CARMEN	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
FLORENCIA	BARRIO VIRGEN DE LOURDES	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
INGENIERO CHANOURDIE		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
LA BRAVA		COMUNA	SAN JAVIER	4

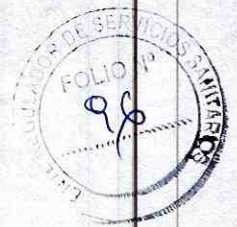
0391



SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
LANTERI		COMUNA	BELGRANO	4
LAS GARZAS		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
MONTE VERA		COOPERATIVA	LA CAPITAL	4
MONTE VERA	PARAJE EL CHAQUITO	COMUNA	LA CAPITAL	4
MONTE VERA	SECTOR LOTE O PAPROCKI	COMUNA	LA CAPITAL	4
MONTE VERA	PARAJE LA COSTA EL CHAQUITO	COMUNA	LA CAPITAL	4
RECREO		COOPERATIVA	LA CAPITAL	4
ROMANG	PARAJE EL GUSANO	COMUNA	SAN JAVIER	4
SALADERO CABAL		COMUNA	GARAY	4
SAN ANTONIO DE OBLIGADO		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
SAN JAVIER	BARRIO SANTA ROSA	MUNICIPALIDAD	SAN JAVIER	4
SANTA FE	BARRIO LAS PALTAS	COOPERATIVA SAN JOSÉ DEL RINCON	LA CAPITAL	4
SANTA ROSA DE CALCHINES	PARAJE LOS ZAPALLOS	COMUNA	GARAY	4
SANTA ROSA DE CALCHINES		COOPERATIVA	GARAY	4
SANTA ROSA DE CALCHINES	PUENTE ARROYO LEYES	COMUNA	GARAY	4
VILLA GUILLERMINA		COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
VILLA GUILLERMINA	BARRIO SANTA RITA	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
VILLA GUILLERMINA	BARRIO PUEBLO NUEVO	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
VILLA GUILLERMINA	BARRIO SUR	COMUNA	GENERAL OBLIGADO	4
VILLA OCAMPO	BARRIO ISLETA CENTRO	MUNICIPALIDAD	GENERAL OBLIGADO	4
VILLA OCAMPO	BARRIO KM 407	MUNICIPALIDAD	GENERAL OBLIGADO	4
ALVEAR		COMUNA	ROSARIO	5
BUSTINZA		COOPERATIVA	IRIONDO	5
ALVEAR	BARRIO MONTEFLORES	COMUNA	ROSARIO	5
CARMEN DEL SAUCE	PARAJE CUATRO ESQUINAS	COMUNA	ROSARIO	5
FIGHIERA		COOPERATIVA	ROSARIO	5
FIGHIERA	BARRIO LA COSTA	COMUNA	ROSARIO	5
JUNCAL		COOPERATIVA	CONSTITUCION	5
PAVON		COMUNA	CONSTITUCION	5
PAVON	BARRIO MITRE	COMUNA	CONSTITUCION	5
SAN CARLOS NORTE		COMUNA	LAS COLONIAS	5
SAN CARLOS SUD		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	5
VILLA CONSTITUCION		MUNICIPALIDAD	CONSTITUCION	5
WHEELWRIGHT		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	5
ALCORTA		COOPERATIVA	CONSTITUCION	6
ANGELICA		COOPERATIVA	CASTELLANOS	6
AREQUITO		COOPERATIVA	CASEROS	6
BERABEVU		COMUNA	CASEROS	6
BERNARDO DE IRIGOYEN		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	6
BOMBAL		COOPERATIVA	CONSTITUCION	6
CAÑADA ROSQUIN		COOPERATIVA	SAN MARTIN	6
CARCARAÑA		COOPERATIVA	SAN LORENZO	6
CASALEGNO		COMUNA	SAN JERONIMO	6
CHAÑAR LADEADO		COOPERATIVA	CASEROS	6
CHOVET		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
CHRISTOPHERSEN		COMUNA	GENERAL LOPEZ	6
COLONIA BELGRANO		COOPERATIVA	SAN MARTIN	6
CORREA		COOPERATIVA	IRIONDO	6
CULULU		COMUNA	LAS COLONIAS	6
ELISA		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	6
ESTACION CLUCELLAS		COMUNA	CASTELLANOS	6
FELICIA		COMUNA	LAS COLONIAS	6
HIPATIA		COMUNA	LAS COLONIAS	6
HUGHES		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
IRIGOYEN		COOPERATIVA	SAN JERONIMO	6

SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO	NIVEL
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR			
LA GALLARETA	PARAJE KM 38	COMUNA	VERA	6
LA PELADA		COMUNA	LAS COLONIAS	6
LABORDEBOY		COMUNA	GENERAL LOPEZ	6
LAS PETACAS		COMUNA	SAN MARTIN	6
LOGROÑO		COMUNA	NUEVE DE JULIO	6
LOS MOLINOS		COMUNA	CASEROS	6
LUCIO V. LOPEZ		COMUNA	IRIONDO	6
MAXIMO PAZ		COOPERATIVA	CONSTITUCION	6
MURPHY		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
POZO BORRADO		COMUNA	NUEVE DE JULIO	6
PROGRESO		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	6
PUEBLO ANDINO		COMUNA	IRIONDO	6
RICARDONE	BARRIO MONTI	COMUNA	SAN LORENZO	6
ROLDAN	PLANTA 3: LAS ACEQUIAS Y LAS TARDES	SAN LORENZO	COOPERATIVA	6
SA PEREIRA		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	6
SANFORD		CASEROS	COOPERATIVA	6
SAN BERNARDO		COMUNA	NUEVE DE JULIO	6
SAN GREGORIO		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
SAN JOSE DE LA ESQUINA		COOPERATIVA	CASEROS	6
SAN MARIANO		COMUNA	LAS COLONIAS	6
SAN VICENTE		COOPERATIVA	CASTELLANOS	6
SANTA CLARA DE BUENA VISTA		COMUNA	LAS COLONIAS	6
SANTA ISABEL		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
SANTO DOMINGO		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	6
SARMIENTO		COOPERATIVA	LAS COLONIAS	6
SERODINO		COOPERATIVA	IRIONDO	6
SOLEDAD		COOPERATIVA	SAN CRISTOBAL	6
TEODELINA		COOPERATIVA	GENERAL LOPEZ	6
VILLA ELOISA		COOPERATIVA	BELGRANO	6
VILLA SARALEGUI		COMUNA	SAN CRISTOBAL	6
ZENON PEREYRA		COMUNA	CASTELLANOS	6

0391



ANEXO II

Servicios de Agua provistos con agua superficial o mezcla

SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR		
BOUQUET		COMUNA	BELGRANO
CENTENO		COOPERATIVA	SAN JERONIMO
CLASON		COOPERATIVA	IRIONDO
DIAZ		COOPERATIVA	SAN JERONIMO
LAS PAREJAS		COOPERATIVA	BELGRANO
LAS ROSAS		MUNICIPALIDAD	BELGRANO
LOS CARDOS		COMUNA	SAN MARTIN
MARIA SUSANA		COMUNA	SAN MARTIN
MONJE		COOPERATIVA	SAN JERONIMO
MONTES DE OCA		COOPERATIVA	BELGRANO
SALTO GRANDE		COOPERATIVA	IRIONDO
SAN GENARO	EX SAN JENARO NORTE	COOPERATIVA	SAN JERONIMO
SAN GENARO		COOPERATIVA	SAN JERONIMO
TOTORAS		COOPERATIVA	IRIONDO
SAN JOSE DEL RINCON		COOPERATIVA	LA CAPITAL
DESVIO ARIJON		COMUNA	SAN JERONIMO
SANTO TOME		MUNICIPALIDAD	LA CAPITAL
SAUCE VIEJO		COMUNA	LA CAPITAL
CORONDA		COOPERATIVA	SAN JERONIMO
FRAY LUIS BELTRÁN		MUNICIPALIDAD	SAN LORENZO
PUERTO GENERAL SAN MARTIN	CASCO URBANO	COOPERATIVA	SAN LORENZO
ARTEAGA		COOPERATIVA	CASEROS
TORTUGAS		COOPERATIVA	BELGRANO
FRONTERA		MUNICIPALIDAD	CASTELLANOS
JOSEFINA		COMUNA	CASTELLANOS
ALEJANDRA		COOPERATIVA	SAN JAVIER
ROMANG		COOPERATIVA	SAN JAVIER
SAN JAVIER		COOPERATIVA	SAN JAVIER
SAN JAVIER	BARRIO LA FLECHA	COOPERATIVA	SAN JAVIER
GARABATO	PARAJE KM 115	COMUNA	VERA
TOSTADO		COOPERATIVA	NUEVE DE JULIO
VILLA MINETTI		COMUNA	NUEVE DE JULIO
AVELLANEDA		COOPERATIVA	GENERAL OBLIGADO

0391



ANEXO III

Servicios de agua que consisten en la modalidad de agua para su retiro y no cuentan con red de distribución

SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR		
AGUARA GRANDE		COMUNA	SAN CRISTOBAL
ALVEAR	LA CAROLINA	COMUNA	ROSARIO
AURELIA		COMUNA	CASTELLANOS
ARRUFO		COMUNA	SAN CRISTOBAL
CAÑADA DEL UCLE		COMUNA	GENERAL LOPEZ
CAPIVARA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
CARLOS PELLEGRINI		COMUNA	SAN MARTIN
CARMEN		COMUNA	GENERAL LOPEZ
CASAS		COMUNA	SAN MARTIN
CASTELAR		COMUNA	SAN MARTIN
CAVOUR		COMUNA	LAS COLONIAS
CERES		MUNICIPALIDAD	SAN CRISTOBAL
CHAPUY		COMUNA	GENERAL LOPEZ
COLONIA ALDAO		COMUNA	CASTELLANOS
COLONIA ANA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
COLONIA BICHA		COMUNA	CASTELLANOS
COLONIA ITURRASPE		COMUNA	CASTELLANOS
COLONIA MARGARITA		COMUNA	CASTELLANOS
COLONIA MAUA		COMUNA	CAASTELLANOS
COLONIA RAQUEL		COMUNA	CASTELLANOS
COLONIA ROSA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
CONSTANZA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
CORONEL FRAGA		COMUNA	CASTELLANOS
CRISPI		COMUNA	SAN MARTIN
DOS ROSAS Y LA LEGUA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
EGUSQUIZA		COMUNA	CASTELLANOS
ESMERALDA		COMUNA	CASTELLANOS
ESTEBAN RAMS		COMUNA	NUEVE DE JULIO
EUSEBIA		COMUNA	CASTELLANOS
GALISTEO		COMUNA	CASTELLANOS
GARIBALDI		COMUNA	CASTELLANOS
GREGORIA PEREZ DE DENIS		COMUNA	NUEVE DE JULIO
HERSILIA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
HUANQUEROS		COMUNA	SAN CRISTOBAL
HUGENTOBER		COMUNA	CASTELLANOS
IBARLUCEA		COMUNA	SAN LORENZO
ITUZAINGO		COMUNA	LAS COLONIAS
JACINTO L. ARAUZ		COMUNA	LAS COLONIAS
JUAN DE GARAY		COMUNA	9 DE JULIO
LA CHISPA		COMUNA	GENERAL LOPEZ
LA RUBIA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
LAS AVISPAS		COMUNA	SAN CRISTOBAL
LAS BANDURRIAS		COOPERATIVA	SAN MARTIN
LOS QUIRQUINCHOS		COMUNA	CASEROS

SERVICIO		PRESTADOR	DEPARTAMENTO
LOCALIDAD	PARAJE - BARRIO - SECTOR		
LUIS PALACIOS		COMUNA	SAN LORENZO
MARIA JUANA		COMUNA	CASTELLANOS
MONIGOTES		COMUNA	SAN CRISTOBAL
MONTE OSCURIDAD		COMUNA	SAN CRISTOBAL
MONTEFIORE		COMUNA	NUEVE DE JULIO
ÑANDUCITA		COMUNA	SAN CRISTOBAL
PIAMONTE		COMUNA	SAN MARTIN
PUEBLO MARINI		COMUNA	CASTELLANOS
PROVIDENCIA		COMUNA	LAS COLONIAS
SAGUIER	ESTACION SAGUIER	COMUNA	CASTELLANOS
SAGUIER		COMUNA	CASTELLANOS
SAN EDUARDO		COMUNA	GENERAL LOPEZ
SAN FRANCISCO DE SANTA FE		COMUNA	GENERAL LOPEZ
SAN JERONIMO DEL SAUCE		COMUNA	LAS COLONIAS
SANTA CLARA DE SAGUIER		COOPERATIVA	CASTELLANOS
SANTA MARGARITA		COMUNA	NUEVE DE JULIO
SANTURCE		COMUNA	SAN CRISTOBAL
SUARDI		COMUNA	SAN CRISTOBAL
SUSANA		COMUNA	CASTELLANOS
TACURALES		COMUNA	CASTELLANOS
TRAILL		COMUNA	SAN MARTIN
VERA	PARAJE SANTA LUCIA	MUNICIPALIDAD	VERA
VILA		COMUNA	CASTELLANOS
VIRGINIA		COMUNA	CASTELLANOS

5.4. ANEXO N°4 – Componentes de la Planta hasta el año 2011

Fuente: Imágenes e información brindada por la Ing. Pacini Virginia

Aireador existente

El equipo de aeración era de chapa de acero de diámetro 1.2 m y 3.5 m de altura. Contaba con un equipo con ventilación forzada (caudal 28 m³/min). El relleno era de caño de PVC cortado de 1" de diámetro y 1" de largo.



Figura A01: Planta Villa Ocampo Línea 01 – Aireador existente

Etapa de sedimentación

Posterior al aireador el agua es conducida a través de un canal de distribución a un sedimentador horizontal de dimensiones 10,75 m de largo por 4 m de ancho. En su parte inferior cuenta con dos tolvas de recolección de barros (ver *Figura A02*).

Las mismas cuentan actualmente con una salida para purga mediante cañería de hierro de 150 mm con válvulas esclusas (ver *Figura A03*). El sistema de recolección de agua sedimentada consiste en una canaleta transversal ubicada en el extremo opuesto al de ingreso con placa dentada.



Figura A02: Planta Villa Ocampo Línea 01 – Sedimentador existente



Figura A03: Planta Villa Ocampo Línea 01 – Purgas

Etapa de filtración

El agua sedimentada ingresaba a los filtros por un canal de distribución superior con compuertas de madera. Los filtros son a gravedad de arena descendentes (ver *Figura A04*). Las dimensiones de los filtros son 3.6 m x 1.925 m en planta.



Figura A04: Planta Villa Ocampo Línea 01 – Filtros rápidos existentes

Cisterna de agua cruda

El sistema cuenta con una cisterna de agua cruda de hormigón armado de planta circular de 500 m³. Actualmente desde la misma se bombea agua cruda únicamente a la Línea 02 (ver *Figura A05*). Además de alimentarse con agua cruda, se envía a la misma agua de lavado sin tratar de la Línea 02.



Figura A05: Planta Villa Ocampo – Cisterna de agua cruda

Cisterna de agua tratada

Existe una cisterna de agua tratada de hormigón armado de planta circular de 500 m³ que se llena por desborde desde otras dos cisternas más pequeñas ubicadas debajo de la batería de filtros de Línea 01 y de la Línea 02 (se estima que cada una de las cisternas cuenta con un volumen de 30 m³ aproximadamente).



Figura A06: Planta Villa Ocampo – Cisterna de agua tratada

Tanque elevado y sistema de remoción

El sistema cuenta con un tanque elevado de hormigón armado de 350 m³ (ver *Figura A07*) donde se distribuye a la red de distribución.

Parte del caudal tratado por ambas líneas se conduce a un sistema de intercambio iónico para remoción de la dureza (*Figura A08*).



Figura A07: Planta Villa Ocampo - Tanque elevado



Figura A08: Planta Villa Ocampo – Sistema Remoción de Dureza

5.5. ANEXO N°5 – Componentes de la planta hasta el año 2022

Fuente: Imágenes e información brindada por la Ing. Pacini Virginia

Aireador existente

El equipo de aireación en uso actualmente es de chapa de acero de diámetro 1,70m y 2,20m de altura. Cuenta con un equipo con ventilación forzada (caudal 28 m³/min). Turbina diámetro 400 mm. Según lo informado por la Cooperativa, el relleno actual es de caño de PVC cortado de 1" de diámetro y 1" de largo. Salida de aire superior de diámetro 315 con sombrerete.



Figura 09: Planta Villa Ocampo Línea 02 – Aireador existente

Etapas de floculación existente Línea 02

Posterior al aireador el agua es conducida mediante percolado inferior a una cámara de pantallas verticales, que originalmente funcionaba mejorando la formación del floc, posterior a la mezcla con los productos químicos.

Etapas de sedimentación

Posterior al aireador el agua es conducida a través de un canal de distribución a un sedimentador horizontal de dimensiones interiores 8,80m de largo x 4,8m de ancho.

En su parte inferior cuenta con dos tolvas de recolección de barros. Las mismas cuentan actualmente con una salida para purga mediante cañería de hierro de 160 mm con válvulas mariposas a canal existente.



Figura A10: Planta Villa Ocampo Línea 02 – Sedimentador existente

El sedimentador actualmente cuenta con seditubos en su parte superior, suspendidos en una estructura metálica. El sistema de recolección de agua sedimentada consiste en 2 conductos perforados diámetro 250 mm con 4 líneas de 75 agujeros de $\varphi=15\text{mm}$. cada uno, que conducen el agua directamente a los filtros rápidos.

Ambas tolvas del sedimentador cuentan con una cañería de purga de barros de 160mm que desagota en el canal de desagüe a re-calcular.



Figura A11: Planta Villa Ocampo Línea 02 – Purgas del sedimentador

Etapa de filtración

El agua sedimentada actualmente ingresaba a los filtros por un canal de distribución superior con compuertas de madera. Los filtros son a gravedad de arena descendentes (ver Figura X). Las dimensiones de los filtros son 3.6 m x 1.925 m en planta.



Figura A12: Planta Villa Ocampo Línea 02 – Filtros rápidos existentes

5.6. ANEXO N°6 – ANTECEDENTES DE APLICACIÓN

Fuente: Idear S.A.

PROCESO BioCIS-UNR®**PLANTAS DE REMOCIÓN BIOLÓGICA DE HIERRO Y MANGANESO****Proyecto, Provisión y Operación****TRABAJOS REALIZADOS**

COMITENTE	Localidad (Provincia)	OBRA	Año
Cooperativa de Servicios Públicos de las Toscas Ltda. (CODESELT)	Las Toscas (Santa Fe)	Proyecto Ejecutivo Ampliación Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR®	2023
Cooperativa de Provisión de Obras y Servicios Públicos Villa Ocampo Ltda. (COTELVO)	Villa Ocampo (Santa Fe)	Proyecto Ejecutivo Transformación Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR®	2023
Aguas de Corrientes S.A.	Santa Catalina (Corrientes)	Proyecto Ejecutivo y Constructivo de Optimización de Planta Potabilizadora. Caudal 225 m³/h.	2022
Cooperativa Recreo Centro	Recreo Centro (Santa Fe)	Servicio de Ingeniería para la implementación Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR®. Caudal 160 m³/h.	2021
Cooperativa de Servicios Públicos, Sociales y Vivienda de Avellaneda.	Avellaneda (Santa Fe)	Estudio Red de Distribución de Agua Potable y Proyecto de Estación de Bombeo.	2021
Subsecretaría de Servicios Públicos de Chubut	Los altares y Las Plumas (Chubut)	Proyecto Ejecutivo de Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 20 m³/h.	2021
Aguas de Corrientes S.A.	Santa Catalina (Corrientes)	Proyecto Constructivo Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR®. Caudal 50 m³/h.	2021
Municipalidad Libertador San Martín	Libertador San Martín (Entre Ríos)	Proyecto Constructivo Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 70 m³/h.	2020
Aguas de Corrientes S.A.	Paysandú (Corrientes)	Proyecto Constructivo y Puesta en Marcha. Planta de Remoción de Hierro y Manganeseo. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 300 m³/h.	2018 2019

MEM Ingeniería S.A.	Recreo Sur (Santa Fe)	Módulo de Potabilización Proceso BioCIS-UNR® - Remoción de Hierro y Manganeso. Caudal 80 m ³ /h.	2017 2020
Aguas Santafesinas S.A.	Barrios Santa Fe (Santa Fe)	Módulo de Potabilización Proceso BioCIS-UNR® - Remoción de Hierro y Manganeso. Caudal 50 m ³ /h.	2017 2018
Florencia Cooperativa Limitada de Agua Potable, Obras y Servicios Públicos, Asistenciales y Vivienda.	Florencia (Santa Fe)	Ampliación Planta de Potabilización Florencia Proceso BioCIS-UNR® - Remoción de Hierro y Manganeso. Caudal 80 m ³ /h.	2017 2018
Aguas de Corrientes S.A.	Bº Pirayúí (Corrientes)	Estudios previos en Planta Piloto, Proyecto Constructivo y Puesta en Marcha. Planta de Remoción de Hierro y Manganeso. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 300 m ³ /h.	2014 2015
Cooperativa de Avellaneda	Avellaneda (Santa Fe)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha Planta de Remoción de Hierro y Manganeso. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 100 m ³ /h.	2013 2014
Subsecretaría de Servicios Públicos de la Provincia de Chubut.	Las Plumas, Los Altares y 28 de Julio (Chubut)	Estudios de prefactibilidad aplicación Proceso BioCIS-UNR®	2013
UTE: Cocyar S.A., Proyección Electroluz S.R.L., Constructora Pilatti S.A.	Villa Ana (Santa Fe)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha. Planta de Remoción de Hierro y Manganeso. Proceso BioCIS-UNR® Caudal 150 m ³ /h.	2013 2016
Cooperativa de Provisión de Obras y Servicios Públicos Villa Ocampo Ltda. (COTELVO)	Villa Ocampo (Santa Fe)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha Reformulación de la Planta de Remoción de Hierro y Manganeso -Línea 01- Proceso BioCIS-UNR® Caudal 120 m ³ /h.	2011 2012
PROAS Ingeniería S.R.L.	Corrientes (Corrientes)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha Planta de Remoción de Hierro y Manganeso Proceso BioCIS-UNR® Penitenciaria. Caudal 10 m ³ /h.	2011
Cooperativa de Provisión de Obras y Servicios Públicos Villa Ocampo Ltda. (COTELVO)	Villa Ocampo (Santa Fe)	Análisis de alternativas para la reformulación de planta de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 120 m ³ /h.	2011
Cooperativa de Servicios Públicos de las Toscas Ltda. (CODESELT)	Las Toscas (Santa Fe)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha Reformulación de Planta de Remoción de Hierro y Manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 150 m ³ /h.	2011

Cooperativa de Servicios Públicos, Sociales y Vivienda de Avellaneda Ltda. (COSEPAV)	Avellaneda (Santa Fe)	Estudios Previos y Anteproyecto para Planta de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 50 m ³ /h.	2011
Cooperativa CODESELT Las Toscas Ltda.	Las Toscas (Santa Fe)	Análisis de alternativas para la reformulación de planta de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 150 m ³ /h.	2010
Aguas de Corrientes S.A.	Libertador (Corrientes)	Proyecto y Puesta en Marcha, Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 4 m ³ /h.	2007
Aguas de Corrientes S.A.	Libertador San Cayetano Yahapé (Corrientes)	Proyecto ejecutivo plantas moduladas Proceso BioCIS- UNR® para 3 localidades. Caudal 10 m ³ /h.	2007
Municipalidad de Recreo	Recreo Sur (Santa Fe)	Estudios Previos Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 85 m ³ /h.	2006
Cooperativa de Provisión de Agua Potable, Gas Natural, Obras y Servicios Públicos y Asistenciales de Recreo Ltda.	Recreo (Santa Fe)	Anteproyecto Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR®	2005
Municipalidad Villa Constitución	Villa Constitución (Santa Fe)	Proyecto y Puesta en Marcha Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 6.5 m ³ /h	2005
Florencia Cooperativa Limitada de Agua Potable, Obras y Servicios Públicos, Asistenciales y Vivienda.	Florencia (Santa Fe)	Proyecto, Provisión y Puesta en Marcha. Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 42 m ³ /h.	2004
Facultad de Bioingeniería, Universidad Nacional de Entre Ríos.	Oro Verde (Entre Ríos)	Proyecto y Puesta en marcha Planta Potabilizadora de remoción de hierro y manganeso Proceso BioCIS-UNR® Caudal 2 m ³ /h.	2004

5.7. ANEXO N°7 – ANPA

Bibliografía: Apunte Turbobombas Catedra Recursos Hidricos III

$$\text{ANPA}_{\text{Req}} = Z + J + \frac{C_1^2 - U_1^2}{2g} \quad (73)$$

ANPA_{Req}: ANPA (Altura Neta Positiva de Aspiración) requerida. Es la Presión mínima requerida (en m.c.a) , por sobre la presión de vaporización del fluido, que debe existir en el eje de la brida de aspiración de modo de asegurar la no cavitación en la bomba y que tiene asociada en el punto más desfavorable (ingreso a los álabes) una presión del líquido igual a la de vaporización. El ANPA que requiere la bomba para funcionar.

En la ec. (73) podemos observar que el valor de Z es una característica propia de la bomba, J son las pérdidas de carga de un filete líquido para desplazarse desde el ingreso de la brida de aspiración hasta el ingreso de los álabes y C1 y U son las velocidades medias en el ingreso a los álabes y en la cañería de aspiración respectivamente. Las variables J, C1 y U dependen del caudal. A medida que el caudal se incrementa el valor de ANPA_{Req} también se incrementa. Los valores de Z, J y C1 comúnmente no se cuantifican por el ingeniero hidráulico proyectista, sino que los mismos son estudiados por los propios fabricantes de bombas. El valor de ANPA_{Req} de la ec. (73) es, por lo tanto, función del caudal y generalmente es brindado por el fabricante como una curva característica de la bomba (Curva ANPA_{Req} –Q).

5.8. ANEXO N°8 – ANCLAJES QUÍMICOS

Los anclajes químicos están basados en la idea de fijar una varilla roscada o barra de acero de Construcción de metal de alta resistencia a concreto fisurado o no fisurado (ya curado). Adicionalmente, estos anclajes dan la posibilidad de efectuar aplicaciones a paredes de ladrillo sustituyendo los anclajes mecánicos o por golpe, aplicando una resina rígida.

En cuanto a su aplicación, este producto es inyectado en la perforación la cual debe estar limpia por bombas eléctricas o manuales. Para proporcionar una mejor adherencia en las paredes de la perforación es ideal utilizar, además de la bomba sopladora, cepillos metálicos para lograr remover cualquier escoria adherida a las paredes por la fricción generada por la broca al momento de crear la perforación.

En ladrillos huecos se realiza la perforación y posteriormente se empotra en el orificio un tamiz o cilindro hueco al que se le inyecta la fijación química.

Beneficios de usos de los anclajes químicos

- Son de alta resistencia mecánica.
- Tienen una rapidez de secado en varios anclajes de 7 minutos. Para conseguir este tiempo, necesario el uso de resinas de doble componente, es decir, un catalizador endurecedor más la resina que varía dependiendo de la resistencia mecánica que usted requiera.
- La aplicación en concreto proporciona una mayor versatilidad que otros sistemas, lo que brinda la posibilidad de cambiar la profundidad de empotramiento y la capacidad de anclarse cerca del borde: el anclaje químico no ejerce una fuerza de expansión, y por lo tanto se puede aplicar más cerca del borde.

Tipos de resinas en los anclajes químicos

Los anclajes químicos son elaborados a base de resinas, las cuales le permiten obtener los beneficios mencionados. Las diferentes resinas que se utilizan, se diferencian por el tipo de aplicación y químico requerido; existen las de poliéster, de viniléster y las resinas epóxicas.

Los químicos poliéster se caracterizan por una excelente relación entre calidad y precio, sin embargo, no se pueden aplicar en el hormigón, debido al peligro generado por la hidrólisis alcalina que podría –en un tiempo de mediano a largo plazo– complicar la resistencia del sistema de anclaje. Por ellos, solo se aplican para usos artesanales o en mamposterías, como la fijación de puertas y ventanas, sistemas de calor e hidráulica y sistemas de estructura ligera.

Las resinas viniléster se identifican por un alto soporte a las acciones de fuerzas mecánicas y aguante a la hidrólisis alcalina; además, son óptimas para fijaciones de larga resistencia en las construcciones.

Por otro lado, los morteros epóxicos son reconocidos por brindar una mayor resistencia mecánica y mejor adherencia en las perforaciones hechas por brocas de diamante, pero con estos, se sacrifica el tiempo de curado, el cual es poco más o menos diez veces mayor al de los viniléster.

5.9. ANEXO N°9 – ESQUEMAS DE LAVADO

Caudales de aporte al Desague de la Planta Potabilizadora															
Etapas dentro del día	Etapa 1					Etapa 2			Etapa 3						
Esquema de lavados	4:00 hs	4:10 hs	4:15 hs	4:20 hs	4:30 hs	12:00 hs	12:10 hs	12:30 hs	20:00hs	20:10 hs	20:30 hs	20:45:00 hs	21:00 hs	Tiempo de purga (hs)	Volumen de efluente (m3)
Linea 2															
Prefiltro Linea 2 (m3/h)					955			955	955					0,032	92
Filtro Linea 2 a (m3/h)										616,0				0,192	118
Filtro Linea 2 b (m3/h)											616,0			0,192	118
Ablandadores															
Linea 1														Tiempo de purga (hs)	Volumen de efluente (m3)
Prefiltro Linea 1 a (m3/h)	1602					1602						1602		0,016	77
Prefiltro Linea 1 b (m3/h)		1602					1602						1602	0,016	77
Filtro Linea 1 a (m3/h)			347											0,192	67
Filtro Liena 1 b (m3/h)				347										0,192	67
Sector Cuneta externa														Sector Cuneta externa (m)	615

Canal Linea 2
 Canal Linea 1

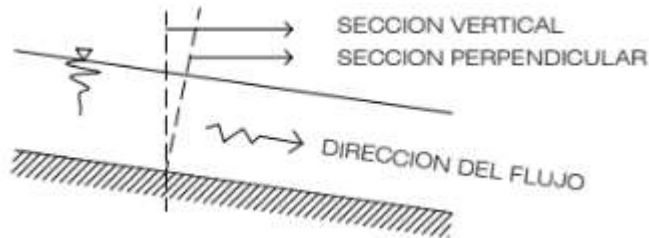
	Volumen de efluente por día (m3/d)	Q (m3/h)	Tiempo de lavado (min)
Linea 2			
Prefiltro Linea 2 (m3/h)	92	955	2
Filtro Linea 2 a (m3/h)	118	616	12
Filtro Linea 2 b (m3/h)	118	616	12
Linea 1			
Prefiltro Linea 1 a (m3/h)	77	1602	12
Prefiltro Linea 1 b (m3/h)	77	1602	12
Filtro Linea 1 a (m3/h)	67	347	1
Filtro Liena 1 b (m3/h)	67	347	1
Sector Cuneta externa	615		

Unidades de tratamiento	N purga [m]	Cantidad	o de Lavado	cia de lavado por día
Floculador	160	2		purga actua purga actualmente
Reactor biologico Linea 02	160	2	2	3
Reactor biologico Linea 01	250	2	1	3
Filtros rapidos Linea 01	315	1	12	1
Filtros rapidos Linea 02	315	1	12	1
Ablandadores	200	2		purga actua purga actualmente

5.10. ANEXO N°10 – CALCULO DE CANALES

Fuente: Cátedra de Hidráulica de Canales Abiertos 2020. Departamento de Hidráulica

Canal: generalmente de sección geométrica conocida con un trazado largo, suave pendiente, excavado en tierra (puede ser revestido).

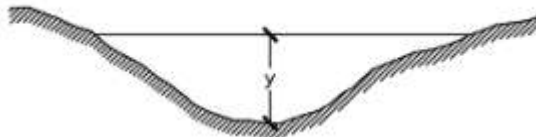


Los elementos geométricos comúnmente utilizados son los siguientes:

- Sección del canal: Es la sección transversal de un canal, tomada normalmente a la dirección del flujo.



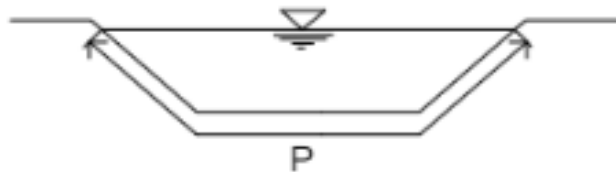
- Tirante o profundidad del flujo (y): Es la distancia vertical entre el punto más bajo del canal en la sección y la superficie libre.



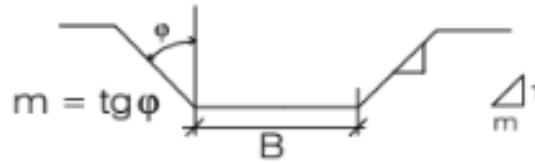
- Área mojada (A): Es la porción de la sección transversal del canal por donde pasa el flujo.



- Perímetro mojado (P): Es la longitud del perímetro del área mojada en contacto con las paredes.



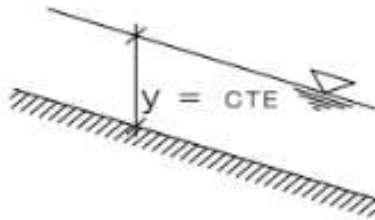
- Talud: Inclinación de las paredes laterales. Dicho talud forma con la vertical un determinado ángulo. $m = \text{tg } \phi$



- Solera: Es el fondo del canal.
- Base de fondo (B): Es el ancho de la solera (para canales prismáticos).
- Radio hidráulico (R): Es la relación del área mojada a su perímetro mojado:
 $R = A/P$
- Profundidad hidráulica (D): Es la relación del área mojada al ancho superior $D = A/T$

El flujo en un canal abierto puede clasificarse en función del tiempo y el espacio según el modelo de cálculo que se adopte, para la realización de este proyecto se decidió considerar un flujo permanente y uniforme.

Flujo permanente y uniforme: es el tipo fundamental de flujo considerado en la hidráulica de canales. Las características de la sección (profundidad, ancho) no varían a lo largo del canal, la velocidad no es función del tiempo y espacio.



Flujo permanente uniforme

Existen distintas expresiones de la velocidad de un flujo uniforme, desde el equipo técnico se eligió la Fórmula de Manning, que expresa la velocidad como:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación de Manning

Donde: $I=S$ pendiente longitudinal del canal

En cuanto a la rugosidad n se proporciona desde la misma bibliografía una rugosidad típica de Manning.

TABLA N° 1 COEFICIENTES DE RUGOSIDAD

NATURALEZA DE LAS PAREDES	n
* Canales de madera muy bien cepillada	0,009
* Canales enlucidos (cemento puro) muy lisos	0,010
* Conductos de material vítreo y de hierro nuevo	0,010
* Canales o conductos revocados con mortero cementicio	0,011
* Conductos de hierro sin asperezas y canaletas semicirculares de chapa de hierro galvanizado con juntas sin salientes	0,011
* Canaletas de madera sin cepillar	0,012
* Conductos de chapa metálica (D=1 a 3 m), juntas remachadas	0,013
* Mampostería de ladrillo de máquina bien terminado, sin salientes	0,014
* Mampostería de piedra labrada	0,014
* Conductos de barro cocido (drenajes)	0,014
* Conductos de hormigón premoldeado	0,014
* Hormigón moldeado in-situ	0,016
* Mampostería de piedras de cantera, caras lisas	0,017
* Conducto de chapas acanaladas de hierro galvanizado sección circular y semicircular	0,019
* Revestimiento de piedras en seco, muy bien ejecutados	0,019
* Canaletas en tosca y grada compacta, paredes lisas	0,020
* Canales en pedregullo o grava bien afirmada, sección rectangular	0,021
* Canales revestidos con piedras en seco, partidas a combo	0,023
* Canales en tierra, libres de vegetación y ripio suelto	0,025
* Ríos de pendiente pequeña y mucho caudal	0,027
* Canales de tierra, con alguna vegetación y ripio (mayoría de canales de irrigación en servicio)	0,030
* Canales excavados en roca compacta, libres de salientes grandes	0,032
* Canales y ríos con piedras sueltas y vegetación	0,037
* Canales en roca esquistosa o granítica sin alisar las paredes	0,040
* Ríos con plantas acuáticas y mucha vegetación	0,041
* Canales de desagüe en servicio	0,045
* Canales de desagüe con mucha vegetación, fondo y taludes irregulares	0,060
* Zonas inundables entre endicamentos (ancho \approx 400 m; R = 1,30/1,60) terreno desmontado pero con raigones	0,048
* Id.Id. terreno cubierto con monte natural	0,078

n: coeficiente de Manning

En el proyecto, se utilizó un coeficiente $n=0,016$ para el canal de material (Sector 1, Sector 2 y Sector 3) y $n=0,030$ (para Cuneta de tierra y Cunetas tipo flujo pistón).

Para determinar la pendiente del talud de la sección transversal, se utiliza la siguiente tabla:

	NATURALEZA DEL TERRENO	TALUD
*	Roca firme (pequeños canales)	vertical
*	Roca firme	1/4 : 1
*	Roca compacta. Revestimiento de hormigón	1/2 : 1
*	Rocas sedimentarias. Revestimiento en seco	3/4 : 1
*	Tierra vegetal consistente (y < b)	1 : 1
*	Tierra vegetal y suelos arcillo-arenosos	1 1/2 : 1
*	Suelos arenosos	2 : 1
*	Arena fina suelta	3 : 1

OBS: Se adopta 1:1 para el proyecto de cunetas de tratamiento.

CANAL	PAREDES DEL	(1)	(2)	(3)
Arena fina		0,45	0,75	0,45
Marga arenosa		0,52	0,75	0,60
Marga limosa		0,60	0,90	0,60
Limos aluvionales sin coloides		0,60	1,05	0,60
Marga firme común		0,75	1,05	0,67
Cenizas volcánicas		0,75	1,05	0,60
Gravilla		0,75	1,50	1,12
Arcilla tenaz (muy coloidal)		1,12	1,50	0,90
Conglomerados bien graduados sin coloides		1,12	1,50	1,50
Conglomerados sin coloides		1,25	1,65	1,50
Grava gruesa carzosa		1,20	1,80	1,95
Tosca		1,80	1,80	1,50
Roca dura		3,00 a 4,50		
Hormigón		12,00	6,00	3,00

- (1) Aguas claras sin detritos
 (2) aguas limosas con partículas coloidales.
 (3) aguas con detritos no coloidales: limos, arenas, gravillas, fragmentos de piedras, esquistos pizarrosos, etc.

La velocidad en los canales de Hormigón para los sectores 1,2 y 3 es menor a 3 m/s. Se considera el caso (3) por ser agua cruda y poder contener distinta granulometría de partículas como es común en la remoción de hierro y manganeso (principalmente arenas y limo)

PROBLEMAS DE FLUJO UNIFORME

Para resolver problemas en flujo uniforme, se pueden utilizar dos ecuaciones:

- Ecuación de continuidad ($Q=V \times A$)
- Ecuación de flujo uniforme ($V=Q/A$)

Cuando se utiliza la Fórmula de Manning como la de flujo uniforme, los cálculos comprenderán las siguientes seis variables:

- 1) Caudal o descarga Q
- 2) Velocidad media V
- 3) Profundidad o tirante uniforme "yu"
- 4) Coeficiente de rugosidad "n"
- 5) Pendiente del canal I (al ser flujo uniforme $I = S$)
- 6) Elementos geométricos de la sección del canal (área, radio hidráulico, etc.)

En el diseño propuesto para el proyecto (Canal de desagüe) se cuenta con los siguientes datos: caudal de descarga nuevo porque se conoce como trabajarán las unidades, coeficiente de rugosidad porque se conoce el material, pendiente del canal porque se dispone de una nivelación del terreno y la sección del canal existente. Fue necesario determinar cuál iba a ser el nuevo tirante y cuanto se debía elevar el coronamiento para evitar posibles desbordes. (5 variables y 1 incógnita)

5.11. ANEXO N°11 – NORMATIVA DE VUELCO

A continuación, se adjunta una parte de la RESOLUCIÓN N° 1089/82 del REGLAMENTO PARA EL CONTROL DEL VERTIMIENTO DE LÍQUIDOS RESIDUALES, que es de interés en este proyecto.

TITULO C -DESAGUE A CONDUCTO PLUVIAL ABIERTO

O A CURSO DE AGUA SUPERFICIAL

Los EFLUENTES que se vuelquen a conducto pluvial abierto o directamente a curso de agua superficial, con excepción de cuenca cerrada, deberán cumplir con los siguientes límites de VOLCAMIENTO.

1. pH : Deberá estar comprendido entre el 5,5 y 10,0.
2. SUSTANCIAS SOLUBLES EN FRIO EN ETER ETILICO :100 mg/l A. Sustancias grasas polares: Su concentración deberá ser inferior a 100 mg/l. B. Aceites minerales: Su concentración deberá ser inferior a 10 mg/l.
3. SULFUROS : Su cantidad deberá ser inferior a 1 mg/l.
4. SOLIDOS SEDIMENTABLES EN 10 MINUTOS DE NATURALEZA COMPACTA : Su cantidad deberá ser inferior a 0,5 ml/l.
5. MATERIA EN SUSPENSION TOTAL :

5.1. Cuando la DISTANCIA A LAS INSTALACIONES DE TOMA (D) sea menor a 8 Km. : su valor deberá ser inferior a 30 mg/l. 5.2. Cuando la DISTANCIA A LAS INSTALACIONES DE TOMA (D) sea igual o superior a 8 Km. : su valor deberá ser inferior a los siguientes valores límites indicados en el cuadro, según la DILUCION (d) ;

DILUCION (d) MENOR de 360 ENTRE 361 y 1300 ENTRE 1301 y 5000 ENTRE 5001 y 20.000 MAYOR de 20.000

VALORES LIMITES.(en mg/l) DILUCION (d) entre

100 a 360 361 a 1300 Mayor de 1300 Arsénico 0,20 0,35 0,50 Cadmio 0,02 0,03 0,05
Cianuros 0,20 0,25 0,30 Cobre 0,40 0,60 0,80 Cromo hexavalente 0,10 0,15 0,20 Cromo
trivalente 1,00 1,50 2,00 Detergentes biodegradables 1,00 1,00 1,50 Fenoles 0,02 0,035
0,05 Hierro 2,50 3,00 3,50 Plomo 0,10 0,10 0,15 Zinc 5,00 5,00 7,00 Estroncio 100
micro micro curie/l, en todos los casos Radio 226 3 micro micro curie /litro, en todos
los casos Radiaciones Beta 1000 micro micro curie/l, en todos los casos

5.13. ANEXO N°13 – Computo Equipamiento

Equipamiento, Cañerías y accesorios según recorrido del agua -			
TRANSFORMACION LINEA 02 PROCESO BIOCIS-UNR -Villa Ocampo-SF			
A-Transformacion Proceso BioCIS-UNR en Planta Línea 02			
Ref.	Ítem	Unidad	Cantidad
a1	Conductos de PRFV Agua cruda de perforaciones a AERADOR nuevo s/CisternaCruda		
	Cañería PRFV DN200	m	12,2
	Cañería PRFV DN315	m	8,5
	Cañería PRFV DN160	m	3,5
	Accesorios para montaje AERADOR nuevo		
	Curva a 90° PRFV DN200	u	2
	Curva a 90° PRFV DN315	u	1
	Tee PRFV DN315-DN200	u	1
	Válvula Mariposa tipo Wafer DN 315 mm, con caja reductora y volante para accionar	u	1
	Accesorios para conexión pozos de agua cruda con AERADOR nuevo		
	Derivación Cañería 45° PRFV 200x200	u	1
	Derivación Cañería 90° PRFV 160x160	u	1
	Curva a 90° PRFV DN160	u	1
	Curva a 45° PRFV DN200	u	1
	Curva a 45° PRFV DN315	u	1
	Derivación Cañería 45° PRFV 350x315	u	1
	Derivación Cañería 45° PRFV 200x160	u	1
a2	Equipos: AERADOR NUEVO SOBRE CISTERNA		
	Aerador diam 3000 mm s/ Especificaciones Proceso BioCIS-UNR	u	1
a3	Equipos: Transporte AERADOR NUEVO SOBRE CISTERNA		
	Transporte del Aerador hasta la ciudad de Villa Ocampo (puesto s/camión).	u	1
a4	Equipos: Relleno plastico AERADOR NUEVO SOBRE CISTERNA		

	Anillos pall ring 2"	m3	4,2
a5	Conductos AERADOR a CIST CRUDA		
	Curva a 90° PRFV DN250	u	3
a6	Conductos desagüe efluentes AERADOR a canal existente		
	Canería diam PRFV DN50 a canal desagüe	m	8,3
	Curva a 45° PRFV DN50	u	2
a7	Equipos: ACONDICIONAMIENTO SIST.BOMBEO EXISTENTE CRUDA		
	Bomas centrifugas de eje horizontal 30 HP	u	2
a8	Equipo: ACONDICIONAMIENTO AERADOR EXISTENTE LINEA 2		
	Ventilacion eolica	u	1
	Mejoras en el sistema de descarga	m2	1
a9	Equipos: PANELES CAMARA PARTIDORA (ex floculadores)		
	Chapa cámara partidora	m2	5,2
	Chapa vertedero	m2	1
	Incluye fijaciones y montaje		
a10	Conductos ingreso de CÁMARA PARTIDORA(exfloculador) a REACTOR BIOLÓGICO		
	Canería diam PRFV DN250	m	10
	Curva a 45° PRFV DN250	u	4
	Tapón soldado PRFV DN250	u	2
	Curva a 90° PRFV DN250	u	2
a11	Equipos: Falso Fondo en tolvas REACTOR BIOLÓGICO (ex sedimentadores)		
	Reja inferior PRFV Pultruido	m2	2

	incluido fijaciones y montaje		
a12	Conductos lavado anillos en REACTOR BIOLÓGICO desde TANQUE ELEVADO		
	Canería diam PRFV DN50	m	54
	Curva a 90° PRFV DN50	u	8
a13	Equipos: Sistema izaje en tolvas REACTOR BIOLOGICO (ex sedimentadores)		
	Pórtico metalico con ruedas con ganchos de izaje (2 toneladas)	u	1
a14	Equipos: Malla liviana barrera flotación de anillos REACTOR BIOLOGICO		
	Malla liviana (bolsones- gaviones 1m3) barrera flotación de anillos (incl. fjaciones)	m2	450
a15	Equipos: Medio Filtrante s/ Especificaciones Proceso BioCIS-UNR® REACTOR BIOLOGICO (exSedimentador)		
	Anillos pall ring 3" (zona tolvas)	m3	12,5
	Anillos pall ring 2" (zona superior)	m3	71,5
	Transporte pall rigns de Cordoba a Esperanza.	km	838
a16	Equipos: Medio Filtrante s/ Especificaciones Proceso BioCIS-UNR® REACTOR BIOLOGICO (Filtros)		
	Arena 0,9-1 mm	m3	12,3
	Transporte Parana a Villa Ocampo	km	462
a17	Conductos descarga lavado filtros rápidos (mejora descarga en canal)		
	Canería diam PRFV DN315	m	2
	Curva a 45° PRFV DN315	u	1

B-Nueva Cisterna de Agua Tratada (acondicionamiento ex pileta recuperación efluente)

Ref.	Ítem	Unidad	Cantidad
b1	Conductos, válvulas y accesorios bypass interconexión entre Cisternas		
	Cañería PRFV 315	m	18

	Curva a 45° PRFV DN 315	u	4

C-Unidades de Tratamiento de Efluentes Proceso BioCIS-UNR® en la Planta Línea 01 y 02

Ref.	Ítem	Unidad	Cantidad
	<i>Ver obra civil</i>		

D-Mejoras generales en Planta Línea 01 Proceso BioCIS-UNR®

Ref.	Ítem	Unidad	Cantidad
d1	Mejoras en salida Aerador existente línea 01		
	Estructura sosten aumento de nivel en aerador línea 01	m2	6,25
d2	Conductos, válvulas y accesorios mejoras salida filtros rápidos línea 01		
	Cañería Acero DN250	m	8
	Curva a 90° Acero DN250	u	4

5.14. ANEXO N°14 – Computo Obra Civil

COMPUTO OBRA CIVIL									
Nº	Rubro/Item	Cómputo					Cant.	Unid.	
	Denominación								
A-Transformación Proceso BioCIS-UNR en Planta Línea 02									
a1	Base Carpeta nivelacion apoyo aerador nuevo s/ cisterna cruda								
	Base nivelacion carpeta aerador (H°)	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]	Volumen[m3]		
		1	0,03	3,4	3,4	11,6	0,3	m3	
a2	Pases en losa techo cisterna para ingreso agua aereada								
	Aberturas pase para curva DN250 ingreso agua aer	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area [m2]			
		3	1	0,25	0,25	0,1	0,1	m2	
a3	Remocion de conductos existentes s/cisterna cruda								
	Remocion de conducto existente sobre cisterna de agua cruda de lleg			L[m]					
				6,00			1,0	gl	
a4	Impermeabilizacion Exsedimentador actual reactor biologico								
	Superficie a impermeabilizar tolvas			a[m2]	cant	Area[m2]			
				7,088	8	56,7			
	Superficie a impermeabilizar zona cubica superior		a[m]	L[m]	cant	Area[m2]			
			3,6	27,2	1	97,9	154,6	m2	
a5	Cubierta techo liviana Exsedimentador actual reactor biologico								
	Cubierta techo tipo lona que evite luz solar		cant	L[m]	a[m]	Area[m2]			
			2	4,65	5	23,3	46,5	m2	
a6	Remocion de conductos existentes sistema precloracion								
	Remocion de conducto existente precloracion	Cant							
		1,0					1,0	gl	
a7	Pases en tabique exflocu-exsedim ingreso agua aereada inferior								
	Aberturas pase para conducto DN250 ingreso agua	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]			
		2	1	0,25	0,25	0,1	0,1	m2	
a8	Escaleras metalicas en tolva para acceso								
	Escaleras metalicas acceso a tolvas	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]			
		2	1	5	1	5,0	10,0	m	
a9	Pases en tabique por nuevo nivel de salida de caños perforados								
	Aberturas pase para conducto DN250 ingreso agua	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]			
		2	0,2	0,25	0,25	0,1	0,06	m2	
a10	Mejoras en el canal efluentes este Línea 02								
	Elevacion coronamiento canal en mamposteria de 1	cant	e[m]	L[m]	h[m]	Area[m2]			
		2	0,15	90	0,3	27,0	54,00	m2	
	Revoque impermeable en mamposteria de 15	2	0,15	90	0,3	27,0	54,00	m2	
a11	Mejoras en la cisterna de agua cruda existente								
	Tabique en el interior de la cisterna para favorever d	cant	e[m]	L[m]	Altura del tabique[m]	Area[m2]			
		1	0,3	12,8	2	25,6	7,68	m3	
B-Nueva Cisterna de Agua Tratada (acondicionamiento ex pileta recuperación efluentes)									
b1	Demoliciones canal ingreso a ex pileta								
	Demolicion canal ingreso a pileta	cant	e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]			
		1	0,15	6,00	3,12	18,72	2,8	m3	
b2	Cierre boca canal ingreso a expileta efluentes (relleno abertura)								
	Paredes Mampostería 15 cm cierre ingreso canal	1	0,15	0,50	0,72	0,36	0,4	m2	
b3	Impermeabilización expileta recuperación								
	Paredes verticales	cant		L[m]	h[m]	Area[m2]			
	<i>paredes verticales cortas</i>	2,0		8,90	0,30	11			
	<i>paredes verticales largas</i>	2,0		24,50	0,30	29			
	Zona piramidal		h	L1	L2				
	<i>zona piramidal paredes cortas</i>	2,0	3,45	22,00	18	138			
	<i>zona piramidal paredes cortas (sin fondo)</i>	2,0	3,05	8,90	4,00	39			
	Fondo zona central	cant		L[m]	a[m]				
	<i>fondo</i>	1,0		17,00	4,00	68	285,4	m2	
b4	Remocion de equipos bombeo y conductos expileta rec								
	Remocion equipos bombeo sobrenadante y barros, expileta rec						1,0	gl	
b5	Cubierta de Techo de ex pileta, con boca de acceso								
	Losa H°A° alivianada		e[m]	L[m]	a[m]	Area[m2]	Volumen [m3]		
			0,04	25,00	9,00	225,0	9,0		
	Ladrillos entre viguetas		0,17	25,00	9,00	225,0	5681,8	Cant ladrillos	
	Viguetas pretensadas de H°A°		h[m]	b[m]	L[m]	cant			
			0,15	4,00					
	Tabiques de H°		3,04	0,15	6,00	10,00	27,4		
b6	Mejoras en accesibilidad: escalera gato metálica fija								
	Escalera de acceso a ex pileta						3,0	m	
C-Unidades de Tratamiento de Efluentes Proceso BioCIS-UNR ® en la Planta Línea 01 y 02									
c1	Canal efluentes ingreso a laguna desde fin tramo canal existente								
	Impermeabilizacion del sistema de cunetas	cant	e[m]	L[m]	a[m]=Bf[m]	Area[m2]			
		2	0,15	570	1,0	570,0	570,00	m2	

5.15. ANEXO PLANOS

Esquema General Planta Potabilizadora de Villa Ocampo

Escala 1:200

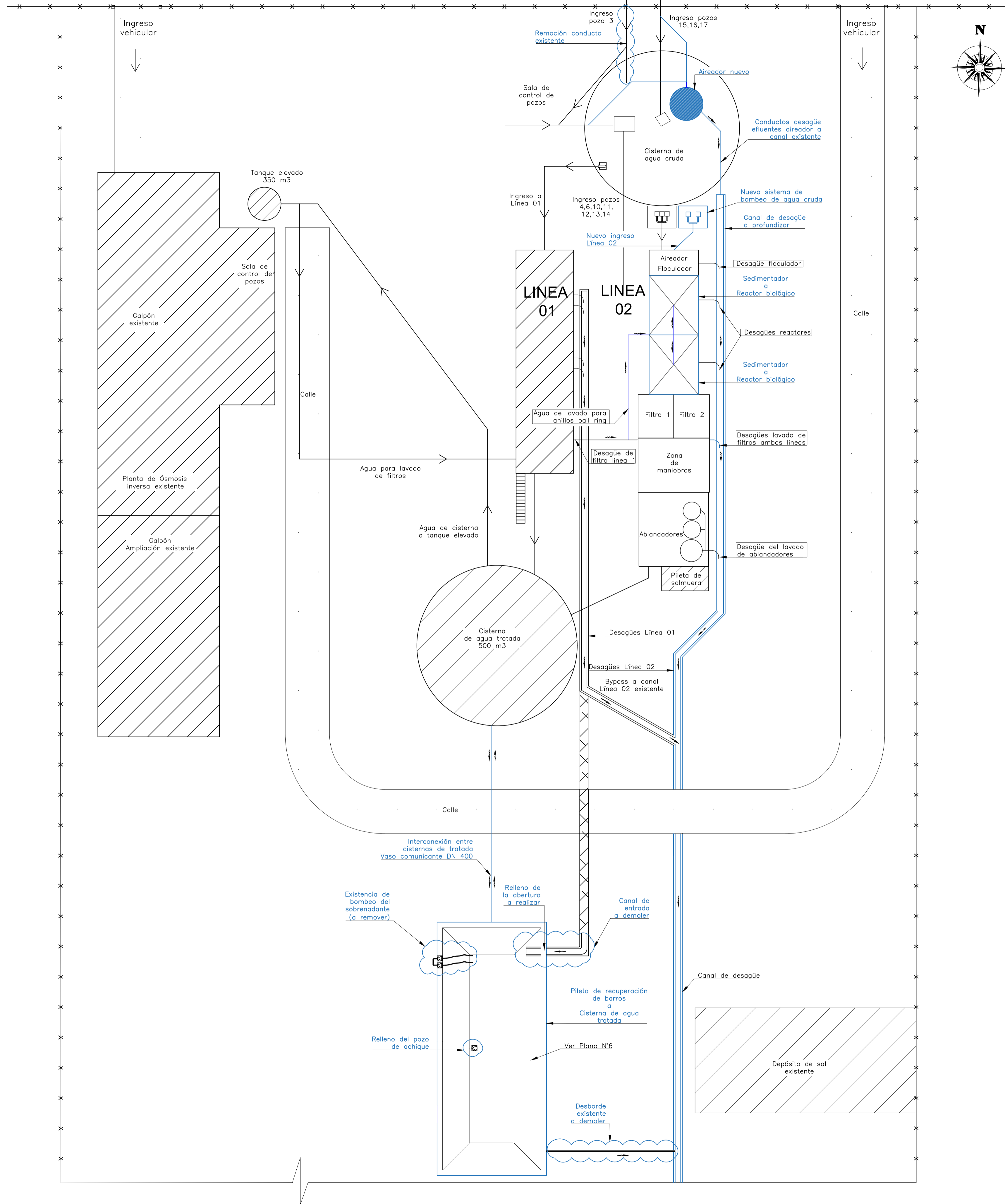
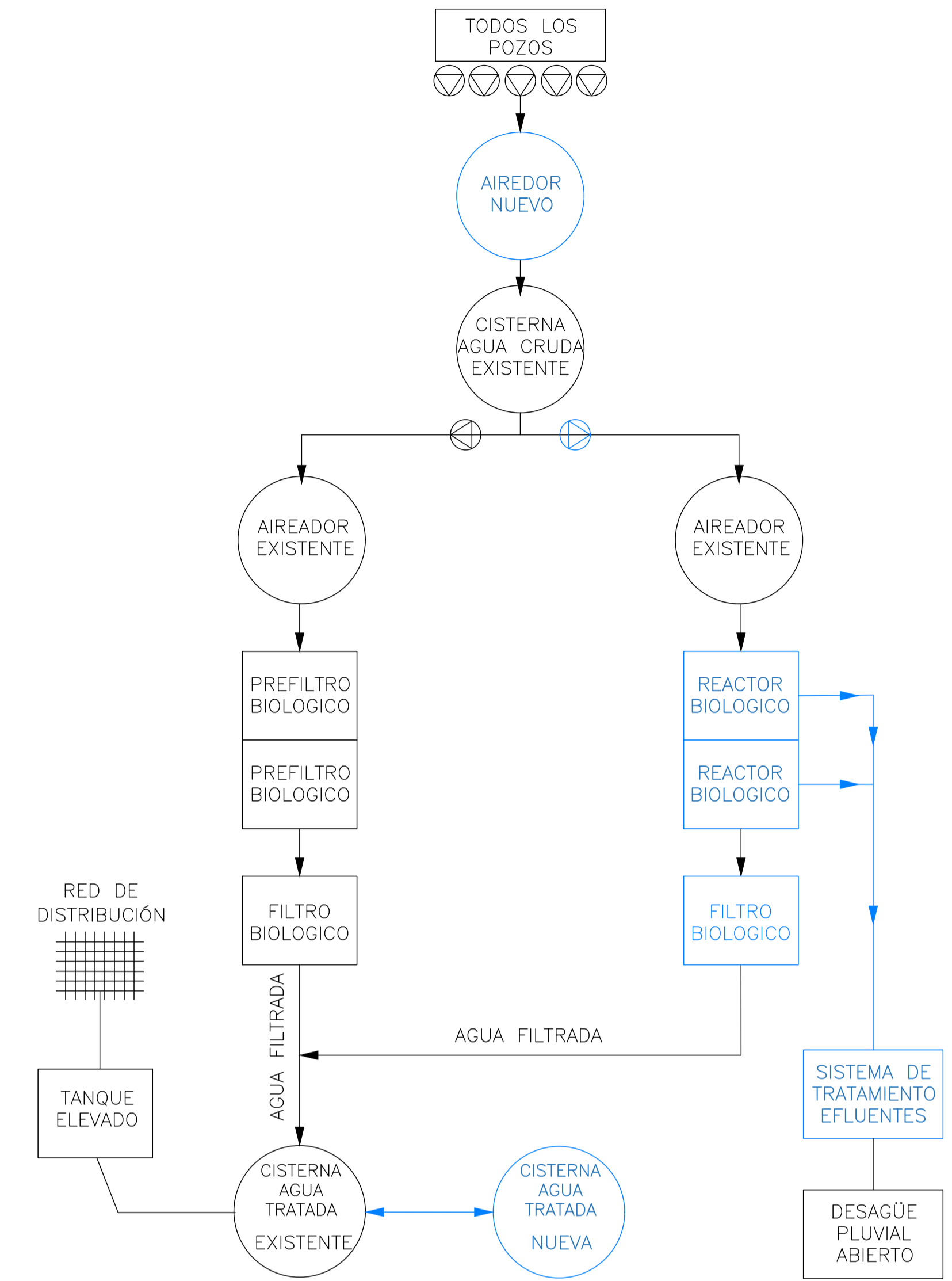


Diagrama de flujo



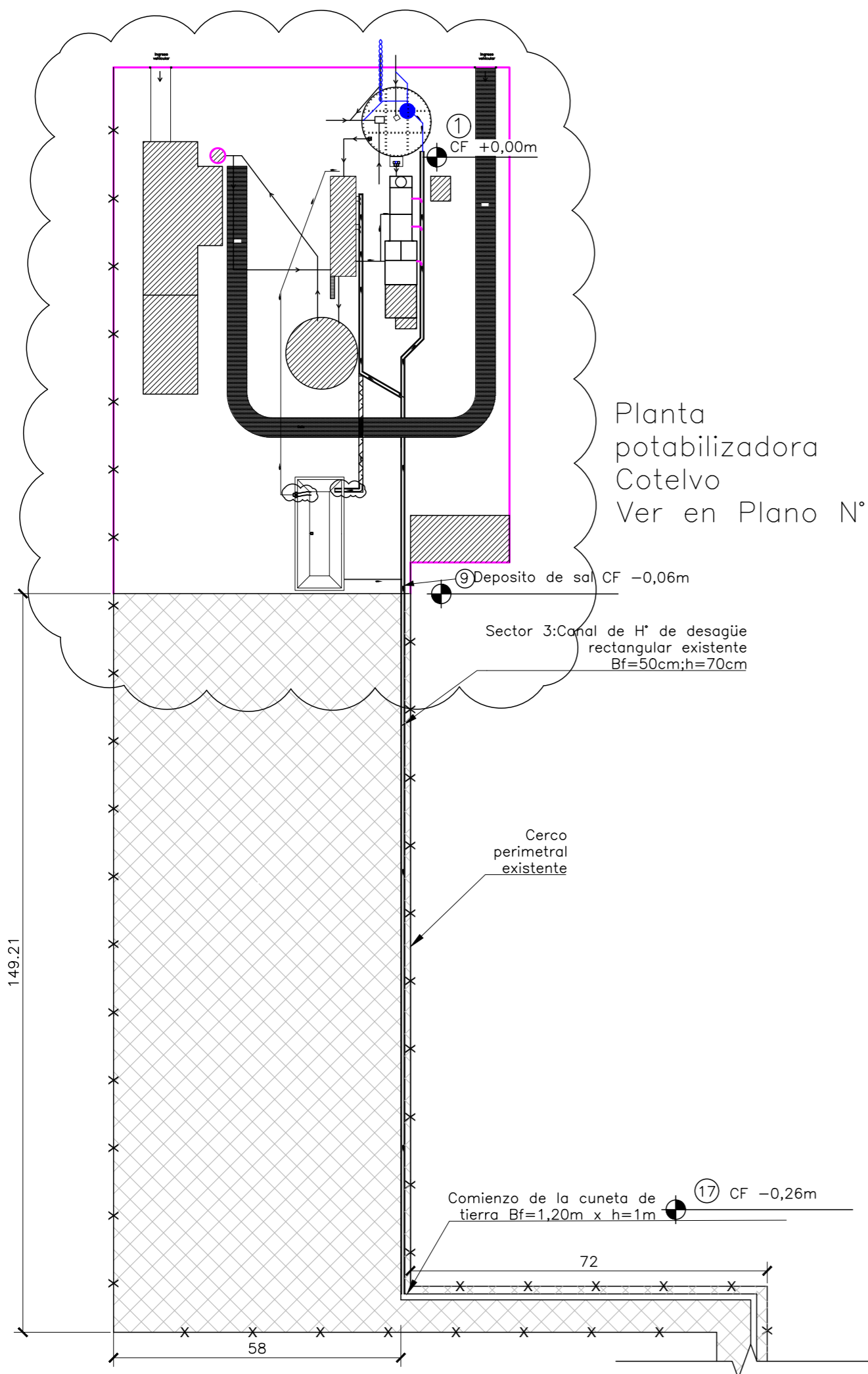
REFERENCIAS:
 Sectores a intervenir/proyectar



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO – ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			
ASIGNATURA:	PROYECTO IV	FECHA:	ESCALA:
		31/07/2023	1:200
PLANTA POTABILIZADORA VILLA OCAMPO		PLANO N°	REVISIÓN:
Esquema General de la Planta y Diagrama de Flujo		001	R01
ALUMNOS: ESTEVEZ, Angie; LATTANZIO, Alfredo; MATERA, Francisco			

Tratamiento de efluentes

Escala 1:1000



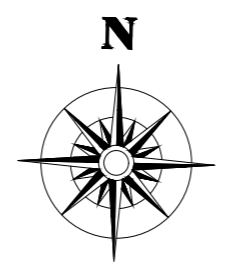
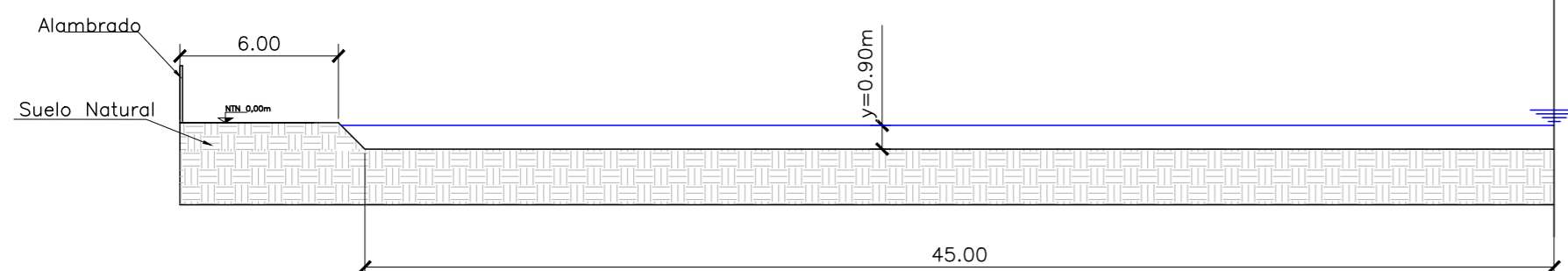
Planta potabilizadora Cotelvo Ver en Plano N°1

Deposito de sal CF -0,06m
Sector 3: Canal de H' de desagüe rectangular existente Bf=50cm;h=70cm

Comienzo de la cuneta de tierra Bf=1,20m x h=1m (17) CF -0,26m

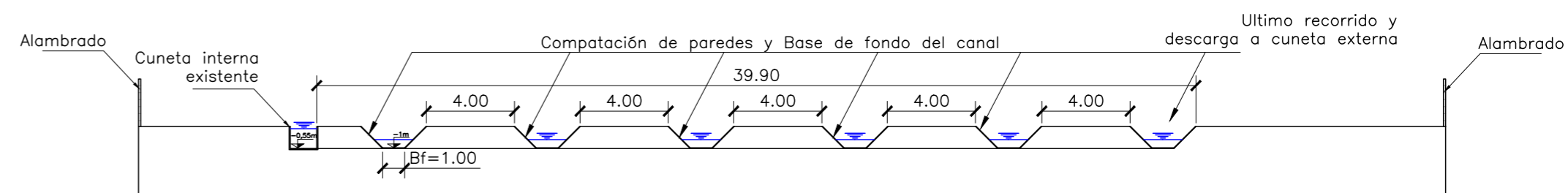
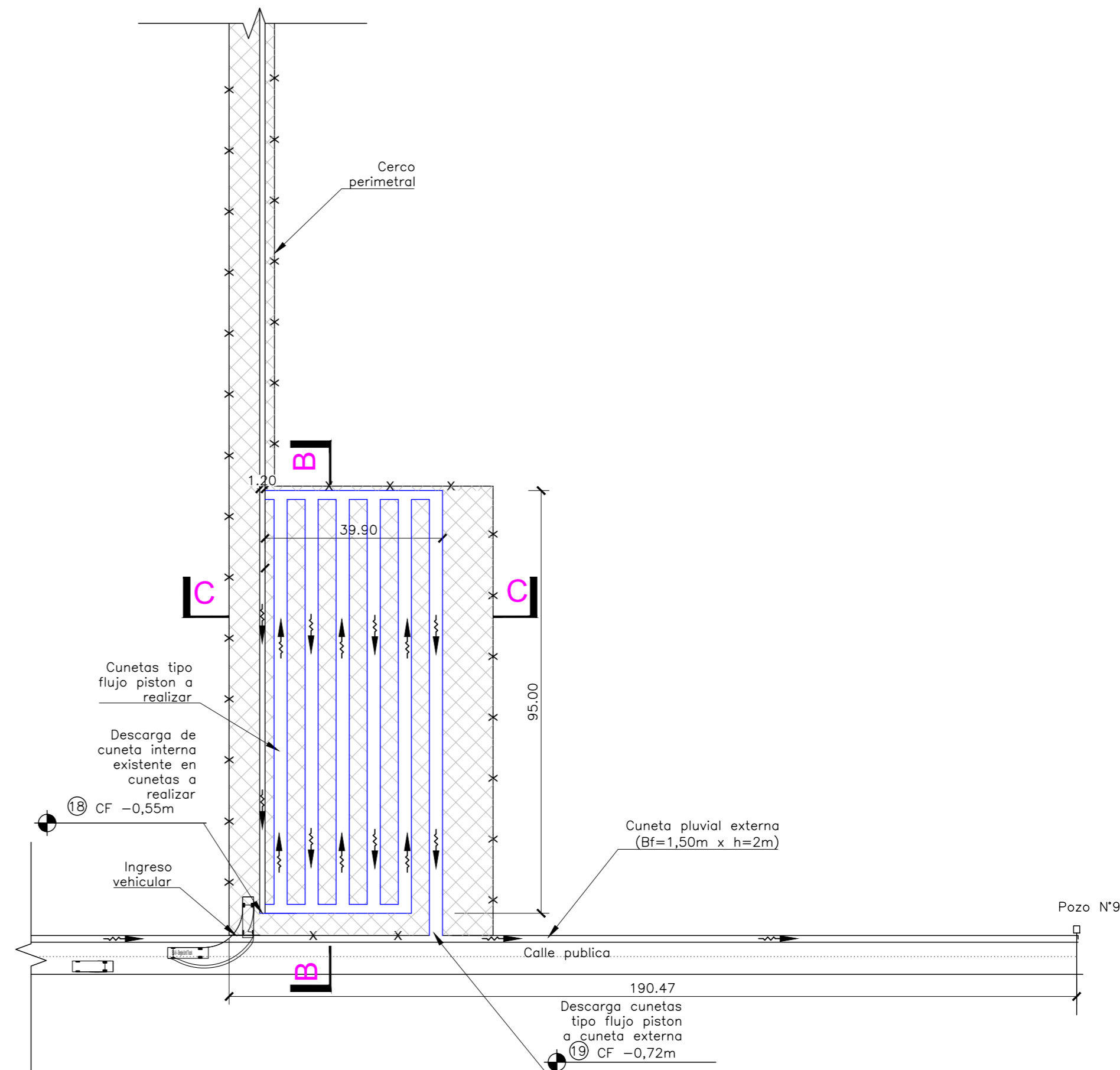
Corte C-C

Escala 1:250



Corte A-A

Escala 1:250



REFERENCIAS:

CF: Cota de Fondo del canal

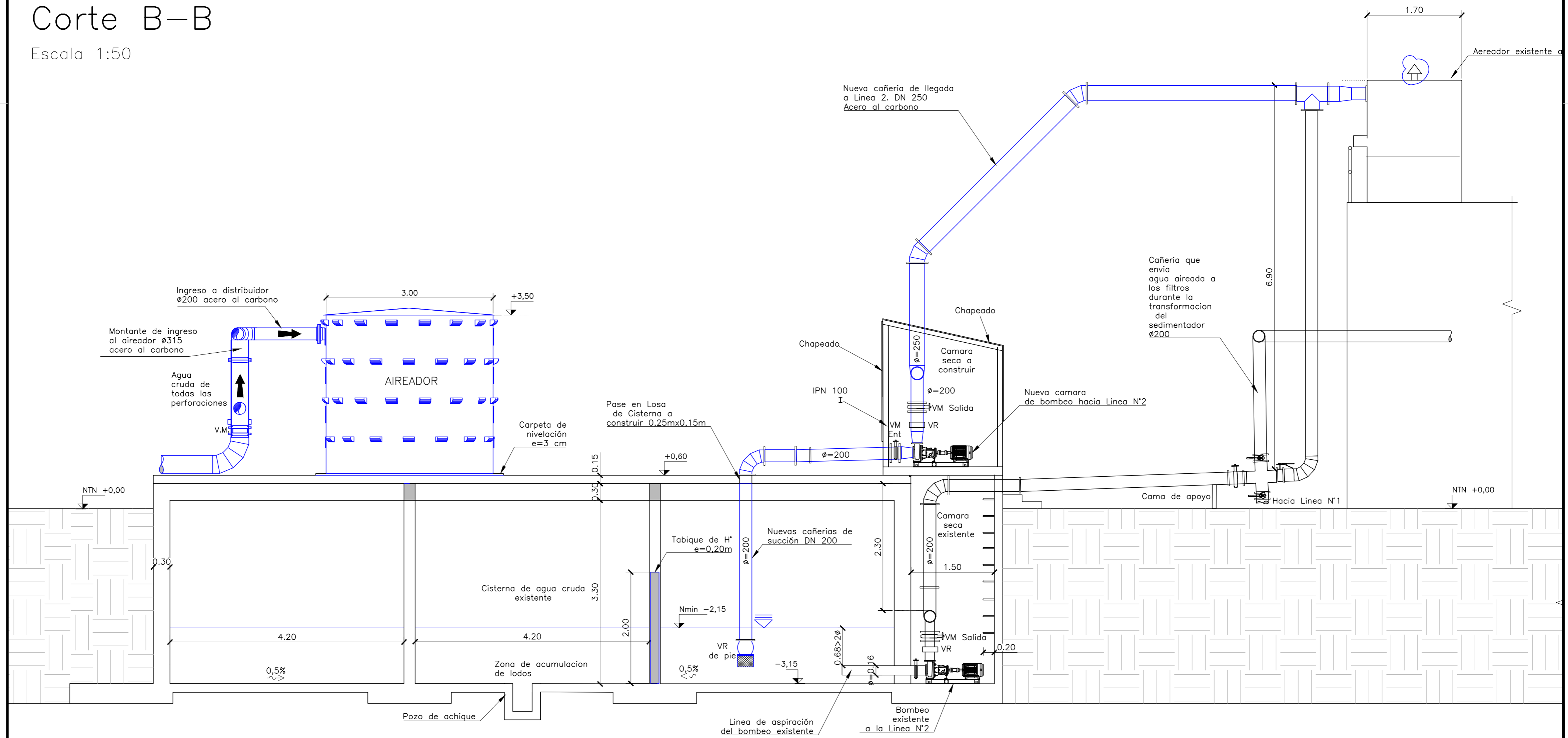
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO – ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

ASIGNATURA:	PROYECTO IV	FECHA:	31/07/2023	ESCALA:	1:1000
PLANTA POTABILIZADORA VILLA OCAMPO	Sistema de tratamiento de efluentes	PLANO N°	002	REVISIÓN:	R01
ALUMNOS:	ESTEVEZ, Angie; LATTANZIO, Alfredo; MATERA, Francisco				

Corte B-B

Escala 1:50

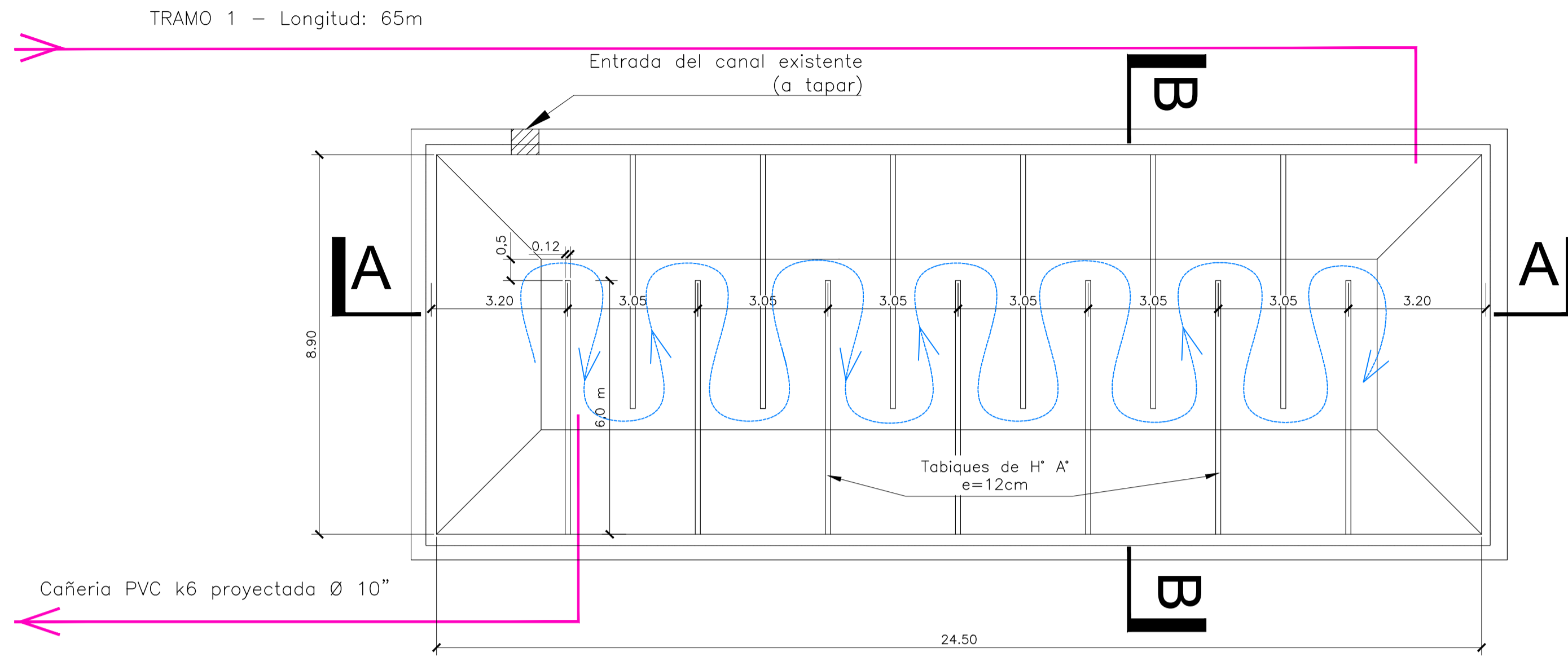


FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA			
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO – ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL			
ASIGNATURA:	PROYECTO IV	FECHA:	31/07/2023
		ESCALA:	1:50
PLANTA POTABILIZADORA VILLA OCAMPO		PLANO N°	REVISIÓN:
Implantación aireador y Nuevo sistema de bombeo			
ALUMNOS:	ESTEVEZ, Angie; LATTANZIO, Alfredo; MATERA, Francisco		
		003-BR01	

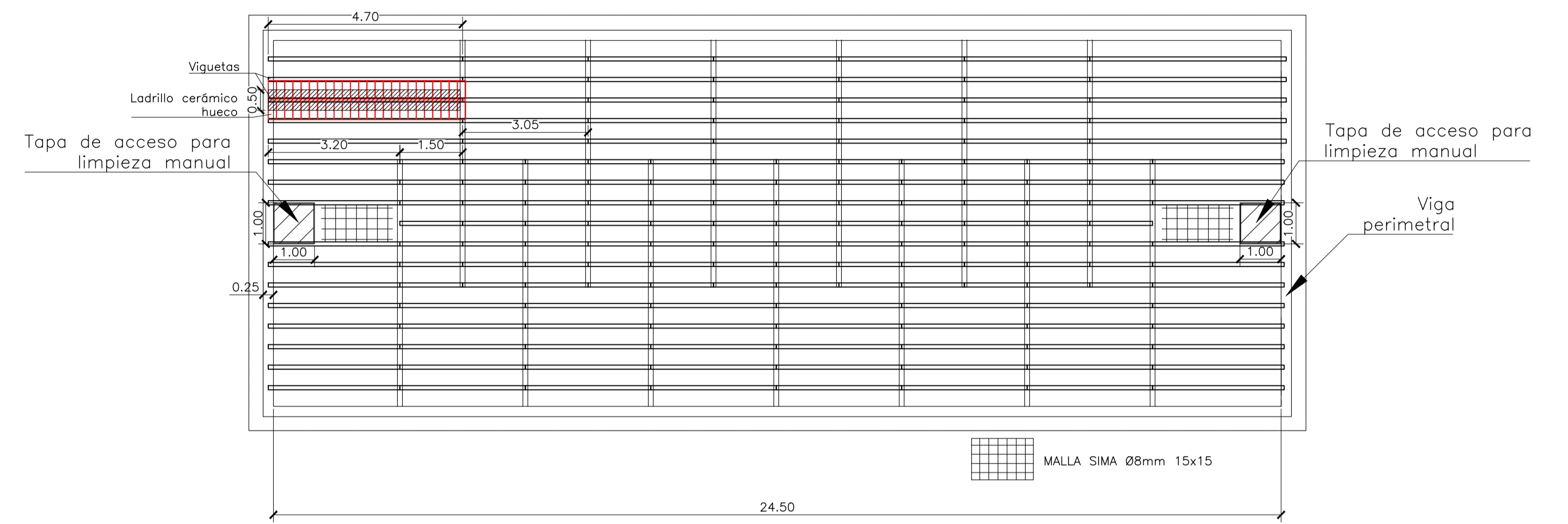
NUEVA CISTERNA DE AGUA TRATADA

Escala 1:100

Planta – Tabiques deflectores

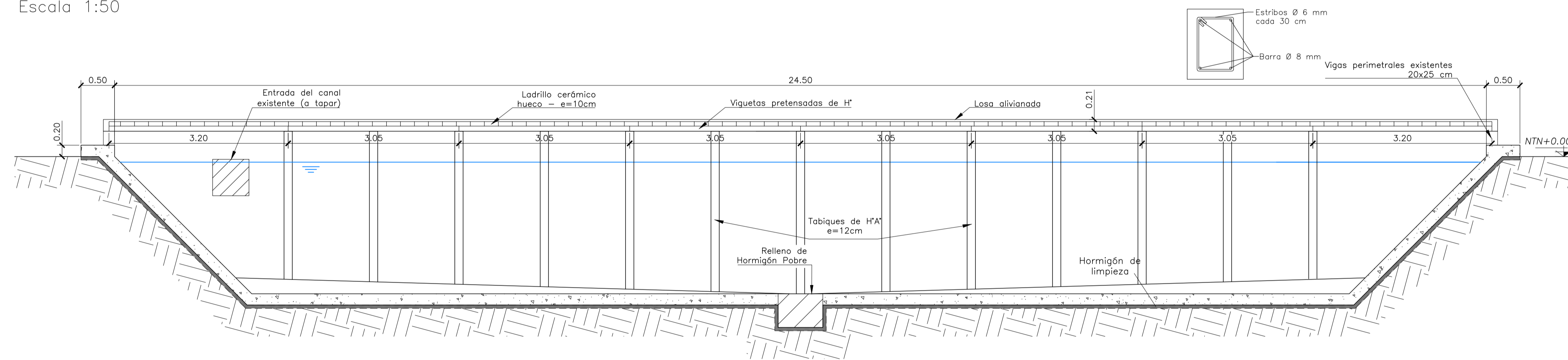


Planta – Viguetas apoyadas en pantalla deflectora



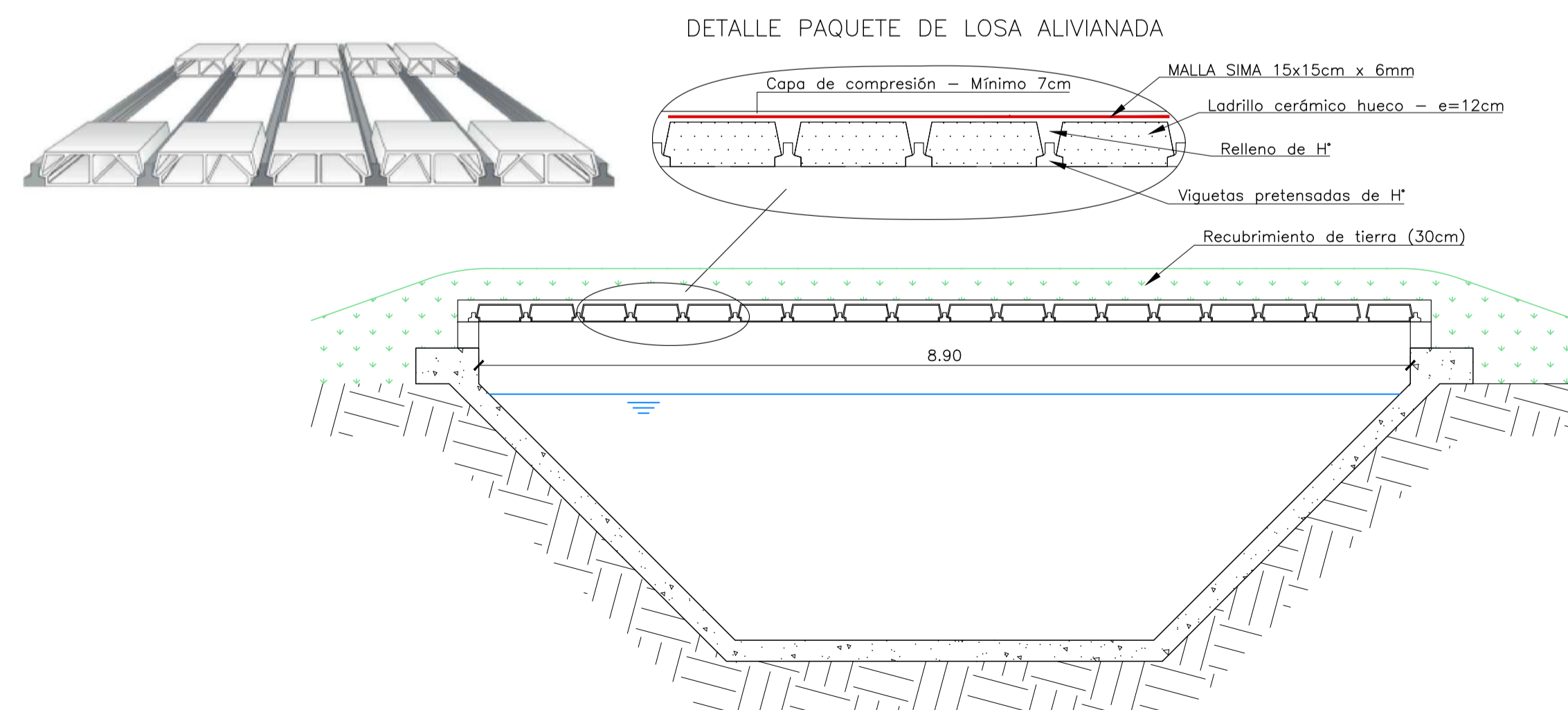
CORTE LONGITUDINAL A-A

Escala 1:50



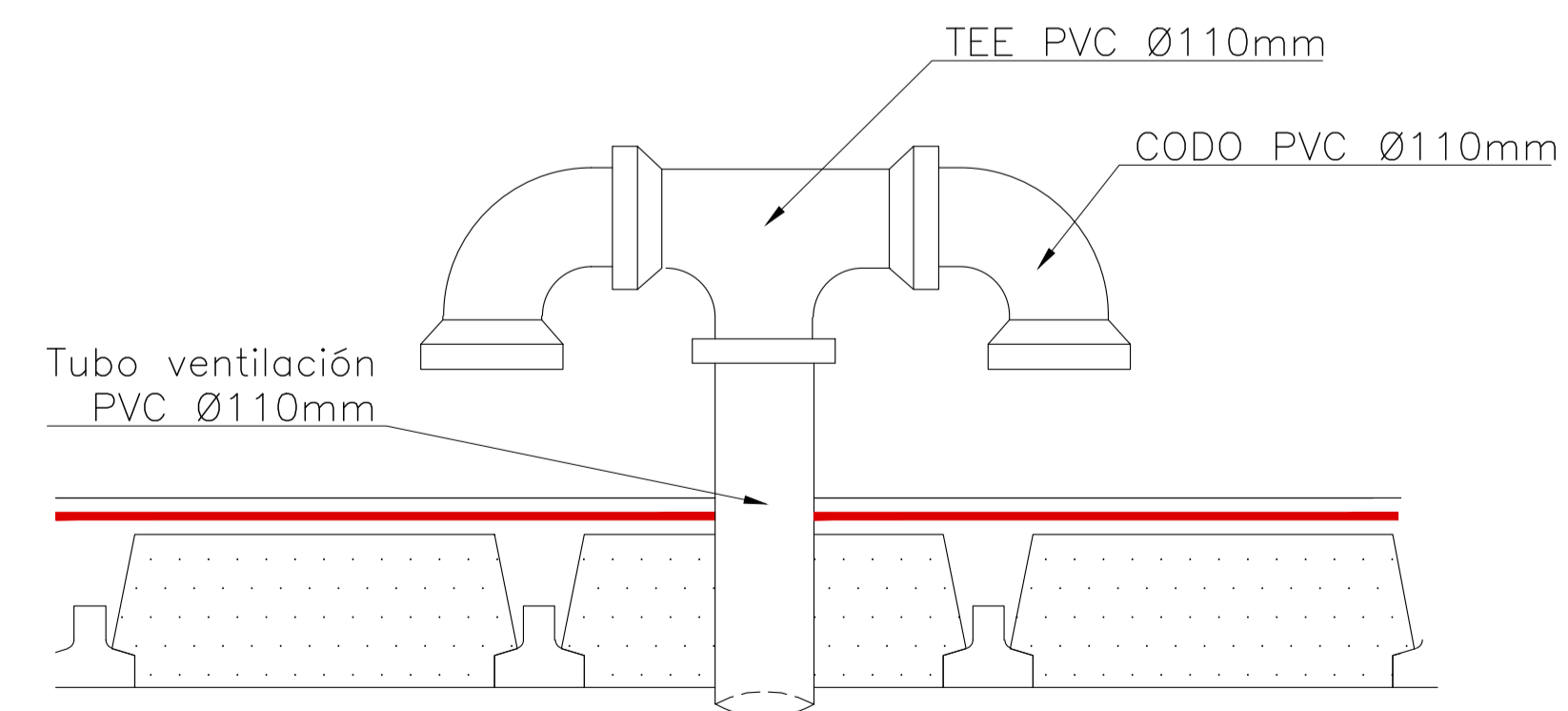
CORTE TRANSVERSAL B-B

Escala 1:50



DETALLE VENTILACIÓN CISTERNA

Escala 1:20



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO – ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ASIGNATURA: PROYECTO IV FECHA: 31/07/2023 ESCALA: 1:50 - 1:20

PLANTA POTABILIZADORA VILLA OCAMPO PLANO N° REVISIÓN:

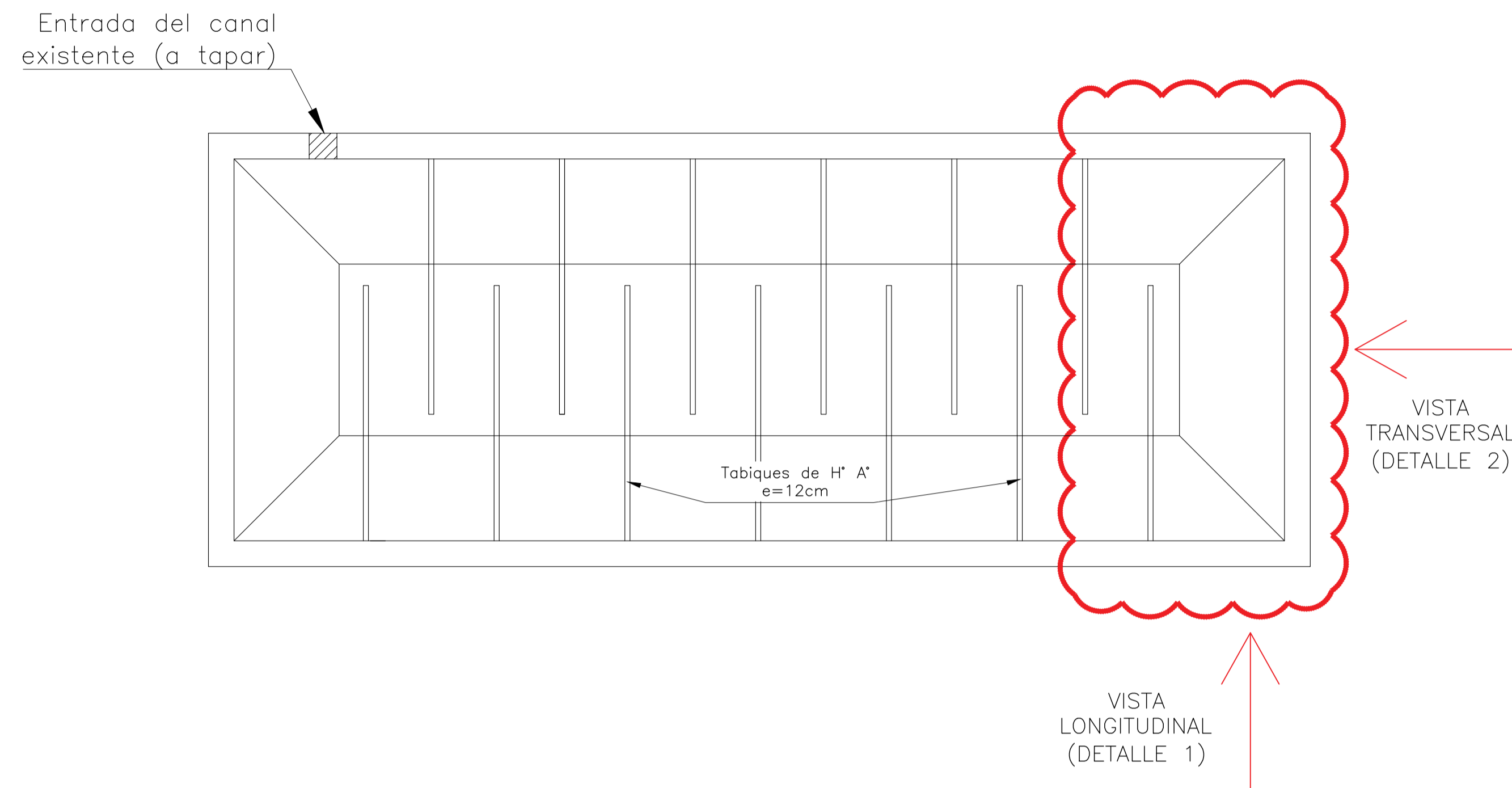
Nueva cisterna de agua tratada

ALUMNOS: ESTEVEZ, Angie; LATTANZIO, Alfredo; MATERA, Francisco 006 R01

Esquema estructural de la cisterna de agua tratada

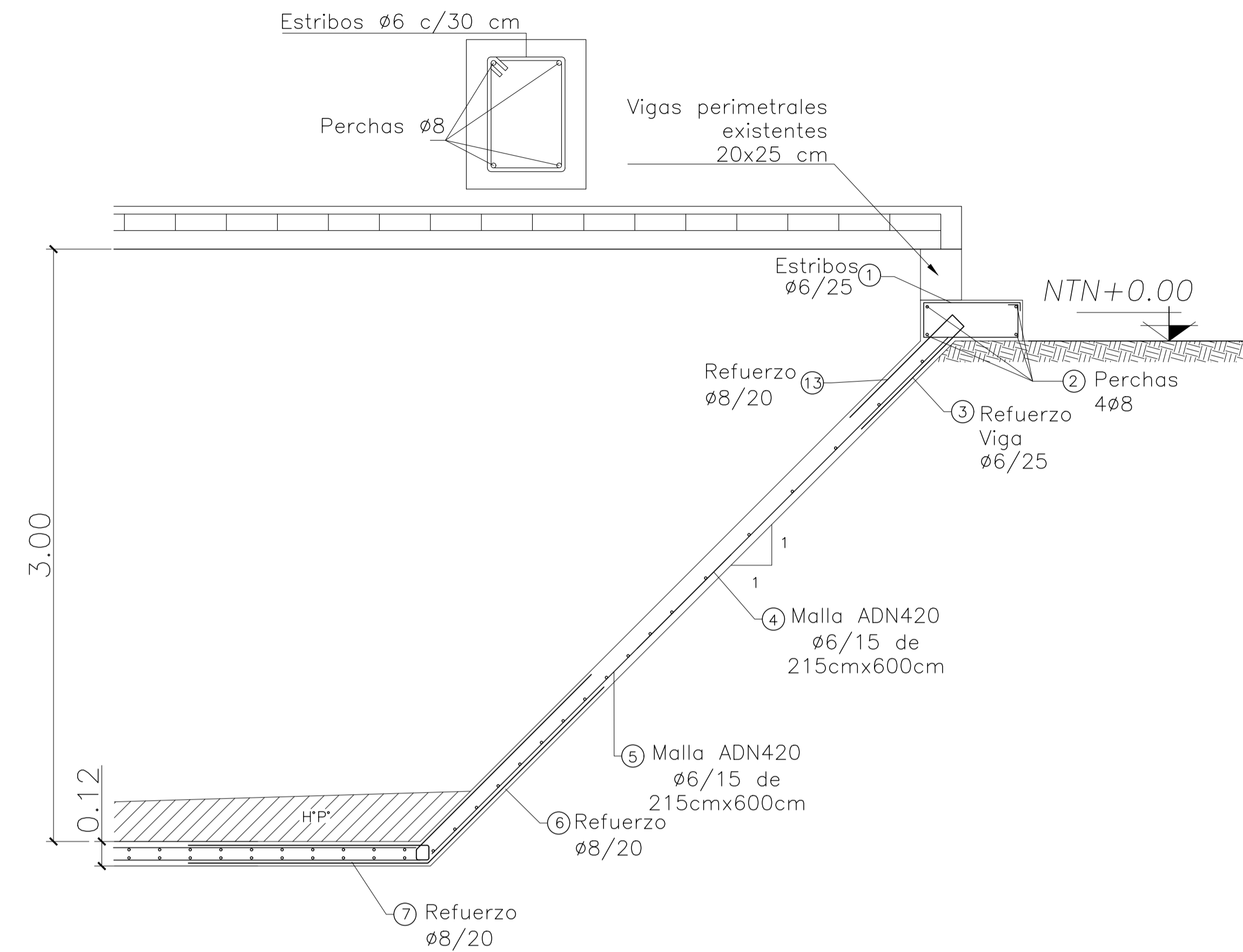
VISTA EN PLANTA

Escala 1:100



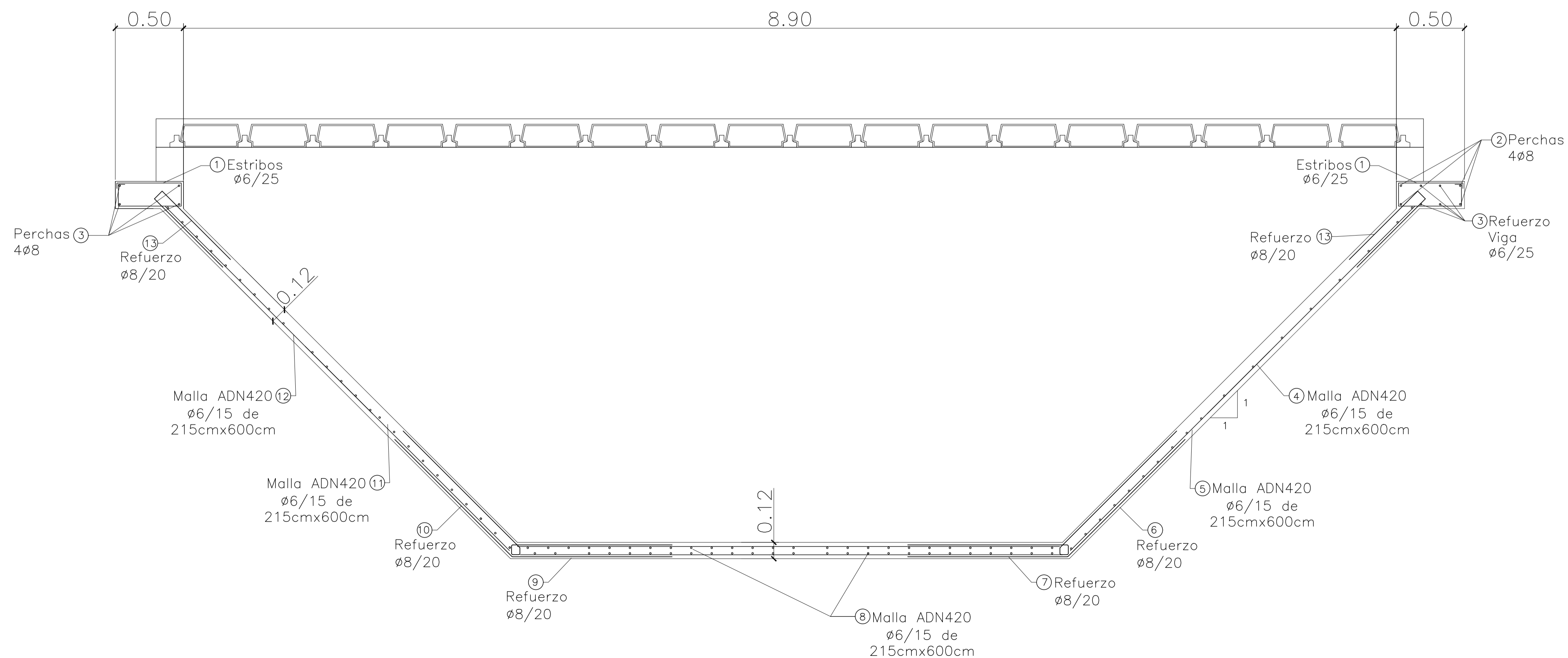
DETALLE 1 – ARMADURA LONGITUDINAL

Escala 1:50



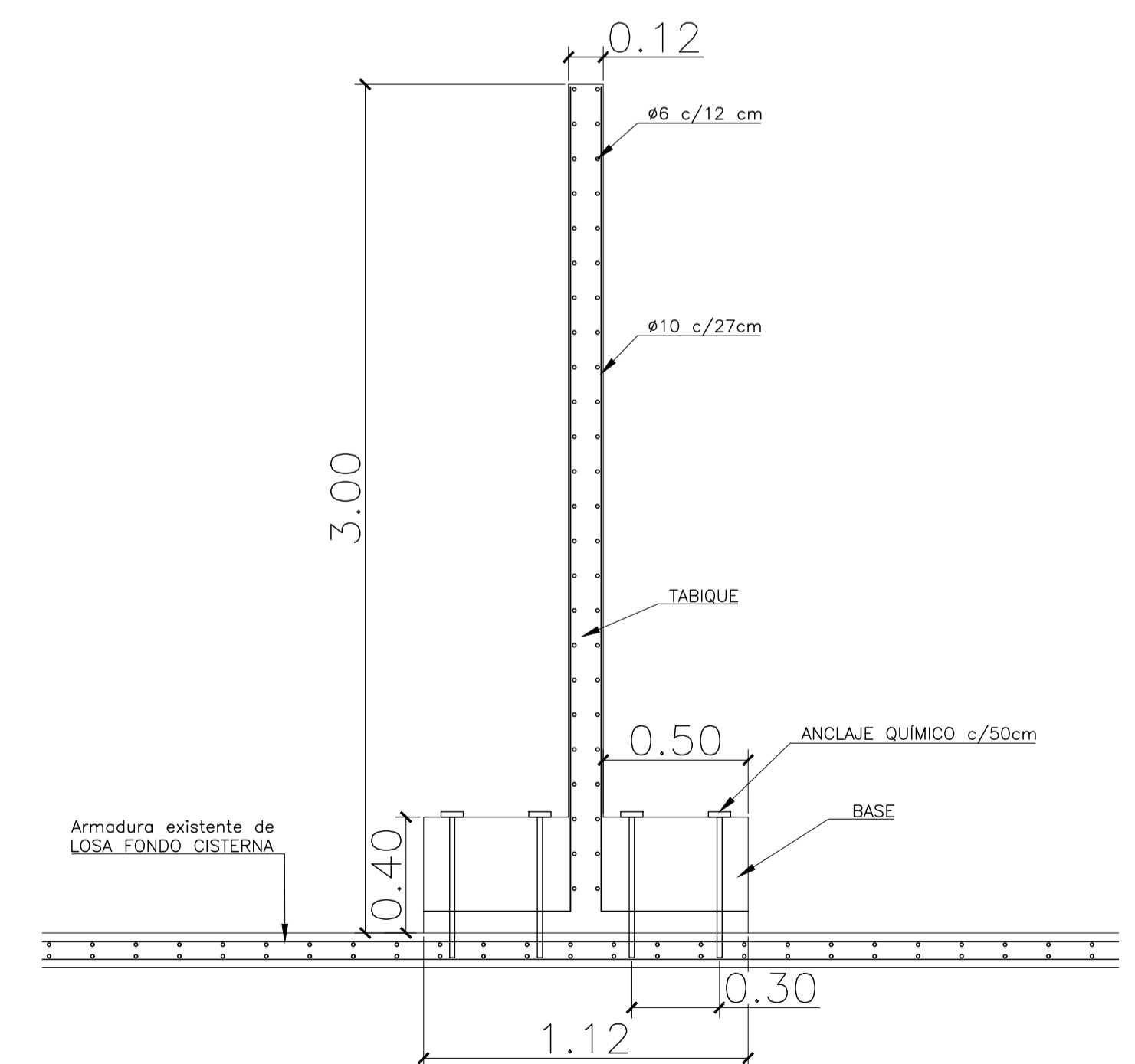
DETALLE 2 – ARMADURA TRANSVERSAL

Escala 1:20



DETALLE DE ARMADURA TABIQUE-LOSA

Escala 1:20



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO – ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

ASIGNATURA: PROYECTO IV	FECHA: 31/07/2023	ESCALA: 1:100 – 1:20
PLANTA POTABILIZADORA VILLA OCAMPO Nueva cisterna de agua tratada	PLANO N°	REVISIÓN:
ALUMNOS: ESTEVEZ, Angie; LATTANZIO, Alfredo; MATERA, Francisco	007	R00

6. BIBLIOGRAFÍA

EVALUACIÓN DEL SERVICIO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL ACUEDUCTO DEL NORTE SANTAFESINO

<https://intra.ada.gba.gov.ar/intra/infoagua/200911/noticias/304358.html>

<https://www.santafe.gov.ar/plandelnorte/avances/s48-acueducto-reconquista.html>

<https://www.aguassantafesinas.com.ar/cyc/pliegowebver.aspx?1745>

CALIDAD DEL AGUA DE LA PROVINCIA DE SANTA FE

<https://docplayer.es/9792195-96-servicio-de-agua-potable-en-la-provincia-de-santa-fe-cobertura.html>

CIPPEC

<https://www.cippec.org/publicacion/evaluacion-del-servicio-de-abastecimiento-de-agua-potable-del-acueducto-del-norte-santafesino/>

LEY 11220

<http://www.enress.gov.ar/prestadores/area-de-servicios-assa/ley-11220/>

PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA CISTERNA

<https://centroconstructor.com.ar/ladrillos-de-telgopor/>

<https://grupocanarias.com.ar/ladrillo-bloque-telgopor-12-cm/>

<https://www.nimat.com.ar/ladrillo-telgopor-16-x-40-x-100-cm-para-losa-3>

<https://tensolite.com/producto/VIGUETAS%20T21>

IMPACTO AMBIENTAL

<https://www.un.org/sustainabledevelopment/es/cities/>

<https://inventariogei.ambiente.gob.ar/resultados>

ANEXO N°7

<https://www.mundialdetornillos.com/noticias/anclajes-quimicos-guia-completa>