



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

PROYECTO FINAL INTEGRADOR DE INGENIERÍA AMBIENTAL

---

# **Diagnóstico y construcción de propuestas de acceso al agua de consumo para comunidades del Bajo Delta**

Primera Sección del Bajo Delta del Paraná

---

*Estudiante:*  
Lara Jatar

*Tutor:*  
Dr. Ignacio Borón

Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental  
Escuela de Ciencia y Tecnología

7 de febrero de 2022

*Legajo:* 6913 - 14



**Figura 1:** "Bidonero en Estación Fluvial de pasajeros - Agua de la primera sección".  
Fuente: Ensayo Fotográfico de Gabriela Pons (2018).

*"Si yo digo verde  
A que usted no piensa en el camalote  
Y si digo agua  
Usted no imagina el Paraná."*

*Canción: Río de Camalotes.  
Autor: Mario Corradini.  
Cantante: Mercedes Sosa.*

# **Cátedra PFI**

Ing. Ruth A. Rodriguez

Ing. Vera Mignaqui

Ing. Federico Bailat

## **Coordinación de Carrera**

Ing. Soledad Villaverde

## **Dirección de Carrera**

Ing. Diana Mielnicki

## **Agradecimientos**

*A la Cooperativa Isla Esperanza*

*A CoSensores*

*Al Observatorio Humedales Delta*

*A Unión Islera, en especial a Lili, Dani y Gabi.*

*A Nacho, por su acompañamiento y sus consejos a lo largo de este proceso y de los  
porvenires profesionales.*

# Resumen

El agua es un recurso de vital importancia para el desarrollo y buen vivir de las sociedades, así como para los ecosistemas de los que forman parte. A lo largo de los últimos años el deterioro del recurso ocurrió de forma cada vez más marcada, profundizando la desigualdad existente entre quienes tienen acceso a fuentes de agua segura a través de sistemas de tratamiento y quienes no. La principal causa de la problemática es la actividad antrópica (domiciliaria, industrial y agropecuaria) cuya incidencia se ve magnificada por la degradación del medio natural, la polución y contaminación en todas sus formas, la disminución de los recursos no renovables, la falta de soberanía alimentaria y la crisis energética.

La falta de respuestas y soluciones por parte de los organismos del Estado ha llevado a la necesidad de encontrar alternativas accesibles que permitan el desarrollo de las poblaciones. Dicho problema demanda una solución urgente por parte de las autoridades y profesionales de organismos de CyT pero para desarrollar estrategias factibles es importante conocer los desafíos ambientales que en territorio se presentan. Estos no pueden definirse *a priori* sino que se establecen a partir de la manera en que las comunidades se vinculan con su entorno, sus modos de vida y procesos productivos y reproductivos. Es decir, son las comunidades que conviven con las problemáticas ambientales quienes poseen parte del conocimiento fundamental para su resolución.

En particular, las poblaciones de la Primer Sección de Islas del Delta del Paraná se encuentran en una situación de alto riesgo producto de la alta vulnerabilidad que supone su particular dinámica hídrica y la ausencia de una red de agua potable, frente a la amenaza que representa el creciente impacto por componentes antrópicos propio del área metropolitana de Buenos Aires. Frente a esta problemática las poblaciones obligatoriamente adoptan nuevas estrategias como la recolección de agua de lluvia en recipientes para cocinar y alimentar a sus familias, o la aplicación de tratamientos al agua de río para diversos usos, mientras que quienes concurren periódicamente a la ciudad recurren al agua de red en bidones que llenan en canillas públicas.

Con el fin de preservar los modos de vida isleños y garantizar el derecho del acceso al agua de consumo a la población este proyecto busca proponer el diseño de un sistema de potabilización de agua de río destinada al consumo de la población que conforma a la Cooperativa Isla Esperanza, situada en la Primer Sección de Islas del Delta del Paraná (Municipio de Tigre, Bs.As, Argentina).

El proyecto hace hincapié en el aspecto ingenieril pero considerando el contexto ecosistémico y cultural tan particular de la isla y sus habitantes. Para ello se incluyó en el análisis de las alternativas, metodologías de tratamiento actualmente aplicadas en el territorio y metodologías de tratamiento convencionales, como también se incluyeron alternativas de formas de gestión. Para la elección de las mismas se realizó un abordaje que considera las limitaciones y potencialidades del territorio y la viabilidad técnica, económica y ambiental, buscando arribar a soluciones que se ajusten a la realidad de los modos de vida isleños con el fin de fortalecer la apropiación de estas prácticas, garantizando su continuidad a lo largo del tiempo y del territorio.

Finalmente, para la alternativa elegida se presenta la memoria descriptiva y de cálculo junto con los planos de las distintas unidades, los cómputos y presupuestos, el estudio de impacto ambiental realizado y el plan de gestión ambiental propuesto.

A partir del estudio de impacto ambiental realizado, se observó que el proyecto presenta múltiples impactos positivos. El mismo a través de una correcta gestión, tratamiento y un alto nivel de participación de las familias, garantiza el acceso al agua potable a la población de la Cooperativa Isla Esperanza. El diseño y la gestión de la planta sostienen una mirada de minimización del uso de insumos y de generación de residuos buscando preservar la salud y el buen vivir de la comunidad. A pesar de las consideraciones y el estudio ambiental realizado, el proyecto ante todo debe ser leído, comprendido, dialogado y aprobado por los miembros de la cooperativa, con el fin de fomentar la organización y gestión comunitaria de la planta, involucrando a las familias usuarias en el tratamiento del agua que consumen y asumiendo como tales la responsabilidad del consumo de un recurso tan vital para el día a día de las familias y del complejo ecosistema del cual forman parte.

# Índice general

<b>Agradecimientos</b>	<b>II</b>
<b>Resumen</b>	<b>III</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivo	8
<b>2. Diagnóstico</b>	<b>9</b>
2.1. Localización del Proyecto	9
2.2. Actividades Realizadas en el Sitio	11
2.2.1. Taller Participativo sobre Calidad de Agua	11
2.2.2. Encuesta sobre Fuentes de Agua, Usos, Tratamientos y Contaminantes	13
2.2.2.1. Contexto y Metodología de la Encuesta	13
2.2.2.2. Resultados y Discusiones	14
2.3. Diagnóstico de la Situación Actual del Agua en el Sitio	14
2.3.1. Acceso al Agua	14
2.3.1.1. Gestión del Agua	16
2.3.2. Dinámica Hídrica	17
2.3.3. Características Físico-Químicas y Microbiológicas del Agua	19
2.4. Marco Normativo	24
2.4.1. Convenios Internacionales	24
2.4.2. Normativa Nacional	25
2.4.3. Normativa Provincial	27
2.4.4. Normativa Municipal	28
<b>3. Análisis de Prefactibilidad de Alternativas</b>	<b>30</b>
3.1. Fundamento para el Análisis de Alternativas	30
3.2. Gestión	34
3.2.1. Gestión Pública	34
3.2.2. Gestión Comunitaria	36
3.2.3. Comparación de los Tipos de Gestión	37
3.3. Técnicas de Tratamiento	42
3.3.1. Técnicas de Coagulación	42
3.3.1.1. Coagulación Química	43
3.3.1.2. Coagulación Electroquímica	47
3.3.1.3. Comparación Metodologías de Coagulación	53

3.3.2. Técnicas de Remoción de Iones . . . . .	57
3.3.2.1. Ósmosis Inversa . . . . .	58
3.3.2.2. Resinas de Intercambio Iónico . . . . .	62
3.3.2.3. Comparación Metodologías de Remoción de Iones . . . . .	67
3.4. Conclusiones . . . . .	72
<b>4. Estudio de Alternativas para la Coagulación . . . . .</b>	<b>73</b>
4.1. Memoria Descriptiva de las Alternativas . . . . .	73
4.2. Memoria de Cálculo de las Alternativas . . . . .	74
4.2.1. Alternativa I . . . . .	74
4.2.1.1. Cámara de Coagulación y Floculación . . . . .	75
4.2.1.2. Remoción de la Alternativa I . . . . .	86
4.2.1.3. Resumen del Diseño . . . . .	86
4.2.2. Alternativa II . . . . .	89
4.2.2.1. Cámara de Electrocoagulación . . . . .	89
4.2.2.2. Remoción de la Alternativa II . . . . .	94
4.2.2.3. Resumen del Diseño . . . . .	94
4.3. Comparación Económica . . . . .	97
4.4. Conclusiones . . . . .	104
<b>5. Memoria Descriptiva y de Cálculo de Planta Potabilizadora . . . . .</b>	<b>107</b>
5.1. Cálculo de Demanda de Agua . . . . .	107
5.1.1. Proyección Poblacional . . . . .	107
5.1.2. Distribución de la Población . . . . .	110
5.1.3. Dotación de la Población . . . . .	110
5.1.4. Caudal de Diseño . . . . .	111
5.2. Sistema de Potabilización . . . . .	112
5.2.1. Captación . . . . .	112
5.2.2. Sedimentación Simple . . . . .	115
5.2.2.1. Remoción del Presedimentador . . . . .	122
5.2.2.2. Resumen del Diseño . . . . .	122
5.2.3. Cámara de Electrocoagulación . . . . .	124
5.2.3.1. Remoción de Electrocoagulación . . . . .	125
5.2.3.2. Resumen del Diseño . . . . .	125
5.2.4. Sedimentación . . . . .	126
5.2.4.1. Remoción del Sedimentador . . . . .	130
5.2.4.2. Resumen del Diseño . . . . .	131
5.2.5. Filtro Rápido Convencional . . . . .	131
5.2.5.1. Remoción del Filtro Rápido . . . . .	136
5.2.5.2. Resumen del Diseño . . . . .	137
5.2.6. Ósmosis Inversa . . . . .	139
5.2.6.1. Remoción de la Ósmosis Inversa . . . . .	140
5.2.6.2. Resumen del Diseño . . . . .	140
5.2.7. Remineralización, Cloración y Almacenamiento . . . . .	141
5.2.7.1. Remineralización . . . . .	141
5.2.7.2. Cloración . . . . .	142
5.2.7.3. Almacenamiento . . . . .	145

5.2.7.4. Resumen del Diseño . . . . .	145
5.2.8. Cámara de Muestreo . . . . .	146
5.2.9. Conducción . . . . .	147
5.2.10. Manejo de Lodos . . . . .	155
5.3. Configuración Espacial de las Unidades . . . . .	156
5.4. Puesta en Marcha/Período de Evaluación . . . . .	156
5.5. Recomendaciones . . . . .	157
5.6. Conclusiones . . . . .	159
<b>6. Planos</b>	<b>161</b>
<b>7. Cómputos y presupuesto</b>	<b>162</b>
7.1. Costo Inicial . . . . .	162
7.2. Costos de Operación y Mantenimiento . . . . .	166
7.2.1. Insumos Químicos . . . . .	166
7.2.2. Servicio: Energía Eléctrica . . . . .	166
7.2.3. Servicio: Gestión de Lodos y Espuma . . . . .	168
7.2.4. Mano de Obra . . . . .	168
7.2.5. Costos Variables, Indirectos y Esporádicos . . . . .	169
7.3. Resumen de Costos . . . . .	169
7.4. Sistema de Financiamiento . . . . .	170
7.5. Conclusiones . . . . .	170
<b>8. Estudio de Impacto Ambiental</b>	<b>172</b>
8.1. Objetivo y Alcance . . . . .	172
8.2. Metodología . . . . .	173
8.3. Descripción del Proyecto . . . . .	173
8.3.1. Perfil de la Planta de Potabilización de Agua de Río . . . . .	174
8.4. Etapas del Proyecto . . . . .	175
8.5. Identificación del Área de Influencia . . . . .	176
8.6. Línea de Base . . . . .	176
8.6.1. Medio Socio-Económico y Cultural . . . . .	176
8.6.1.1. Distribución Territorial . . . . .	176
8.6.1.2. Servicios . . . . .	177
8.6.1.3. Actividades Productivas . . . . .	178
8.6.2. Medio Físico . . . . .	180
8.6.2.1. Geografía . . . . .	180
8.6.2.2. Geología y Geomorfología . . . . .	181
8.6.2.3. Hidrología . . . . .	182
8.6.2.4. Variables Físico-Químicas y Biológicas . . . . .	183
8.6.2.5. Clima . . . . .	184
8.6.2.6. Suelo . . . . .	186
8.6.2.7. Paisaje . . . . .	186
8.6.3. Medio Biológico . . . . .	187
8.6.3.1. Flora . . . . .	188
8.6.3.2. Fauna . . . . .	190
8.6.4. Áreas Protegidas . . . . .	193



---

8.6.5. Amenazas Naturales . . . . .	194
8.7. Identificación y Evaluación de Impactos . . . . .	195
8.7.1. Metodología . . . . .	195
8.7.2. Identificación de Actividades . . . . .	197
8.7.3. Identificación de Factores Ambientales . . . . .	198
8.7.4. Evaluación de Impactos . . . . .	198
8.7.5. Descripción de Impactos . . . . .	200
8.7.5.1. Etapa de Construcción e Instalación . . . . .	200
8.7.5.2. Etapa de Operación y Mantenimiento . . . . .	203
8.7.5.3. Contingencia . . . . .	204
8.8. Plan de Gestión Ambiental . . . . .	205
8.8.1. Plan de Prevención y Mitigación . . . . .	205
8.8.2. Plan de Seguimiento y Monitoreo . . . . .	211
8.8.3. Plan de Contingencias . . . . .	215
8.8.4. Programa de Capacitación . . . . .	216
8.9. Conclusiones . . . . .	216
<b>9. Conclusiones</b>	<b>219</b>
9.1. Conclusiones sobre la Planta de Potabilización Propuesta . . . . .	219
9.2. Conclusiones sobre mi Proceso Personal y Profesional en el Desarrollo del Trabajo . . . . .	221
<b>A. Anexo</b>	<b>224</b>
<b>Bibliografía</b>	<b>235</b>

# Capítulo 1

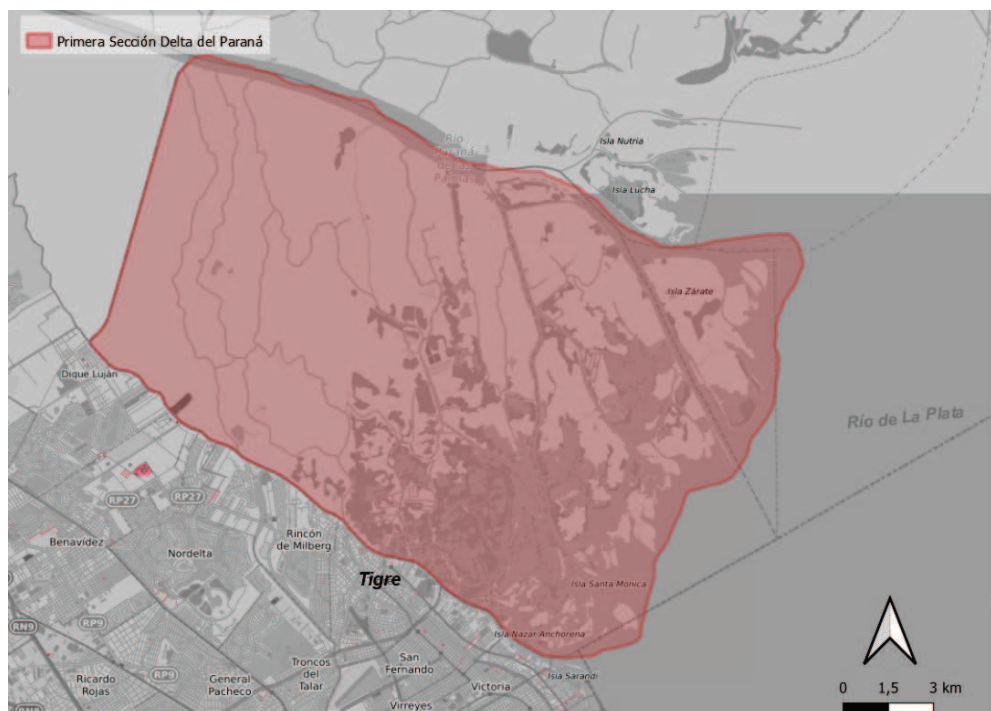
## Introducción

### 1.1. Introducción

El Sistema de Humedales Paraguay-Paraná el corredor de humedales más importante del mundo [1], que se extiende desde el Pantanal de Mato Grosso (Brasil) hasta el Río de la Plata (Argentina y Uruguay). Comprende el río Paraná y sus islas y los últimos 300 kilómetros constituyen el Delta, ecorregión de Argentina. El río Paraná es el principal tributario responsable de la formación del delta actual por su mayor extensión, carga sedimentaria y caudal [2]. El Delta del Paraná presenta una superficie de 17.500 Km<sup>2</sup>, desde Diamante hasta su desembocadura en las cercanías de la ciudad de Buenos Aires. Reconoce tres grandes regiones: el Delta Superior, el Delta Medio y el Delta Inferior [3]. El Delta Inferior, también conocido como Bajo Delta ó Delta en formación, abarca desde Ibicuy hasta la desembocadura en el Río de La Plata.

El Bajo Delta es un humedal que en la actualidad está constituido por un paisaje preponderantemente forestal producto de las actividades humanas desarrolladas en sus islas y que aún conserva una importante diversidad biológica [4]. El sector bonaerense del Bajo Delta (junto a una pequeña porción del delta entrerriano) es el único sector de la región del Delta del Río Paraná que constituye un delta en el sentido geomorfológico estricto [5]. El mismo está conformado por el avance frontal de los sedimentos que transporta y deposita el Río Paraná en el Río de la Plata [6]. La característica distintiva de este sector, desde el punto de vista del paisaje, son las áreas deltaicas propiamente dichas que forman numerosas islas con albardones elevados que bordean extensas áreas interiores deprimidas dominadas por ambientes pantanosos [7]. Se divide en 3 secciones, la primera, correspondiente al área de estudio del presente proyecto, pertenece al partido de Tigre y ocupa una superficie de 221 Km<sup>2</sup> abarcando un 58.6 % del total de la superficie del Municipio (ver figura 1.1). Limita al norte con el río Paraná de

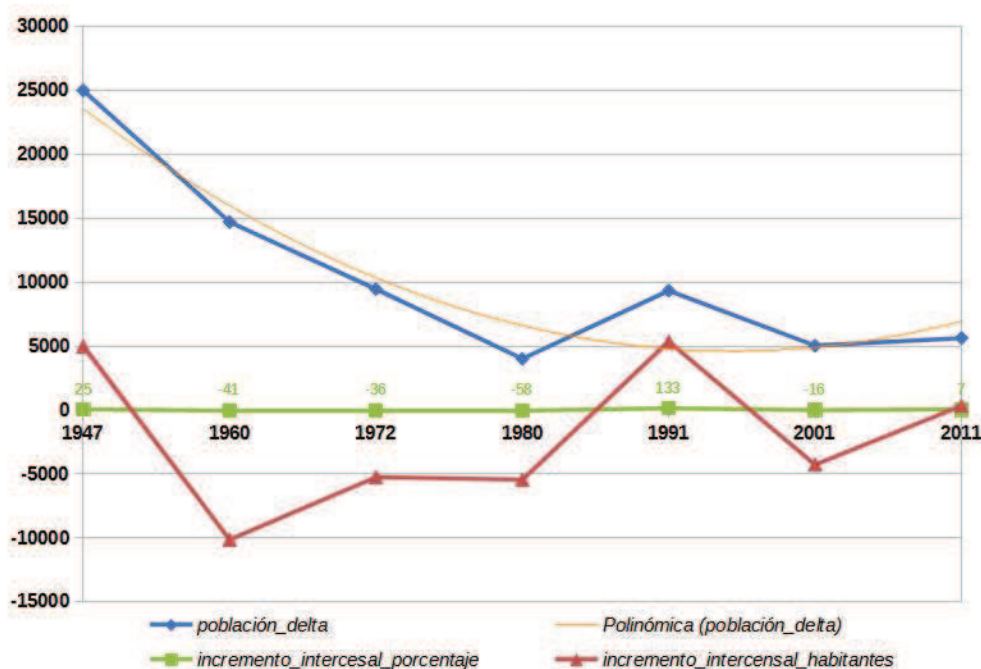
las Palmas, al sur con el río Luján, al oeste con el canal Gobernador Arias y al este con el Río de la Plata [8].



**Figura 1.1:** Primera Sección del Bajo Delta del Paraná, Municipio de Tigre. Fuente: Elaboración propia mediante QGis.

Según el censo poblacional de 2010 la población isleña en el Partido de Tigre era de 5.628 habitantes, siendo el sector del Delta bonaerense con la mayor densidad de población. El proceso de población del Delta pasó por varios períodos. Uno de ellos, que tiene comienzo a mediados del siglo XX, se caracteriza por el cambio productivo ocurrido donde las Islas pasaron de ser un sitio con asentamientos permanentes y cultivos intensivos de frutales a cargo de pequeñas unidades familiares a la cuasi monoproducción de forestales que requiere una menor cantidad de mano de obra. Este cambio introdujo consecuencias como la crisis a la unidad productiva familiar típica del área y transformaciones en el ecosistema. Además de producirse un gran proceso de emigración de población [9], como se observa en la figura 1.2, donde en el período 1947-1960 se registra un descenso del 41 % de la población. A partir de 1960 hasta 2001, se observan varios períodos de repoblación con un gran descenso alrededor de los 90. Mientras que en el último período (2001-2011) ocurre un incremento poblacional del 7 % [10].

El crecimiento, que comienza en torno al año 2000, viene de la mano del desarrollo turístico e inmobiliario que dio lugar a la instalación de nuevos habitantes.



**Figura 1.2:** Evolución de la Población de la Primera Sección del Delta en los últimos censos nacionales. Se observa en color azul a la Población permanente del Delta (habitantes), en rojo al incremento intercensal (%) y en verde al incremento intercensal (habitantes). Fuente: Boletín Oficial de la Municipalidad de Tigre Nro.679. Fecha: 15 de marzo de 2013.

Las transformaciones del territorio, ponen en riesgo la posibilidad de reproducción tanto de la estructura ecosistémica del humedal, como de las formas de vida y de producción local [11]. La singularidad de las formas de vida, o del modo de vida isleño, deriva de la singularidad ecosistémica del Delta (contacto permanente con el río, crecidas y bajantes, el monte) como de las interacciones vecinales e intercambios originados con la ciudad de Buenos Aires y el área metropolitana. Es decir, el modo de apropiación, uso y control sobre el ecosistema por parte de la población local ha llevado a la co-existencia con el humedal y al desarrollo de percepciones, saberes, discursos y prácticas culturales locales [11] [12].

Resulta de importancia considerar estas realidades en el desarrollo e implementación de distintas estrategias como el ordenamiento territorial y la planificación de las actividades productivas y de los desarrollos urbanos, entre otras [4], dado que presupone contemplar el acervo cultural, los conocimientos locales, las prácticas socio-económicas configuradas históricamente, y todo ello en relación con un ecosistema determinado [11]. En este sentido, “organizaciones socioambientales de larga trayectoria en la defensa del humedal y el modo de vida isleño han logrado institucionalizar la participación de instancias políticas, de planificación y gestión territorial-ambiental. La gestión

municipal actual posibilita este nuevo proceso, enuncia la intensión de un cambio de paradigma“ [13].

Los avances de los desarrollos urbanos privados sobre el territorio, que se dan sobre todo en la primera sección al ser la más próxima al continente, producen acelerados cambios en la región como la privatización de costas, canales navegables y arroyos. Geomorfológicamente se cambian los niveles de cota con rellenos, polderización o terraplenes e hídricamente se impacta en la calidad de los cuerpos de agua limitando el acceso a la misma para sus diversos usos (consumo, recreación, navegación, etc.).

Otras intervenciones antrópicas también han alterado, en calidad y cantidad, los cuerpos de agua de los principales tributarios de los ríos y arroyos que forman parte del Delta. Estos son principalmente el río Paraná, el río Luján y el río Reconquista. Estos últimos dos de menor caudal pero altos niveles de contaminación.

El Río Reconquista a lo largo de los años, y actualmente, ha sido el cuerpo receptor de efluentes domésticos (principalmente por la falta de servicios de desagües cloacales) e industriales, y de residuos sólidos urbanos generados en las áreas habitadas e industrializadas de la cuenca. Como consecuencia su calidad se fue degradando aumentando el riesgo de las poblaciones asentadas en las proximidades del curso y sus desembocaduras. El río posee dos desembocaduras naturales, el río Tigre y el Reconquista chico, que desembocan sobre el río Luján impactando sobre la primer sección de isla introduciendo contaminantes como nitrógeno, fósforo, metales pesados, entre otros [14] [15]. Con el objetivo de mitigar inundaciones, se desvía el Río Reconquista (segundo río más contaminado de nuestro país) construyendo el canal Aliviador. Actualmente el canal desemboca río arriba sobre el río Luján provocando un mayor impacto en la calidad del agua de la primer sección produciendo el aumento de concentración de los distintos contaminantes. Por otro lado, en la cuenca del Luján se llevan a cabo diversas actividades industriales y agrícolas que aportan al Delta diferentes contaminantes como metales pesados, fenoles, nitrógeno, fósforo, amoníaco, glifosato y materia orgánica [14]. En la cuenca del río Paraná, la actividad agroindustrial ha conducido al impacto de los cuerpos de agua y sedimentos dado el uso de agroquímicos como lo es el glifosato. Las mayores concentraciones de glifosato y su metabolito AMPA, se encuentran en el material en suspensión en comparación con los niveles encontrados en agua, dicho aumento en los niveles también se observa en la cuenca media y baja. Por otro lado, los cambios en el régimen hidrológico del río Paraná, y sobre todo la bajante extrema de estos últimos 2 años [16], tiene una gran relevancia ecológica en el Delta al impactar en la calidad química y régimen hidrológico de sus cuerpos de agua. La bajante combinada con una mayor concentración de nutrientes, fósforo y nitrógeno provenientes de los vuelcos de efluentes cloacales e

ingresos de fertilizantes y pesticidas, producen lo que se conoce como eutrofización antrópica. Esta junto al aumento de temperatura debido al cambio climático, son fuentes potenciales de proliferación de cianobacterias [17]. En particular la última floración de cianobacterias ocurrida en el Delta en el 2020, afectó principalmente a la primer sección de islas y a las aguas del Río de la Plata alcanzando y poniendo en riesgo el agua de consumo de la ciudad de La Plata. El fenómeno derivó en comunicados de autoridades municipales del Partido de Tigre, que recomendaban no tomar contacto con el agua del río, lo cual impactó directamente en los modos de vida isleños que no poseen una alternativa de fuente de agua real que la reemplace [18] [15]. Dicha floración visibilizó la importancia del vínculo de las instituciones con las comunidades, ya que estas fueron las primeras en detectar la problemática. A su vez, su participación en la toma de decisiones resultó en medidas que contemplaran las limitaciones y potencialidades del territorio para arribar a soluciones que se ajusten a la realidad de los modos de vida isleños.

La presencia de cianobacterias y cianotoxinas en el agua potable representa un desafío para los tratamientos convencionales actualmente aplicados ya que en muchos casos no resultan ser eficientes para garantizar la completa remoción de *Microcystis aeruginosa* (cianobacteria más común en la zona [19]), y de sus toxinas evitando su liberación por lisis celular [20] [21] [22]. Esto demuestra la importancia de considerar, optimizar y validar estrategias que atiendan la problemática particular, siendo el agua de consumo la principal vía de exposición a las toxinas [20] y las cianobacterias consideradas un problema de salud emergente por la OMS (Resolución MSN 1949/2016).

En resumen, las poblaciones de la Primer Sección de Islas del Delta del Paraná se encuentran en una situación de alto riesgo producto de la alta vulnerabilidad que supone su particular dinámica hídrica y la ausencia de una red de agua potable, frente a la amenaza que representa el creciente impacto por componentes antrópicos propio del área metropolitana de Buenos Aires [23]. Frente a esta problemática las poblaciones obligatoriamente adoptan estrategias como la recolección de agua de lluvia en recipientes para cocinar y alimentar a sus familias, mientras que quienes concurren periódicamente a la ciudad recurren al agua de red en bidones que llenan en canillas públicas [24] (ver figura 1.3). Por su parte, los isleños aplican al agua de río una serie de tratamientos “caseros” como son el uso de estanques con macrófitas, el agregado de lavandina, el hervor y, principalmente, la coagulación química con sulfato de aluminio y filtrado encontrando diferencias en los usos que se les da a dicha agua entre quienes cruzan y no cruzan usualmente al continente [25].

Según los datos del último Censo Nacional (2010), el porcentaje de viviendas que utilizan agua de lluvia, río y arroyos para beber varía a lo largo de la primera sección

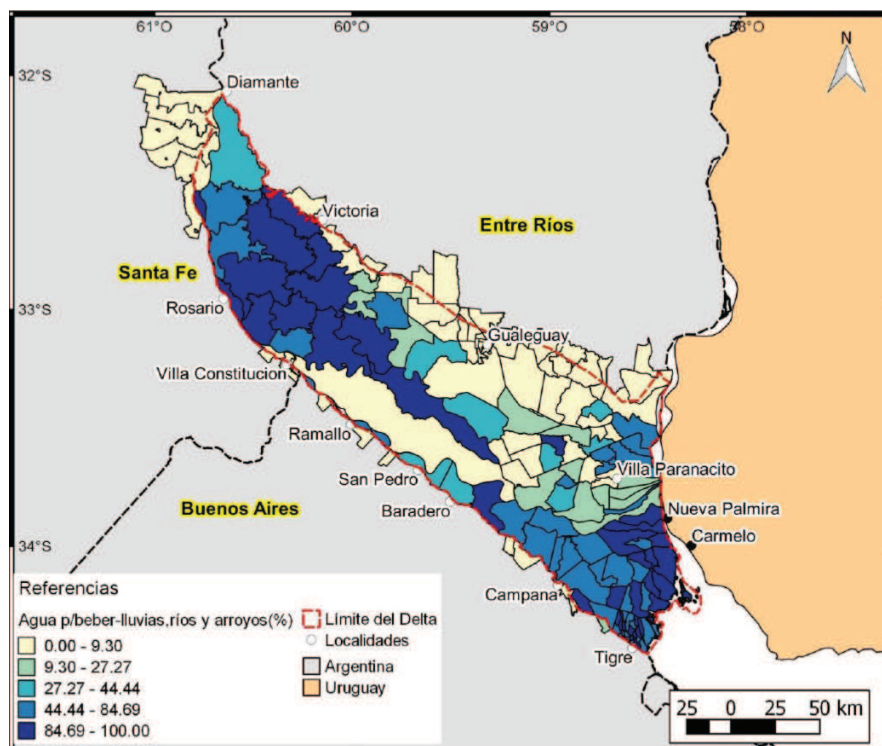


**Figura 1.3:** “Adulto mayor cargando agua en Estación Fluvial de pasajeros - Agua de la primera sección”. Fuente: Ensayo Fotográfico de Gabriela Pons (2017).

entre un 44.44 - 100 %. Se observan los porcentajes en mayor detalle en la figura 1.4.

En otras palabras, el problema de la falta de acceso al agua demanda una solución urgente por parte de las autoridades y profesionales de organismos de Ciencia y Tecnología pero, para desarrollar estrategias factibles, es importante conocer los desafíos ambientales que en territorio se presentan. Estos no pueden definirse *a priori* sino que se establecen a partir de la manera en que las comunidades se vinculan con su entorno, sus modos de vida y procesos productivos y reproductivos [27]. Es decir, son las comunidades que conviven con las problemáticas ambientales quienes poseen parte del conocimiento fundamental para su resolución.

A fines del 2019 me presenté a la convocatoria de estudiantes de Ingeniería Ambiental del Instituto de Investigación e Ingeniería Ambiental (3IA) para poder llevar adelante un proyecto propio. El mismo plantea la realización de un prototipo de planta de potabilización por Electrocoagulación (EC). La EC es una metodología relevada previamente en talleres de los que participé como miembro del grupo CoSensores. En particular el taller realizado en Unión Islera, organización también ubicada en la Primer Sección del Delta, contaba con una planta de manejo comunitario instalada por el INTA. La existencia de la metodología en la zona y el tipo de manejo permitieron pensar la posibilidad



**Figura 1.4:** Porcentaje de viviendas cuya procedencia del agua para beber es de lluvias, ríos, arroyos o acequias en el Delta del Paraná. Fuente: Informe técnico [26]. Información extraída de página web del INA: Censo Nacional de Población, Hogares y Vivienda (CNPHyV) 2010

del proyecto presentado. Poder contar con parte del presupuesto para llevar adelante mediciones de parámetros fisicoquímicos y biológicos del agua a tratar con el objetivo de caracterizarla previo y posterior tratamiento me permitió indagar en la metodología de EC aplicada al agua de río del Delta a escala laboratorio e *in situ* en la Cooperativa de Junqueros “Isla Esperanza”. De estas experiencias surge mi interés hacia el proceso de tratamiento de aguas en la primer sección del Delta del Paraná.

Con el fin de preservar los modos de vida isleños y garantizar el derecho del acceso al agua de consumo a la población este proyecto busca proponer una planta de potabilización de agua de río en la Cooperativa, emplazada en la primer sección, haciendo hincapié en el aspecto ingenieril pero considerando el contexto ecosistémico y cultural tan particular de la isla y sus habitantes. Para ello se incluirán en el análisis de las alternativas, metodologías de tratamiento actualmente aplicadas en el territorio y formas de gestión alternativas. La propuesta a desarrollar priorizará el cuidado ambiental junto con el buen vivir y la salud de los, las y les isleños.



## **1.2. Objetivo**

El objetivo general del presente proyecto es proponer el diseño de un sistema de potabilización de agua de río destinada al consumo de la población que conforma a la Cooperativa Isla Esperanza, situada en la Primer Sección de Islas del Delta del Paraná (Municipio de Tigre, Bs.As, Argentina). Como objetivo específico se buscará recuperar y considerar en el diseño metodologías actualmente aplicadas por las poblaciones de la primera sección y metodologías de tratamiento convencionales. Para ello se evaluarán las ventajas y desventajas respecto a la eficiencia del tratamiento, la calidad de agua obtenida, impactos ambientales y costos en forma preliminar de dos alternativas distintas tanto en la gestión como en el tratamiento.

Se realizará un abordaje que tenga en cuenta los saberes académicos y locales en el diseño de la planta considerando los límites establecidos por el Código Alimentario Argentino (CAA) para agua potable con el fin de fortalecer la apropiación de estas prácticas, garantizando su continuidad a lo largo del tiempo y del territorio.

## Capítulo 2

# Diagnóstico

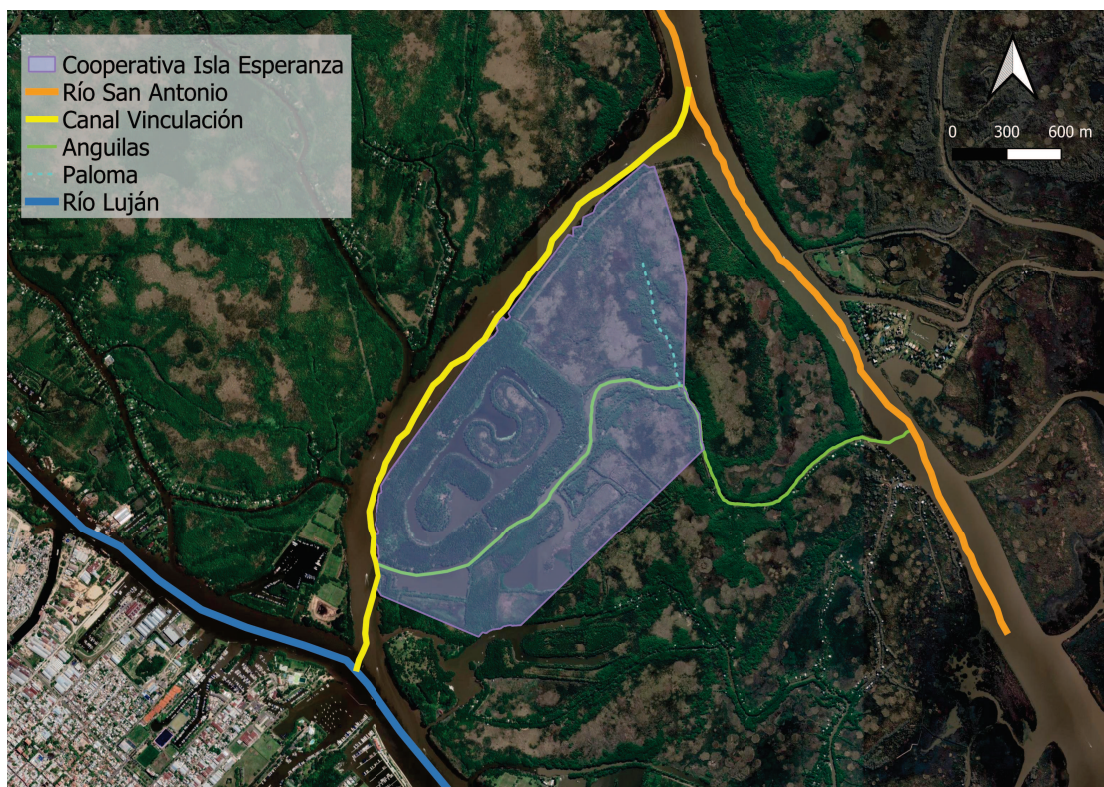
A lo largo del presente capítulo se efectuará un reconocimiento del marco donde se inserta el proyecto. Se describirán las condiciones de la región incumbentes al proyecto, se presentarán los parámetros iniciales que se conocen de la región para realizar el proyecto y se enunciará la normativa del mismo.

### 2.1. Localización del Proyecto

El proyecto se emplaza en el frente deltaico correspondiente a la Primera Sección del Bajo Delta del Paraná. En particular el lugar de emplazamiento de la planta es la Cooperativa de Trabajo “Isla Esperanza” ubicada sobre el arroyo Anguilas, cerca de la intersección del río Luján con el Canal Vinculación como se observa en la figura 2.1.

La cooperativa se conformó en el año 2008, a partir del avance del megaemprendimiento denominado por las organizaciones sociales y prensa local como “Colony Park”, cuando los pobladores junqueros comenzaron a organizarse para defender la posesión de sus tierras y su modo de vida isleño [12]. Uniéndose con organizaciones campesinas e isleños de otros arroyos, preocupados por el avance de los barrios privados en las islas y valle de inundación, en 2011, lograron detener el avance del megaemprendimiento que tenía por objetivo construir una “isla privada” en pleno Delta. El emprendimiento dio inicio a obras sin contar con las aprobaciones y procedimientos obligatorios, prometiendo y vendiendo lotes para edificar sobre una superficie de casi 300 hectáreas (ver figura 2.2). Para ello, expulsaron violentamente a las familias isleñas que habitaban históricamente [12].

La cooperativa se encuentra emplazada en una isla donde, actualmente, viven 20 familias. En el sitio se localiza un merendero que funciona los días que las familias de



**Figura 2.1:** Mapa del área y ubicación de la Cooperativa Isla Esperanza en la primera sección de Islas del Delta del Paraná Tigre. Fuente: Elaboración propia mediante QGis



**Figura 2.2:** Imágenes del avance del mega-emprendimiento. De izquierda a derecha año de las imágenes: 2005, 2008, 2010, 2012, 2020. La última imagen corresponde al proyecto Colony Park. Fuente: elaboración propia mediante Google Earth.

la cooperativa se reúnen y un galpón donde se realizarán actividades productivas sustentables en forma asociativa. En el último tiempo comenzó un proceso de retorno de las familias desalojadas y otras familias que deciden irse a vivir a lugares alejados de la ciudad. Esto acentúa la necesidad fundamental del acceso al agua para esta y otras organizaciones del Delta.

## 2.2. Actividades Realizadas en el Sitio

### 2.2.1. Taller Participativo sobre Calidad de Agua

Durante febrero del año 2020, se llevó a cabo un taller en el Arroyo Anguilas convocado por el Observatorio de Humedales Delta y la Cooperativa Isla Esperanza, organizado por el grupo CoSensores en el marco de las actividades desarrolladas dentro del Voluntariado de Secretaría de Extensión UNSAM. A través de 2 encuentros participativos, se desarrolló una experiencia de aplicación de herramientas libres para el relevamiento comunitario de cursos de agua en áreas naturales.

Previo al taller se definieron las actividades que se iban a realizar. La Cooperativa definió 5 puntos de muestreo: agua proveniente del pajonal, la laguna interna, el arroyo Anguilas, de bidón (canillas públicas de Red Tigre) y de lluvia (figura 2.3) debido a que son puntos de interés para obtener un resultado preliminar del estado del agua. También definió como muestra al agua de salida del tratamiento de electrocoagulación. Las muestras elegidas responden a una necesidad y preocupación existente por parte de la cooperativa respecto el acceso al agua.



Figura 2.3: Sitios de muestreo. Fuente: Informe Taller Anguilas.

Muestra	Fuente	Bioensayo**		Microbiológico	
		S/N	C/N	Nro colonias	Enterobacterias
Arroyo Anguilas	Río	0	2	++	SI
Laguna interna		0	4	+	SI
Electrocoagulada		0	4	S/D	SI
Pajonal		0	4	S/D	SI
Lluvia	Lluvia	0	10	+++	SI
Bidón	Red Tigre	0	10	+++	SI

**Tabla 2.1:** Resultados del bioensayo y ensayo microbiológico obtenidos en los talleres.  
\*S/D = sin determinar; S/N = sin nutrientes; C/N = con nutrientes \*\*Unidades relativas de intensidad de verde

Se aplicaron dos herramientas libres: un bioensayo y un ensayo microbiológico. El primer estudio se realizó utilizando un biosensor de toxicidad de agua basado en microalgas, de bajo costo y fácil aplicación. El biosensor permite determinar la presencia de contaminantes no específicos en las muestras debido a la inhibición del crecimiento de microalgas. Algunos contaminantes que inhiben su crecimiento son los hidrocarburos, metales pesados, agrotóxicos, exceso de nutrientes, etc [28] [29] [30]. El mismo consiste en un dispositivo, construido por los propios miembros de la comunidad, en el que se evalúa el crecimiento del alga expuesta a la muestra que se desea analizar [31]. El ensayo se realizó para las distintas muestras con y sin medio nutritivo BBM (Bold Basal Medium) en proporción 1:10 (5ml cada 45ml de muestra), para evitar asociar el no crecimiento de las microalgas a la presencia de contaminantes en aquellos casos en los que el limitante fuera la disponibilidad de dichos nutrientes. Finalizado el ensayo se observó la intensidad de verde del dispositivo (proporcional al crecimiento de la microalga), tomando como referencia la coloración verde del dispositivo de mayor intensidad. Mayor intensidad mayor crecimiento. Los cambios en la coloración se registraron a simple vista.

El ensayo microbiológico se realizó mediante el plaqueo de 0,5 mL de muestra en medio EMB Agar (con Eosina y Azul de Metileno), un medio de cultivo comercial selectivo de bacterias Gram -, y dentro de las mismas distingue a las capaces de fermentar lactosa, formando colonias de colores oscuros, y las que no la fermentan con colores claros [32].

En el primer encuentro se realizó una presentación de los participantes y una puesta en común acerca de los usos del agua según su origen, contaminantes y tratamientos para adecuarla. Se construyó el biosensor, se tomaron muestras de los 5 puntos ya mencionados y se largaron ambos ensayos. En el segundo encuentro se realizó una puesta en común de los resultados, que se observan en la tabla 2.1 y se los comparó con los resultados esperados.

En todas las muestras se evidenció la presencia de bacterias de origen fecal (Enterobacterias), incluso en las muestras provenientes de agua de red y de lluvia. Esto puso la atención no solo en la fuente de agua y el tratamiento que se le aplica sino también en su forma de recolección y almacenamiento. En el Delta es común la reutilización de baldes o bidones por lo que resulta de importancia garantizar la desinfección no sólo del agua sino también del recipiente contenedor.

Al comparar los resultados del bioensayo con y sin nutrientes se observa que la inhibición al crecimiento de las microalgas en las aguas provenientes del río no se debía únicamente a la carencia de nutrientes, sino también a la presencia de contaminantes. Se destaca una menor inhibición en muestras de la laguna interna y pajonal, lo cual podría indicar un efecto de depuración del humedal.

Por otro lado, al tener en cuenta ambos ensayos se concluyó que las aguas que mayor crecimiento microalgal presentaron son en las que mayor número de colonias Gram - se determinaron.

Pudieron identificarse diferencias en la calidad de agua según fuente de agua y según ubicación para muestras de agua de río, tanto a nivel bacteriológico como ecotoxicológico. Estos resultados no son concluyentes pero permiten tener un panorama del estado actual del agua en el sitio y reflexionar sobre la calidad de agua, información obtenida por los propios actores involucrados en la búsqueda de fuentes de agua y tratamientos adecuados.

## **2.2.2. Encuesta sobre Fuentes de Agua, Usos, Tratamientos y Contaminantes**

### **2.2.2.1. Contexto y Metodología de la Encuesta**

A partir del taller previamente comentado y otros talleres realizados con otras organizaciones en el Delta, se observó una relación entre fuentes, usos, contaminantes y tratamientos. Por ello, se diseñó y realizó una encuesta para ampliar el registro en el marco de una beca PEFI. Se consultó a los vecinos sobre las fuentes de agua utilizadas, los usos que se les detina a las diversas fuentes, los tratamientos aplicados y los posibles contaminantes reconocidos en el agua.

Debido a la imposibilidad de realizar la encuesta de forma presencial y la dificultad observada en relevamientos previos respecto el alcance de la encuesta, la misma fue realizada mediante dos formatos, online y telefónico, utilizando como herramienta el formulario de Google Form, planillas de Google Doc para almacenar y procesar las

respuestas obtenidas y el Google Sites para compartir los primeros datos obtenidos<sup>1</sup>. Del proceso de diseño de la encuesta participaron integrantes isleños de 2 organizaciones, “Unión Isleña” y “Observatorio de Humedales Delta”, que permitieron realizar diversas mejoras a la propuesta inicial en lo que respecta al orden de las preguntas, la comprensión, el lenguaje, etc.

### **2.2.2.2. Resultados y Discusiones**

Se obtuvieron un total de 31 encuestas. Los resultados de la encuesta se observan en la figura 2.4. Señalan que el 51 % del total de las fuentes utilizadas corresponden al agua de río, el 26.5 % al agua de lluvia, 19.3 % de red y el resto agua de pozo. Este resultado es coherente con la preocupación de los isleños respecto a la calidad del agua del río, siendo la fuente de mayor uso dado su rápido acceso. El agua de pozo se encuentra subrepresentada por lo que no fue analizada. Respecto a los tratamientos aplicados, el 45 % de quienes utilizan agua de red la tratan antes de consumirla. En el caso del agua de río un 69 % de quienes la utilizan aplican un tratamiento mientras que para el agua de lluvia un 73 %. En todos los casos se reconoce la presencia de contaminantes exceptuando al agua de lluvia. Además, el agua de río a pesar de ser la fuente de agua más utilizada es donde mayor contaminación se reconoce (para el 95 % de los casos).

Finalmente, en concordancia con lo observado en los talleres previos realizados por el grupo CoSensores, se observó que la aplicación de tratamientos depende de la fuente pero este no es el único factor. También se observa que el uso de tratamientos está asociado al reconocimiento de contaminantes, quedando como pregunta para futuras investigaciones en el territorio la existencia o no de una relación entre el tipo de tratamiento aplicado y el tipo de contaminante reconocido.

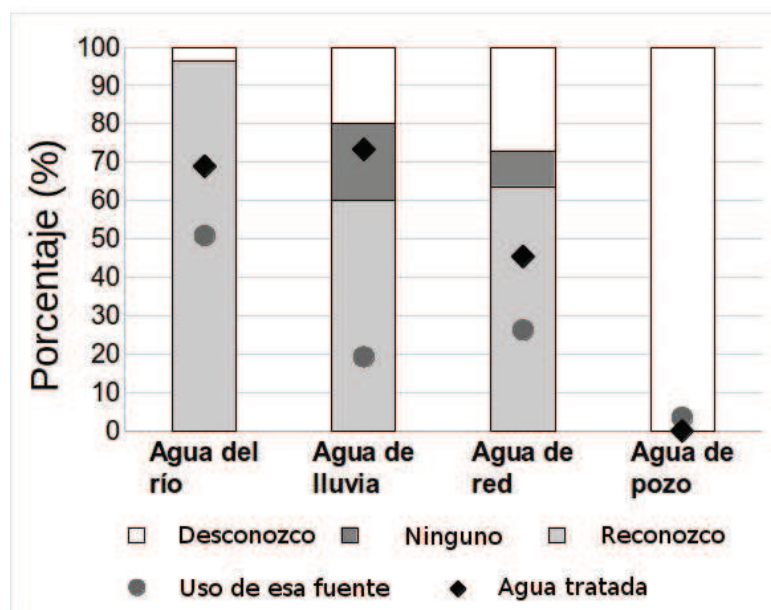
## **2.3. Diagnóstico de la Situación Actual del Agua en el Sitio**

### **2.3.1. Acceso al Agua**

El agua es un recurso de vital importancia para el desarrollo y buen vivir<sup>2</sup> de las sociedades, así como para los ecosistemas de los que forman parte. A lo largo de los

<sup>1</sup><https://sites.google.com/view/encuesta-aguas-isleras/página-principal>

<sup>2</sup>¿Qué es el Buen Vivir? Nota del Gobierno de la República de Ecuador. Recuperado de: <https://educacion.gob.ec/que-es-el-buen-vivir/>



**Figura 2.4:** Resultados de la encuesta según reconocimiento de contaminantes (Desconozco, Ninguno, Reconozco), % de uso y % de agua tratada para cada fuente de agua.

últimos años el deterioro del recurso ocurrió de forma cada vez más marcada profundizando la desigualdad existente entre quienes tienen acceso a fuentes de agua segura a través de sistemas de tratamiento y quienes no. En Argentina, el sector de agua tiene un atraso significativo en la cobertura de agua. Según el INDEC en el segundo semestre de 2018, el 27.9 millones de personas residen en áreas urbanas de las cuales el 85,7% tienen acceso a agua por red pública dentro de la vivienda dejando a 4 millones de personas sin acceso.

La principal causa del deterioro es la actividad antrópica (domiciliaria, industrial y agropecuaria) cuya incidencia se ve magnificada por la degradación del medio natural, la contaminación y contaminación en todas sus formas, la disminución de los recursos no renovables, la falta de soberanía alimentaria y la crisis energética.

La mejora de las condiciones de habitabilidad y salubridad de los isleños está asociada principalmente a las posibilidades de acceso a servicios básicos de luz, agua y saneamiento. Resulta necesario evidenciar cómo la falta de acceso al agua afecta sobre todo a mujeres y niños, dado que el hecho de no contar con agua de calidad, cantidad y accesibilidad mínimas afecta las condiciones de salud y genera una sobrecarga sobre el trabajo reproductivo. Las principales restricciones en la búsqueda de soluciones resultan ser, por un lado las condiciones ambientales del humedal y la disposición aislada de las viviendas unifamiliares, propias de las islas, que dificultan las posibilidades de crear plantas de tratamiento comunitarias para líquidos cloacales como de potabilización. Mientras que por otro lado, las soluciones individuales que



se producen, dependen en gran medida de la disponibilidad de recursos económicos de los residentes. Por lo tanto, la condición necesaria para garantizar la habitabilidad es, en primer lugar, garantizar la provisión de servicios y soluciones de saneamiento básico a partir de métodos constructivos y nuevas tecnologías [10].

### 2.3.1.1. Gestión del Agua

Actualmente en el sitio existen diversas formas de acceder al agua destinada a consumo. Por un lado, están quienes concurren a continente y tienen la posibilidad de cargar bidones en las canillas públicas de los muelles. La canilla pública más cercana se ubica en la amarra 9 de Julio (figura 2.5), sin embargo por la salinidad que la misma presenta la mayoría decide no consumir dicha agua. La otra canilla cercana se encuentra en la Estación Fluvial de Tigre. Por otro lado, algunas familias realizan un tratamiento domiciliario aplicando diversas metodologías como la sedimentación, filtración y cloración, combinadas o no. A partir de la pandemia la cooperativa logró que AySA distribuya en barco en el sitio (figura 2.6). La frecuencia del servicio suele ser cada 15 días pero la misma varía en función de la disponibilidad de agua, condiciones hidrológicas como la altura del río y otros factores, por lo que depender de este servicio impide la organización y muchas veces deja sin agua potable a las familias.



**Figura 2.5:** Ubicación de canillas públicas donde acceden a cargar los bidones. Fuente: elaboración propia mediante QGis.

A partir de las actividades previamente comentadas, comenzó un proceso de búsqueda participativo de tratamientos posibles de llevar a cabo en el sitio con el objetivo de facilitar el acceso al agua para diversos usos domiciliarios y productivos. Para conocer la



**Figura 2.6:** Barco de AySA distribuyendo agua en el Delta de Tigre y San Fernando.  
Fuente: AySA.

factibilidad y pensar metodologías posibles, resulta necesario conocer las características del agua, del sitio y su población. Es por ello que en las posteriores secciones se describirán la dinámica y características hídricas.

### 2.3.2. Dinámica Hídrica

El sector Delta Tigre está surcado en su interior por muchos cursos de agua de diferente magnitud, conformando un sistema hidrográfico característico. El mismo constituye una red fluvial compuesta por ríos, arroyos y canales que delimitan múltiples islas. La pendiente de la red en el sitio lleva dirección noroeste-sudeste por donde escurren las aguas hacia el Río de la Plata y el océano Atlántico.

La actual formación del frente deltaico depende principalmente del aporte de sedimentos proveniente de la cuenca del río Paraná, el cual descarga en el río de la Plata una media de  $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ , alcanzando picos de hasta  $60.000 \text{ m}^3/\text{s}$  [2], caudales bajos ocurren en los meses de Agosto-Septiembre y los caudales altos en Marzo-Abril [33]. La variación en el caudal y carga de sedimentos aportados del Paraná al delta depende del clima de la cuenca de drenaje. La red de la Primera Sección está conformada por un canal distributivo troncal, el río Paraná de las Palmas; canales distributivos terminales, que desembocan en el río de la Plata; canales distributivos secundarios, canales de marea y canales artificiales. De esta forma, el frente deltaico es regulado por el régimen hidrológico de su cuenca de drenaje y por la dinámica propia del estuario del Río de la Plata.

Los ciclos de inundación/seca resultan clave en el desarrollo de los procesos ecológicos - biogeoquímicos y la diversidad biológica y ambiental del Delta del Paraná al

aportar en el ciclo de agua, arrastre de sedimentos y organismos [34]. Las inundaciones provienen mayoritariamente de las crecientes grandes de los ríos de la zona (Paraná, Gualeguay y Uruguay), con aportes pluviales menores de los tributarios de las márgenes continentales, mareas diarias y sudestadas del Río de la Plata y de las precipitaciones locales de régimen estacional [35]. Las variaciones diarias de nivel, causadas por las mareas oscilan entre 1 y 1.5 m, mientras que con vientos fuertes del sudeste (en dirección contraria al sentido de la corriente), la marea alta puede subir 2-3 m sobre la normal [36]. Los ciclos de inundación producen la presencia temporal de una capa de agua de espesor variable (espacial y temporalmente) que condiciona las estructuras y dinámicas naturales, como la infraestructura construida que se encuentra bien adaptada a un amplio rango de condiciones de disponibilidad de agua [3].

Como ya se comentó, el agua en los humedales es un componente clave. Según la tesis de Krug [35], "muchos autores han señalado las estrechas relaciones que existen entre distintos parámetros hidrológicos y la respuesta de los ecosistemas de humedal (ej., Mitsch y Ewel 1979; Gosselink et al. 1981). Sin embargo, estas relaciones se ven alteradas debido a la intervención antrópica que afecta las funciones y los procesos ecológicos de los humedales".

En las Islas del Bajo Delta existe una intensa modificación del régimen hidrológico por múltiples obras que acompañan el desarrollo productivo de la zona [35], lo cual incluye al desarrollo inmobiliario. En particular para la cooperativa uno de los mayores impactos tuvo lugar sobre el Arroyo Anguilas como consecuencia de los movimientos de tierra, dragado y amplificación realizados durante la construcción del Colony. Naturalmente era un arroyo interno de isla, con bosque de albardón y en galería en las márgenes. Tenía un ancho promedio de 6 metros y una profundidad promedio de 3 metros. Se caracterizaba por tener meandros y formaba parte del ecosistema isleño al conectar la zona interna de las islas con cauces de mayor caudal siguiendo los pulsos hidrológicos cambiantes. Actualmente, luego de la ampliación, dragado y rectificación, el curso se encuentra totalmente modificado, teniendo un ancho de 40 metros y una profundidad de 10 metros.

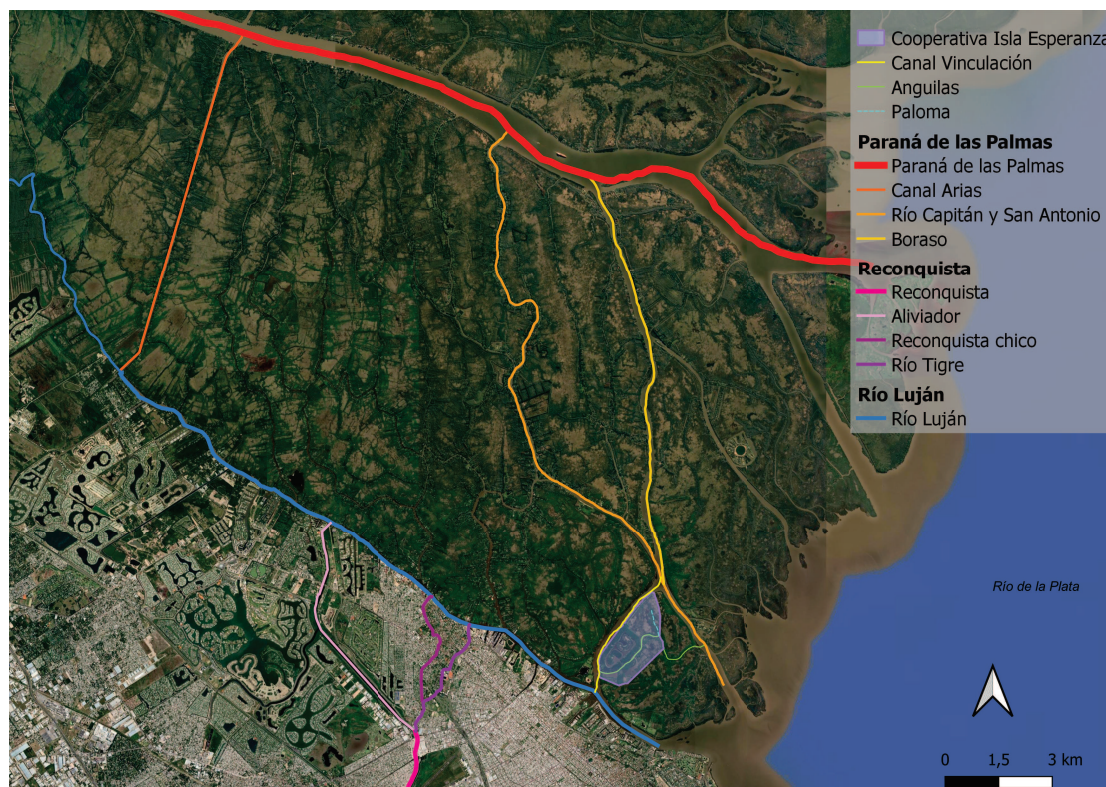
También se llevaron a cabo tareas de relleno y terraplenado, de perfilado de costas por tablestacado, de excavación de una laguna interior, cierre de cursos de aguas naturales, apertura de cursos artificiales y desmonte de vegetación produciendo así cambios de gran magnitud ambiental en la geomorfología, topografía e hidrología de la isla [37]. Las modificaciones llevaron a que actualmente el sitio no se encuentre sujeto a los pulsos de inundaciones rompiendo así la dinámica hídrica natural del sitio. Originalmente en el sitio, y en el Delta en general, la topografía se caracteriza por poseer un borde de isla, llamado albardón, mas elevado con un centro de isla mas

bajo, siendo todo el suelo susceptible de ser inundado. Al elevar los albardones, el ingreso del agua al centro de isla ya no ocurre modificando la hidrología del lugar. Por otro lado, compuestos contaminantes alojados en los sedimentos del lecho del río podrían haberse resuspendido en la columna de agua como también ser introducidos directamente en el perfil del suelo.

La actual bajante del río Paraná comenzó a mediados del 2019 y se fue acentuando en 2020 y en 2021. Se trata de una bajante extraordinaria de la cual no se tiene registro desde 1944 y 1971. Sin embargo, no se habían producido bajantes de estas características que hubieran durado tanto tiempo (20 meses). La misma trajo aparejados varios problemas en las tomas de aguas de abastecimiento de las ciudades costeras, la fauna íctica, entre otras complicaciones a la vida cotidiana de pobladores y productores. En particular las bajantes del río han afectado a las islas de Tigre lo cual implica para la vida isleña un conjunto de dificultades, desde la incertidumbre de cuando poder salir o entrar en ciertos arroyos, riachos o canales, hasta la imposibilidad de abastecerse de agua de río e interrupción en el servicio de AySA para el abastecimiento de agua.

### **2.3.3. Características Físico-Químicas y Microbiológicas del Agua**

Las características del agua del Delta dependen de las características de los principales ríos que allí desembocan: el río Luján, Paraná de las Palmas y Reconquista, como se pueden observar en la imagen 2.7 en color azul, rojo y violeta respectivamente. Las características también dependen de la composición geomorfológica del sitio y el régimen de inundaciones y su dinámica hidrológica. A su vez, influyen las modificaciones antrópicas sobre los cursos y cuerpos de agua y los fenómenos climáticos [33], como ya se nombró previamente.



**Figura 2.7:** Curso de los principales ríos que desembocan y determinan la calidad de agua de los cursos de agua de la primera Sección del Delta del Paraná y en el sitio donde se localiza la Cooperativa. Fuente: Elaboración propia mediante QGIS.

El río Paraná de las Palmas es la ramificación más meridional de los grandes brazos en que se divide el Paraná en su tramo final. El Paraná de las Palmas también se ramifica dando origen a dos cursos (río Capitán-río San Antonio y río Boraso) que son los que alimentan principalmente a los ríos y arroyos cercanos a la zona de emplazamiento del proyecto, el Canal Vinculación, el río Anguilas y el arroyo la Paloma representados también en la figura 2.7. El agua proveniente del Paraná y de sus respectivas ramificaciones, se caracteriza por contener una alta turbidez debido a la carga de sólidos sedimentables, al ser agua proveniente del Paraná. En trabajos citados por Marcomini [2] hallaron que el río Paraná transporta hacia su desembocadura 160 millones de toneladas anuales de sedimento.

El Paraná inferior se caracteriza por tener una composición de iones mayoritarios (cationes: calcio, magnesio, sodio y potasio; y aniones: bicarbonato, sulfato y cloruro) típica de los cuerpos lóticos de climas templados a subtropicales [33].

El río Luján refleja un avanzado deterioro de la calidad del agua hacia su desembocadura, marcado por la disminución en el nivel de oxígeno disuelto [38]. Se detectan altos niveles de DQO (demanda química de oxígeno) y DBO (demanda biológica de oxígeno) a lo largo del cauce. La relación entre estos parámetros indica una importante

carga inorgánica como se observa en el valor promedio hallando en el trabajo de Platroti [38], donde la relación DBO/DQO es de 0,31. Esta alta carga inorgánica puede explicarse por la presencia de compuestos orgánicos de degradación lenta (ej. celulosa) o estables bioquímicamente (detergentes aniónicos) y de compuestos inorgánicos reductores ( $Fe^{2+}$  y  $Mn^{2+}$ ) [38]. La presencia de contaminación orgánica se ve reflejada en las altas concentraciones de nitritos, amonio y fenoles, y en la presencia de bacterias coliformes fecales [39].

El Reconquista cerca a su desembocadura en el río Lujan presenta 3 ramificaciones, el Canal Aliviador, el río Tigre y el Reconquista Chico. Los mismos presentan a lo largo de su curso una alta turbidez y concentraciones de nitrógeno, fósforo y metales pesados que exceden los niveles guía para la protección de la vida acuática (Ley de Residuos Peligrosos 24.051. Dto. 831/93) [40]. Coherentemente con el nivel de contaminación, se detectaron en diversos trabajos, citados en la tesis de Mezzina [40], niveles muy bajos de oxígeno disuelto cercanos a la anoxia en la desembocadura al Río Luján. En cuanto a los pesticidas organoclorados, se divisaron en el Reconquista concentraciones desde 40 a 400 veces mayores a la normativa previamente nombrada.

En la primera sección de islas, influenciada por los tres ríos caracterizados previamente, un trabajo realizado por Cataldo et. al. [41], estudió la contaminación química en agua y sedimentos en distintos sitios. En general se observa un gradiente de contaminación que disminuye de la primera hacia la segunda sección de islas. En particular los sitios de interés denotan un alto grado de contaminación en la porción del Delta más cercana al continente. En sedimentos se detectaron niveles muy altos de metales, hidrocarburos, PCBs y otros contaminantes orgánicos. Estos, además de exceder valores guías, sobrepasan los valores de la normativa canadiense para sedimentos [41]. En un trabajo realizado en conjunto con Escuelas del Delta [42], se realizaron análisis de iones minoritarios y traza que fueron comparados con los valores estipulados en el Código Alimentario Argentino para agua de consumo. Allí se encontró, exceso de nitritos y concentraciones de aluminio y hierro por encima de los máximos estipulados.

Para obtener la composición relativa del agua del sitio donde se emplazará la planta se consideraron varios de los trabajos previamente citados: [41]; [40]; [38]; [42]. El Municipio de Tigre, en los últimos años, comenzó a realizar muestreos en varios sitios del Delta, algunos cercanos a la Cooperativa cuyos resultados también serán considerados. En dichos muestreos se realizan mediciones de diversos parámetros como color, pH, turbidez, hidrocarburos, cianobacterias y cianotoxinas. También se realizaron análisis propios del agua del Arroyo Anguilas para algunos parámetros a partir del financiamiento obtenido de la convocatoria de proyectos estudiantiles del 3IA (Lab. 3IA y Analítica Lab. PF).

En la tabla 2.2 se observa el resumen de valores para los parámetros de calidad de agua representativos del Arroyo Anguilas que se consideró para el desarrollo del presente proyecto, junto con los límites admisibles para consumo humano establecidos por el Código Alimentario Argentino (CAA). Para los parámetros en los que fue posible, se consideró el rango de los datos obtenidos a partir de las distintas fuentes. Para dichos parámetros a fines de simplificar la presente tabla, se presentó sólo el valor máximo hallado ya que fue el comparado con la normativa.

Los parámetros presentados se ordenan en 5 categorías: Físicoquímicos, Sustancias Inorgánicas, Metales, Sustancias Orgánicas y Microbiológicos. Para todas las categorías, en la comparación con el CAA varios parámetros no cumplen con el límite máximo establecido. Dichos parámetros son color, turbidez, color, amoníaco, bromuro, nitritos, aluminio y hierro. Para los parámetros microbiológicos, sólo un parámetro cumple con la normativa considerada (*P. aeruginosa*).

Si bien varios parámetros están dentro del límite permisible para consumo humano, en el agua de río el exceso de amoníaco y nitritos puede relacionarse con los efluentes cloacales no tratados que reciben los ríos y arroyos al no existir sistemas de saneamiento de los cloacales. En cuanto a la turbidez y la cantidad de sólidos totales dispersos (STD) varían según el régimen hidrológico del río, por lo que resulta importante considerar dicha variación. Cabe aclarar que si bien el bromuro no es un parámetro legislado, resulta de importancia garantizar su remoción a fin de que el tratamiento prevenga la formación de bromato, parámetro si legislado.

En lo que respecta a los sólidos transportados por el río también resulta de gran importancia su caracterización ya que tienen implicancias en los tratamientos aplicados. En el Arroyo Anguilas se realizó un análisis de los sedimentos fluviales que transporta, la composición hallada se presentan en la tabla 2.3. Se puede observar que la textura es principalmente limosa. Los elevados porcentajes de arcillas observados (14,7%) se interpretan como asociados a la abundante vegetación de estas áreas. Mientras que las arenas representan el porcentaje restante (tan sólo 0,2%).

Sedimentos		
Partículas	%	Tamaño (mm)
Arcillas	34,4	<0,002
Limos	65,4	0,002-0,05
Arenas	0,2	0,05-2

**Tabla 2.3:** Porcentaje de sólidos suspendidos en el río.

Variable	Unidad	Valor	Límite	Referencia Valor
<b>Fisicoquímicos</b>				
Color	Pt-Co	60,3	5	MT
pH	pH	7,4	6,5-8,5	MT
Turbidez	NTU	404	3	MT
Conductividad	μS/cm	500	-	Lab. 3IA
Alcalinidad	ppm	120	-	MT
Dureza	ppm	115	400	MT
SDT	ppm	129	1500	[40]
SS	ppm	7,13	-	[40]
SSEE	ppm	3	-	MT
DBO	ppm	8,9	-	MT
DQO	ppm	46,6	-	MT
<b>Sustancias Inorgánicas</b>				
Amoníaco	ppm	2	0,2	[38]
Bromuro	ppm	0,07	0,01 (Bromato)	IAE
Calcio	ppm	33,7	-	IAE
Cloruro	ppm	25,8	350	IAE
Fluoruro	ppm	0,8	0,7-1,2 (17,7-21,4 °C)	IAE
Magnesio	ppm	1,8	-	IAE
Nitratos	ppm	3,7	45	IAE, MT, Lab.3IA
Nitritos	ppm	189,8	0,1	IAE y MT
Potasio	ppm	7,28	-	IAE
Sodio	ppm	12,42	-	IAE
Sulfatos	ppm	40,9	400	IAE y MT
Sustancias fenólicas	ppm	<0,063	-	Lab. 3IA
<b>Metales</b>				
Aluminio	ppm	0,7	0,2	Todas
Arsénico	ppm	0,002	0,01	IAE
Cadmio	ppm	<0,0001	0,005	IAE
Cobre	ppm	0,008	1	IAE
Cromo	ppm	<0,05	0,05	Analítica Lab.PF
Hierro	ppm	1,3	0,3	Analítica Lab.PF
Manganeso	ppm	0,06	0,1	IAE
Niquel	ppm	0,005	0,02	IAE
Plata	ppm	<0,001	0,05	IAE
Plomo	ppm	<0,05	0,05	Analítica Lab.PF
Zinc	ppm	<0,05	5	Analítica Lab.PF
<b>Orgánicos</b>				
Clordano	ng/lt	0,59	300	[41]
DDT	ng/lt	4,06	1000	[41]
Heptacloro	ng/lt	0,955	100	[41]
Hexacloro benceno	ng/lt	2,425	10	[41]
<b>Microbiológico</b>				
Bacterias coliformes	$\frac{NMP}{100ml}$	131	n=1, c=0, m<1.1	[40]
<i>Escherichia Coli</i>	$\frac{Escherichia}{100ml}$	5,8	n=1, c=0, Ausencia	[40]
<i>P. aeruginosa</i>	$\frac{Pseudomonas}{100ml}$	Ausencia	n=1, c=0, Ausencia	[40]
Bacterias mesófilas	$\frac{UFC}{ml}$	8500	n=1, c=0, m=500	[40]

**Tabla 2.2:** Parámetros del río Anguilas determinados (Lab. 3IA) y promedios obtenidos de datos (Informes Análisis de Escuelas (IAE), Municipalidad de Tigre (MT), [38] y [40]) junto con los valores admisibles para el consumo humano establecidos por el Código Alimentario Argentino. Abreviaciones: SDT = Sólidos Disueltos Totales; SS= sólidos suspendidos; SSEE= Sustancias Solubles en Eter Etilico.



## **2.4. Marco Normativo**

Para el diseño de la planta potabilizadora se considerarán los requerimientos mínimos para agua potable establecidos en el Código Alimentario Argentino (Resolución Conjunta SCS y SAByDR N° 22/2021).

Numerosas/os autores han establecido la importancia y el derecho del acceso al agua tomando un papel de gran importancia a nivel mundial tanto por el riesgo de escasez como por el déficit creciente de su calidad y las desigualdades en el acceso a este recurso vital (Cirelli, 2012; Navarro, 2014; ONU, 2011). Es en este contexto en el que el agua se plantea como una cuestión política y geoestratégica de gran importancia (Navarro, 2014). Por esta razón, a continuación se nombrarán y describirán brevemente las principales normas del derecho internacional, nuestra norma suprema y las leyes locales o provinciales que competen al proyecto, considerando la preservación de los humedales en forma directa o indirecta, al estar proponiendo acciones de manejo a desarrollar en la región del Delta del Paraná.

### **2.4.1. Convenios Internacionales**

En 2015 la Asamblea General de la ONU adoptó la Agenda 2030 para los objetivos del desarrollo sostenible dentro de los cuales la seguridad hídrica adquiere una gran importancia. Existen antecedentes previos como los objetivos de desarrollo del Milenio (ODM), a los cuales Argentina adhirió y preveían para 2015 pero no fueron cumplidos.

De acuerdo al Convenio sobre la Diversidad Biológica (CDB), el cual Argentina ha adoptado mediante Ley N° 24.375 y que ha entrado en vigencia en el año 1993, se compromete a los Estados Contratantes a elaborar estrategias o programas para el cumplimiento de su misión; su objetivo principal es la conservación, la utilización sostenible de los componentes de la diversidad biológica, y la participación justa y equitativa en los beneficios que se deriven de la utilización de los recursos genéticos, mediante, entre otras formas, un acceso adecuado a esos recursos y una transferencia apropiada de las tecnologías pertinentes, teniendo en cuenta todos los derechos sobre esos recursos y a esas tecnologías, así como mediante una financiación apropiada (art. 1º). Dicho convenio fomenta el uso de la biodiversidad con consideración de las prácticas tradicionales y de los pobladores locales, lo que coincide con la necesidad de protección que existe de las comunidades locales en el Delta del Paraná.

La convención Marco de las Naciones Unidas sobre Cambio Climático -ratificada por la República Argentina y aprobada por Ley N°24.295- tiene como objetivo general el

lograr la estabilización de las concentraciones de gases de efecto invernadero (GEI) en la atmósfera a un nivel que impida interferencias antropógenas peligrosas en el sistema climático. Entre sus previsiones, se establece que las partes, teniendo en cuenta sus responsabilidades, deberán promover la gestión sostenible y promover y apoyar con su cooperación la conservación y el reforzamiento de los sumideros y depósitos de todos los GEI, inclusive la biomasa, los bosques y los océanos, así como otros ecosistemas terrestres, costeros y marinos (Art. 4º). En el caso del Delta, los pajonales acumulan cantidades importantes de biomasa seca que cuando se quema vuelve a la atmósfera como CO<sub>2</sub>, por lo cual la protección de los humedales en su conjunto es beneficiosa en la mitigación del cambio climático.

#### **2.4.2. Normativa Nacional**

A partir de la reforma constitucional se reconoce que “todos los habitantes gozan del derecho a un ambiente sano, equilibrado, apto para el desarrollo humano y para que las actividades productivas satisfagan las necesidades presentes sin comprometer las de las generaciones futuras” (Artículo 41, primera parte). Allí se incorpora el concepto práctico de “presupuestos mínimos de protección ambiental”. En el mismo artículo, tercer párrafo, establece que “Corresponde a la Nación dictar las normas que contengan los presupuestos mínimos de protección, y a las provincias, las necesarias para complementarlas, sin que aquéllas alteren las jurisdicciones locales”.

A partir de los lineamientos establecidos en la Constitución Nacional y en los tratados internacionales ratificados sobre la protección del medio ambiente, la Argentina cuenta con leyes nacionales que regulan diversos aspectos relacionados con este asunto.

Una de las leyes es la ley General del Ambiente (Ley N° 25.675), que contiene disposiciones de orden público que deben ser utilizadas para la interpretación y aplicación de las decisiones que puedan afectar o tengan injerencia en el medio ambiente (Art. 3º). Se contempla expresamente que los distintos niveles de gobierno integrarán, en todas sus decisiones y actividades, previsiones de carácter ambiental, tendientes a asegurar el cumplimiento de los principios enunciados por la ley (art. 5º). Estos principios deben guiar la interpretación y aplicación de la ley y de toda otra norma o política a través de la cual se ejecute la política ambiental (art. 4º). Se trata de los principios de Congruencia, Prevención, Precaución, Equidad intergeneracional, Progresividad, Responsabilidad, Subsidiariedad, Sustentabilidad, Solidaridad, Cooperación.

Sumados a los principios mencionados, la ley organiza a los diversos instrumentos de política y gestión ambiental (art. 8º) que deben ser utilizados en la práctica, y que en

los últimos años han cambiado el abordaje de la problemática ambiental. Entre ellos se encuentran:

- La obligación de realizar una EIA para toda actividad o proyecto que pueda generar un impacto negativo sobre el medio ambiente.
- La importancia del Ordenamiento Ambiental del Territorio como herramienta de gestión legal.
- El acceso a la información, educación ambiental y la participación pública como elementos centrales de cualquier proceso de interés.

Cada uno de ellos tiene una importancia central para el manejo de áreas de tanta riqueza y variedad como el Delta del Paraná, desde la posibilidad de que la ciudadanía participe y esté informada sobre el manejo y conservación de sus recursos, hasta la necesidad de que la región tenga algún tipo de ordenamiento territorial que permita identificar la diversidad de áreas y sus condiciones, para determinar qué actividades se pueden realizar en cada caso. Actividades que por cierto deberán adscribirse a una evaluación de impacto ambiental, para su legítima realización.

La Ley sobre el Régimen de Gestión Ambiental de Aguas (Ley N° 25.688) establece los presupuestos mínimos ambientales para la preservación de las aguas, su aprovechamiento y uso racional, entendiéndose por agua, “aquella que forma parte del conjunto de los cursos y cuerpos de aguas naturales o artificiales, superficiales y subterráneas, así como a las contenidas en los acuíferos, ríos subterráneos y las atmosféricas” (Artículos 1º y 2º). También se considerarán, la Ley N° 24.295 “Cambio Climático” que ratifica la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el cambio climático y la Ley N° 24.375 “Diversidad Biológica” que aprueba el convenio sobre la Diversidad Biológica.

En referencia al Consejo Hídrico Federal (COHIFE) se trata de un acuerdo federal que tiene como finalidad el trabajo para fijar una política de Estado respecto de este valioso recurso. La mayoría de las jurisdicciones han participado en el Acuerdo Federal del Agua y se han delineado los Principios Rectores de Política Hídrica. Estos principios buscan establecer los lineamientos que permiten integrar aspectos técnicos, sociales, económicos, legales, institucionales y ambientales del agua en una gestión moderna de los recursos hídricos. Algunos de los principios rectores son:

- El agua es un recurso renovable, escaso y vulnerable.
- Articulación de la gestión hídrica con la gestión ambiental.

- Articulación de la gestión hídrica con la gestión territorial.
- Acciones contra la contaminación.
- Agua potable y saneamiento como derecho humano básico.
- Impactos por exceso o escasez de agua.
- Uso equitativo del agua.
- Responsabilidades indelegables del Estado.
- El agua como factor de riesgo.
- Gestión descentralizada y participativa.
- Gestión integrada del recurso hídrico.
- Usos múltiples del agua y prioridades.
- Desarrollo de la cultura del agua.

### **2.4.3. Normativa Provincial**

La Constitución de la Provincia de Buenos Aires reconoce a sus habitantes el derecho a gozar de un ambiente sano, a la vez que obliga a conservarlo y protegerlo en beneficio de las generaciones presentes y futuras.

Ley de Medio Ambiente en el ámbito de la Provincia de Buenos Aires (Ley N° 11.723) hace referencia a la protección, conservación, mejoramiento y restauración de los recursos naturales y del ambiente en general. Esta norma constituye el marco ambiental de la provincia. Tiene por objeto la protección, conservación, mejoramiento y restauración de los recursos naturales y el ambiente en el ámbito provincial, a fin de garantizar a las generaciones presentes y futuras, la calidad ambiental y la conservación de la diversidad biológica (art. 1º).

Esta normativa cuenta con un capítulo sobre “aguas”, fijando los principios que regirán la implementación de políticas para la protección y mejoramiento del recurso (art. 39):

- Unidad de gestión.
- Tratamiento integral de los sistemas hidráulicos y del ciclo hidrológico.
- Descentralización operativa.

- Coordinación entre organismos de aplicación involucrados en el manejo del recurso.
- Participación de los usuarios.

#### **2.4.4. Normativa Municipal**

En el marco del Plan Integral Estratégico para la Conservación y el Aprovechamiento Sostenible en el Delta del Paraná (PIECAS), que plantea un enfoque de gestión integrada de los recursos de los humedales como base para un desarrollo económico sustentable, el municipio de Tigre promulgó la Ordenanza N° 3343 (Decreto 176/13) que aprueba el “Plan de Manejo Integral del Delta de Tigre”. El mismo es una expresión sistémica de la política socio-territorial y ambiental del gobierno municipal para con el Delta bajo su jurisdicción. Su función es la de fijar los criterios y estrategias centrales de ordenamiento ambiental del territorio, constituyéndose en el instrumento indispensable para gestionar el desarrollo sustentable del área insular a través de sus programas y proyectos.

El plan presentado por el municipio tiene como preceptos rectores: la Insularidad, Transparencia Hidráulica, Insularidad y accesibilidad, Biodiversidad y Sustentabilidad del humedal. Se incluye en el mismo el plan de incentivos a las nuevas tecnologías para el tratamiento del agua planteando como objetivo general la incorporación de nuevas tecnologías orientadas al suministro de agua potable a fin de reducir el suministro actual de agua envasada, generadora de costos e impactos negativos en el ambiente. Los objetivos particulares, en relación al agua potable, son la formulación de prototipos de instalaciones potabilizadoras, dispositivos de purificación y sistemas de calentamiento del agua, de bajo consumo energético y la promoción de la construcción basada en los conceptos de la arquitectura bioclimática, especialmente referido a los tratamientos de efluentes sin emisiones contaminantes.

En la ordenanza también se establecen condiciones para la construcción de plantas de potabilización de mayor porte que las de escala individual o domiciliaria. Aquellas construcciones, que no están tan condicionadas por los recursos económicos de sus propietarios, también deben estar íntimamente relacionadas a las tradicionales tipologías constructivas, por razones identitarias, además de ambientales, incorporando conceptos de arquitectura sustentable. Se establece así la necesidad de instituir normativa de construcciones específico para el Delta que tome en cuenta las tipologías y materiales del lugar y las nuevas tecnologías aportadas por la arquitectura sustentable;. También la necesidad de estudiar y financiar nuevas propuestas y tecnologías alternativas de servicios de saneamiento y provisión de agua potable e informar, asesorar y controlar

---

la potabilización del agua de consumo y ofrecer asesoramiento y posibles mecanismos de facilitación desde el Municipio para que se adecuen las instalaciones existentes.

## Capítulo 3

# Análisis de Prefactibilidad de Alternativas

A lo largo del presente capítulo se desarrollarán alternativas en lo que respecta a metodologías de tratamiento y gestión para el sistema de potabilización de agua de río para la población de la Cooperativa Isla Esperanza, emplazada en la primera sección de Islas del Delta de Tigre. Se estudiarán las bases teóricas de cada alternativa comparando las ventajas y desventajas para estudiar su viabilidad.

### 3.1. Fundamento para el Análisis de Alternativas

Con el objetivo de caracterizar el agua de ingreso al sistema de tratamiento, en el capítulo previo se presentó una tabla resumen de valores de parámetros de calidad de agua representativos del Arroyo Anguilas. ENOHSA define, en función de algunos parámetros de agua bruta, los tratamientos mínimos que se le deben aplicar a dicha agua (tabla 3.1). En el caso del Arroyo Anguilas, se estableció que los parámetros presentan rangos de concentraciones y no es posible establecer un único valor que los represente, debido a que la variabilidad del régimen hidrológico resulta determinante de las variables fisicoquímicas [33]. A partir de la tabla 3.1, el agua de ingreso se puede caracterizar de clase VIII siendo los tratamientos mínimos posibles la coagulación, decantación y filtración rápida. Sin embargo, dado el alto rango de turbidez, también se la podría considerar de clase X, como ríos muy turbios, donde se requieren además los tratamientos mínimos posibles de presedimentación al inicio y de cloración al final de los tratamientos de coagulación, decantación y filtración rápida. De esta forma, se establece que los tratamientos mínimos que serán aplicados son: presedimentación, coagulación, decantación, filtración rápida y cloración.

Características Físicas y Químicas (1)										
Clases	Bacterias Coliformes (NMP/100 mL)	Turbidez	Color	Fe	Sólidos Totales	Cloruros	Dureza	Plancton y Material Suspendido	Tratamientos mínimos posibles	Obs.
I	<2,2	<25	<50	<1,0	<1.500	<600	<250	Insignificante (2)	No necesarios (3)	Fuentes subterráneas
II	<2,2 <50	<25	<50	<1,0	<1.500	<600	<250	Insignificante	Cloración	Fuentes subterráneas
III	<2,2 <50	<25	<50	<1,0	<1.500	<600	<250	Excesivos	Microtamizado y cloración	Lagos Represas
IV	<50	<25	<50	<1,0	<1.500	<600	<250	Insignificante	Remoción de hierro y cloración	Represas
V	<50	<25	<50	<1,0	<1.500	<600	>250	Insignificante	Reducción de dureza y cloración	Pozos
VI	<1.000	<25	<70	<2,5	<1.500	<600	<250	Insignificante	Filtración lenta y cloración	Pozos
VII	<5.000	<75	(4)	<2,5	<1.500	<600	<250	Insignificante (5)	Filtración ascendente y cloración	Represas
VIII	<20.000	<250	(4)	<2,5	<1.500	<600	<250	Insignificante	Coagulación, decantación y filtración rápida	Aguas superficiales
IX	<20.000	<250	(4)	>2,5	<1.500	<600	<250	Insignificante	Aireación, coagulación, decantación Filtración rápida, cloración	Aguas superficiales
X	<20.000	<250	(4)	<2,5	<1.500	<600	<250	Insignificante	Presedimentación, coagulación, decantación, filtración rápida, cloración	Ríos muy turbios
XI	<20.000	>250	(4)	<2,5	<1.500	<600	>250	Insignificante	Coagulación, decantación y filtración rápida Reducción de dureza y cloración	Aguas superficiales
XII	<20.000			O con tóxicos encima de los límites					Caso especial (6)	Aguas superficiales

**Tabla 3.1:** Clasificación preliminar de aguas brutas en relación a los procesos de tratamiento. Fuente: Reelaboración de tabla de ENOHS A [43].

El acceso al suministro eléctrico estará a cargo por parte del municipio de Tigre quien se responsabilizará y se hará cargo de la extensión de la línea eléctrica hasta el sitio, debido al interés en la ejecución de un proyecto que permite el acceso al agua potable.

Teniendo en cuenta las características que presenta el Arroyo Anguilas, se identificaron aquellos parámetros problemáticos que no cumplen con el Código Alimentario Argentino (CAA) y se presentan en la tabla 3.2. Existen problemas en casi todas las categorías de parámetros propuestas: fisicoquímicos, sustancias inorgánicas, metales y microbiológicos. Si bien en los parámetros fisicoquímicos sólo 2 de los presentados no cumplen con la normativa, el parámetro de pH, SDT (Sólidos Disueltos Totales) y SS (Sólidos Suspendidos) resultan importantes. El pH al modificarse a lo largo de los tratamientos aplicados resulta necesario su seguimiento. En tanto que los SS y SDT varían según las condiciones de marea.



Variable	Unidad	Rango	Límite	Remoción Requerida (%)
<b>Fisicoquímicos</b>				
Color	Pt-Co	41-60,3	5	91,7
pH	pH	7-7,4	6,5-8,5	-
Turbidez	NTU	22-404	3	99,3
TDS	ppm	88-129	1500	-
SS	ppm	6,9-7,13	-	-
<b>Sustancias Inorgánicas</b>				
Amoníaco	ppm	2	0,2	90
Bromuro	ppm	0,07	0,01	85,7
Nitritos	ppm	0,2 - 190	0,1	99,9
Cloro Activo Residual	ppm	-	>0,2	-
<b>Metales</b>				
Aluminio	ppm	0,02-0,73	0,2	72,6
Hierro	ppm	0,2-1,3	0,3	76,9
<b>Microbiológico</b>				
Bacterias coliformes	$\frac{NMP}{100ml}$	131	n=1, c=0, m<1.1	100
<i>Escherichia Coli</i>	$\frac{Escherichia}{100ml}$	5,8	n=1, c=0, Ausencia	100
Bacterias mesófilas	$\frac{UFC}{ml}$	8500	n=1, c=0, m=500	100

**Tabla 3.2:** Parámetros del río Anguilas de importancia en la aplicación de tratamientos o que no cumplen con los valores admisibles para el consumo humano establecido por el Código Alimentario Argentino.

Los tratamientos propuestos deben garantizar la eficiente remoción de los parámetros que no cumplen con la normativa logrando alcanzar el valor requerido. En lo que respecta al cloro activo residual es un parámetro que se debe garantizar a lo largo del proceso y cuya concentración mínima debe ser respetada.

El tren de tratamientos de potabilización proyectado es similar al que se realiza en las plantas convencionales, el cual consta de la captación, coagulación-floculación, sedimentación, filtración y desinfección para posterior distribución. El tratamiento propuesto comienza con la captación del agua, la cual recorre una serie de tanques donde se realizan diversos procesos: presedimentación, coagulación, sedimentación, filtración y cloración. Los primeros cuatro tratamientos garantizan la remoción de la turbidez y el color, mientras que la cloración elimina las bacterias patógenas. En relación a las sustancias inorgánicas y los metales, los tratamientos convencionales no garantizan su eficiente remoción, por lo que resulta necesario considerar tratamientos avanzados que sí la garanticen.

En lo que respecta al análisis comparativo de las alternativas que se realiza en el presente capítulo, se presentarán dos metodologías de coagulación-floculación y dos tratamientos avanzados destinados a la remoción de las sustancias inorgánicas y los metales.

Para el análisis resulta importante que la comparación y elección de las alternativas tecnológicas no se haga independientemente de los objetivos previstos y planteados

inicialmente para el sistema de abastecimiento de agua. Es decir, el proyecto además de abastecer a la población deberá fortalecer la apropiación de estas prácticas con el fin de garantizar su continuidad a lo largo del tiempo y del territorio. Asimismo, tanto el proyecto como las tecnologías deben adecuarse al lugar de emplazamiento del sistema y a los recursos disponibles en el mismo para su construcción, operación y mantenimiento. En la figura 3.1 se indican algunos condicionantes que fueron considerados en el análisis de alternativas.



**Figura 3.1:** Factores considerados en la selección de la tecnología apropiada. Fuente: Modificación propia a partir de figura de ENOHSA [43]

Las dos alternativas presentadas para la coagulación son la coagulación química (coagulación - floculación) y la coagulación electroquímica (coagulación + floculación + flotación), ambas técnicas están siendo actualmente aplicadas en el Delta.

Como se comentó, los tratamientos que remueven metales y sustancias inorgánicas no se encuentran dentro del tratamiento convencional para potabilización de aguas. Para ello se requiere de técnicas avanzadas de tratamiento como son las tecnologías de ósmosis inversa, ultrafiltración, intercambio iónico, electrodiálisis, entre otras. En lo que respecta a este tipo de tratamientos (avanzados) se comparará la ósmosis inversa con las resinas de intercambio iónico.

En relación a los tipos de gestión del agua, se pueden diferenciar tres: la gestión privada, la gestión pública y la gestión comunitaria. La gestión privada es ejercida por

entes privados que buscan obtener una ganancia económica por suministrar el agua. La gestión pública, como gestión institucional-estatal, la cual comparte la responsabilidad entre los actores involucrados. Donde el Estado se responsabiliza de elaborar políticas y crear un marco normativo adecuado y las empresas y gobiernos locales de ofrecer servicios de agua potable y de explotar los recursos en términos sustentables. La gestión comunitaria, en la cual las tareas de administración y ejecución están en manos de las comunidades usuarias, usualmente rurales o alejadas de las urbes. La toma de decisiones y reglas se definen en espacios asamblearios donde se rescata una valoración holística del agua centrada en la satisfacción de necesidades humanas y de los ecosistemas locales, valorizando así la cosmovisión tradicional de la naturaleza y defendiendo sus territorios y modos de vida. En este sentido, se compararán los dos últimos enfoques de gestión planteados, ya que los objetivos que se propone la gestión privada no concuerdan con los modos de organización y objetivos de la comunidad.

Las alternativas pueden entonces agruparse en dos categorías:

#### **A- Gestión:**

- Gestión Pública
- Gestión Comunitaria

#### **B- Técnicas de Remoción:**

##### Coagulación:

- Coagulación Química
- Coagulación Electroquímica

##### Remoción de Iones:

- Ósmosis Inversa
- Intercambio Iónico

## **3.2. Gestión**

### **3.2.1. Gestión Pública**

La gestión pública del agua, como gestión institucional-estatal, ha impulsado el término de Gestión integrada de los recursos hídricos (GIRH), el cual se asienta sobre la idea

de responsabilidad compartida entre los actores involucrados procurando que el uso del agua sea eficiente, equitativo y sostenible [44]. El Estado es el responsable de elaborar políticas y crear un marco normativo adecuado; las empresas y gobiernos locales, de ofrecer servicios de agua potable y de explotar los recursos en términos sustentables.

Se puede entender a la misma como una acción permanente del estado frente la sociedad, los enfoques pueden ser muy variados y sustentarse en visiones diferentes sobre el objeto de la gestión pública. En Argentina, la gestión de los servicios se encuentra a cargo de las provincias. En particular, en el área que comprende al sitio, Municipio de Tigre, el servicio público se encuentra a cargo de la empresa concesionaria pública AySA. Su compromiso es lograr diálogo, integración y acción conjunta para potenciar el desarrollo, especialmente en la gestión sostenible, eficiente y equitativa del agua. Para ello, realiza diversas alianzas a nivel Provincial (APRA, Facultad de Cs. Sociales de la UBA), Nacional (Consejo Empresarial Argentino para el Desarrollo Sostenible) e Internacional (Banco Interamericano de Desarrollo).

Los principios que rigen todas las actividades que realiza la empresa en el área son: Comprensión, Confianza, Comunicación, Capacitación, Compromiso, Calidad, Celeridad, Control, Coordinación y Cohesión.

El esquema regulatorio articula la intervención de la Nación, la provincia de Buenos Aires, la Ciudad Autónoma de Buenos Aires y los municipios involucrados, además de contemplar una mayor participación ciudadana a través de la Sindicatura de Usuarios. La misma depende del Ente Regulador de Agua y Saneamiento (quien fiscaliza la calidad del servicio y verifica el cumplimiento del Contrato de Concesión) y está conformada por representantes de asociaciones de usuarias y usuarios, y tiene por objetivo proteger sus intereses. La Sindicatura de Usuarios sesiona al menos una vez por mes y analiza los temas vinculados a la actividad de la empresa que considera de su incumbencia. Finalmente, emite dictámenes o despachos que fijan su opinión sobre los temas vinculados a la prestación del servicio que deben ser considerados por el Directorio. También existe una política de Transparencia y Divulgación de la Información. Sin embargo presenta un déficit de información sobre los procedimientos:

- Los datos sobre los procedimientos (plazos para alegar, lugares de consulta de la documentación, etc.) no siempre llegan a los potenciales interesados, ya que a menudo estos datos son tan sólo publicados en el correspondiente boletín oficial, sin que se realice un mayor esfuerzo divulgador.

- La complejidad de la documentación puesta a disposición del público: frecuentemente el carácter muy técnico de los documentos hace difícil su interpretación por los interesados.
- Falta de transparencia: no es común que se ponga a disposición de los distintos actores sociales relacionados con el agua suficiente información como para garantizar transparencia en los procesos de gestión de los recursos hídricos.

### **3.2.2. Gestión Comunitaria**

La gestión comunitaria del agua es una forma de organización presente en numerosas localidades rurales del país. El surgimiento de estas formas de organización se debe, en parte, a la dificultad de los municipios de prestar el servicio de agua potable a causa de las limitantes presupuestales y administrativas con las que operan, y el hábito de replicar los modelos que se aplican en las ciudades en ámbitos rurales.

Los sistemas comunitarios enfrentan su trabajo como organizaciones comunitarias con base en un territorio determinado, no tienen fines de lucro y se constituyen con el fin de ofrecer el servicio de agua de consumo a zonas rurales y periurbanas. El criterio fundamental de la gestión comunitaria es la prestación de un servicio que garantice el beneficio común, satisfaciendo las necesidades humanas y de los ecosistemas locales. Dichas organizaciones incorporan en la gestión la dimensión cultural del agua, muy importante para las poblaciones originarias, campesinas, entre otras, al tener un vínculo tan particular con el agua. Es decir, la comunidad y su organización controlan la administración del sistema, generando una lógica de participación y de empoderamiento sobre su gestión, produciendo un conocimiento y una apropiación comunitaria muy valiosa a la hora de cuidar el recurso.

La sustentabilidad del servicio puede mejorar ya que la responsabilidad de preservar los cuerpos de agua involucra sobre todo a los usuarios que son quienes manejan los sistemas de agua potable [45]. Por otro lado, gestionar recursos con atención social y participación comunitaria, donde se toma en cuenta a la comunidad y sus necesidades que luego se convierten en demandas, permite brindar servicios sostenibles al poder la comunidad apropiarse desde el diseño y construcción de las obras para asegurar su operación y mantenimiento.

Las organizaciones comunitarias gestionan los sistemas bajo principios de:

- Democracia y decisión colectiva
- Autogestión

- Reciprocidad y solidaridad
- Oportunidad
- Rendición de cuentas y transparencia
- Participación ciudadana real

Este tipo de gestión no puede desarrollarse sin el vínculo con los municipios, los cuales deben desarrollar políticas públicas que busquen mejorar la gestión del agua desde lo local y con niveles muy altos de participación, y sin el apoyo económico del Estado. También se suele decir que la gestión comunitaria resulta algo complementaria a otros tipos de gestiones [45] [46]. Experiencias previas han logrado construir sistemas de abastecimiento de agua a pequeña escala operados por organizaciones comunitarias, ejemplos son: los comités de agua potable en Bolivia, Chile y Nicaragua, las juntas administradoras de agua potable o comités vecinales de agua potable y saneamiento en Colombia, Ecuador, Honduras y Perú; y cooperativas de agua potable rurales en Chile, entre otros [47].

Sin embargo, este tipo de gestión puede llegar a presentar debilidades al presentar escasez de recursos financieros y de gestión administrativa. En algunos casos el pago que realiza cada usuario no logra financiar los costos de operación y mantenimiento del sistema y, ni siquiera, muchas veces se logra financiar al operador.

### **3.2.3. Comparación de los Tipos de Gestión**

En la tabla 3.3 se observan las fortalezas y debilidades de cada tipo de gestión. Resulta de importancia reconocer que ambos son enfoques válidos, con sus atributos positivos y negativos que no las hacen ni peor o mejor a uno u otro. Sin embargo, al momento de planificar un proyecto hay que considerar las características del sitio donde se va a aplicar (tamaño y densidad poblacional, geografía, etc.) y la comunidad a la que se dirige. También considerar sus modos de organización y cultura como la posibilidad de adquirir y mantener el equipamiento y posibilidad de financiamiento. En este sentido, sí el tipo de gestión resulta clave para la continuidad de dicho proyecto en el tiempo y la adecuación del mismo a las características y modos de cada territorio. Por esta razón, se llevó a cabo esta comparación. La alternativa fue elegida en función de las características de la cooperativa, el análisis de los modos de gestionar el acceso al agua en el Delta desde el Municipio de Tigre, observados a partir de decretos, informes y volantes, y mi criterio construido a partir de la búsqueda de información realizada, expuesta en esta subsección, y de mi conocimiento académico.

<b>Contrastes entre la gestión comunitaria y la gestión pública del agua.</b>		
	<b>Gestión Comunitaria</b>	<b>Gestión Pública</b>
<b>Fortalezas</b>	Se tiende a compensar la eficiencia por un enfoque de subsidiariedad para los que menos tienen.	Actualización del conocimiento y capacitaciones del personal.
	Hay cercanía de la gente con los sistemas y con la gestión. Los sistemas han sido construidos con participación social.	Apoyo estatal en la adquisición de recursos económicos. Mayor regularización y regulación al concentrarse en el medio urbano dado los patrones de concentración poblacional.
	La misma lógica comunitaria establece una serie de normas que permiten una organización eficiente.	Control de calidad de algunos parámetros principales y vigilancia del sistema.
	Se asume el derecho individual a ser parte de la toma de decisiones y también un deber, una responsabilidad individual y familiar.	
	Los sistemas comunitarios incorporan en su gestión el control social y la transparencia.	
<b>Debilidades</b>	Organizaciones comunitarias se debilitan cuando carecen de una estructura gremial clara.	El “usuario-cliente” no asume rol protagónico en la gestión, mantenimiento de fuentes ni inversiones.
	Escasez de recursos financieros, de infraestructura, de mano de obra y de gestión administrativa.	Ética de las empresas públicas sobre el acaparamiento de los derechos hídricos.
	Falta mejorar capacidades de la organización en la gestión, administración y gestión de procesos.	Muchas empresas públicas no están en capacidad de rendir cuentas a sus usuarios.
	Dedicación ad-honorem de los participantes.	Empresa tiene costos altos y se ubican en zonas lejanas a las comunidades.
	Dificultades jurídico-legales: exigencias para mantener legalizadas las organizaciones.	Considera sistemas de provisión de agua únicamente como la infraestructura física.
No cuenta con infraestructura, o es antigua, ni con recursos para purificar el agua, ni tienen establecidos procesos de control de calidad.	Visión mercantilizada del recurso agua exclusivamente como un servicio, carente de otros significados sociales y culturales. Son dependientes de la gestión del gobierno de turno. Falta de atención a las áreas rurales por falta de incentivos o carecimiento de capacidad técnica. La expansión, reemplazo o rehabilitación de los sistemas, pueden devenir en un problema futuro.	

**Tabla 3.3:** Comparación de fortalezas y debilidades en los tipos de Gestión.

Una de las ventajas de la gestión comunitaria es la cercanía de la gente con los sistemas y con la gestión. Esto permite, entre otras cosas, que cuando el sistema falla en algún punto, la información y los correctivos se activan con facilidad, son oportunos y han sido validados bajo acuerdos propios de la cultura en cada territorio. Sumado a esto, la participación social en el proceso de construcción del sistema permite una visión integral del agua que se manifiesta en la protección de las fuentes y la gestión ambientalmente sustentable del recurso, pues las poblaciones usuarias de los sistemas, son también las personas que protegen el recurso. En cambio, el abordar las fallas en la gestión pública suele tener un enfoque más tecnicista por considerar a los sistemas de agua únicamente como la infraestructura física y por su gran disponibilidad de repuestos y proveedores de servicios confiables, principalmente en el caso de reparaciones complicadas.

En este sentido, la participación colectiva y el fortalecimiento de las capacidades de la comunidad para la gestión local son claves en el reconocimiento de los valores comunitarios. En el Delta, la población isleña actualmente realiza tratamientos domiciliarios y el municipio, reconociendo esta situación, ha presentado opciones de tratamiento que consideran los saberes y prácticas preexistentes en situaciones donde la exposición al agua a presentado una visible amenaza, como lo fueron las floraciones de cianobacterias <sup>1</sup>. Según los resultados obtenidos en la encuesta, comentados en el capítulo previo, el agua de río resulta ser la fuente más utilizada (por el 51 % de las personas) aun siendo la fuente donde más contaminantes se reconocen. En relación a los tratamientos domiciliarios, se obtuvo que un 69 % de quienes la utilizan aplican un tratamiento. En el taller realizado en el sitio, descrito en la subsección 2.2, una de las muestras era el agua de salida del tratamiento de EC. Esto da en cuenta nuevamente de la preexistencia de tratamientos domiciliarios y de la necesidad de contar con sistemas de monitoreo que permitan verificar la calidad de agua de salida de los mismos.

Por otro lado, en el boletín oficial 679 de la Municipalidad de Tigre, se proponen varios objetivos en los diversos ejes en lo que refiere al agua potable. En general, se propone fomentar la incorporación de nuevas tecnologías orientadas al suministro de agua potable a fin de reducir el suministro actual de agua envasada, generadora de costos e impactos negativos con el ambiente. En particular, formular prototipos de instalaciones potabilizadoras de bajo consumo energético. También se plantea que para mejorar las condiciones generales de los habitantes y el ambiente, se requiere informar, asesorar y controlar la potabilización del agua de consumo ofreciendo asesoramiento y posibles

<sup>1</sup><http://360digitalnoticias.com/cianobacterias-el-municipio-de-tigre-presenta-3-opciones-de-tratamiento-del-agua/>



mecanismos de facilitación desde el Municipio para que se adecuen las instalaciones existentes.

El lugar de emplazamiento del proyecto es la cooperativa que se encuentra ubicada en la primer sección del Delta, cerca del continente, cuyo acceso al agua potable no se encuentra servido, ya sea por su baja densidad poblacional o la no rentabilidad económica que implica para una empresa construir, operar y mantener una planta en dicho sitio. En ámbitos similares, donde la densidad poblacional es baja, las viviendas se encuentran dispersas y muchas veces las características geográficas se convierten en serias limitaciones para el acceso, las inversiones por habitante que se requieren son mayores. En los últimos 2 años frente a la situación pandémica, se logró que la embarcación de AySA que reparte agua potable pase por el sitio. Sin embargo, la frecuencia inicial (1 vez por semana) no se sostuvo en el tiempo, siendo la frecuencia actual cada 10/15 días. La irregularidad del servicio y no saber el horario en el que pasa la embarcación, no permite a las familias organizarse para garantizar que se carguen todos los bidones, y la mayoría de las veces se quedan sin agua potable, teniendo que tratar el agua de río o cargar bidones en continente. Por otro lado, el acarrear agua potable en una embarcación conlleva un gran costo adicional al costo del tratamiento. En definitiva, el acceso al agua potable es un derecho y, por lo tanto, es un deber pensar en proyectos que lo garanticen tanto en calidad como en cantidad.

La presencia de formas de organización social, en este caso la cooperativa, dio lugar a pensar en soluciones a una escala mayor que la domiciliaria, la comunitaria. El fin de la cooperativa en relación con el agua potable es garantizar el abastecimiento de todas las familias y, al mismo tiempo, garantizar el cuidado del ecosistema local. El agua es percibida no como un mero recurso, sino también como el elemento sin el cual sus modos de vida no existirían ya que fueron construidos a partir de la particular dinámica hídrica del sitio. De esta forma, la comunidad a lo largo de los años ha producido un conocimiento y una apropiación comunitaria muy valiosa a la hora de cuidar el recurso.

Frente a la falta de soluciones, la gestión comunitaria del agua surge como propuesta participativa, incorporando una visión integral del agua por parte de las poblaciones y el derecho a ser parte en la toma de decisiones en todos los aspectos de los sistemas (sociales, técnicos, ambientales). Por otro lado, frente a las actuales soluciones la gestión comunitaria resulta ser una herramienta útil que le permitiría al Estado avanzar en la búsqueda de soluciones con una planificación y gestión local, aunque esto no implique el desentenderse de la problemática. Por estas razones, se propone que el proyecto tenga un enfoque desde la gestión local (comunitaria). Esta le dará sostenibilidad en el tiempo al proyecto y garantizará una participación colectiva en las diversas etapas del proyecto pudiendo tener el mismo un enfoque convergente con la lógica

comunitaria. De esta forma de asumirá el derecho individual del acceso al agua y el derecho individual a ser parte de la toma de decisiones pero también se asumirá un deber, una responsabilidad individual y familiar.

La cercanía del sistema con la comunidad disminuye el área de distribución y los costos que la misma conlleva. El carácter participativo permitirá que los sistemas y las tecnologías implementadas sean acordes a las lógicas de la comunidad considerando sus valores, tradiciones y normas. En este sentido se propone considerar en la propuesta final los sistemas de tratamiento existentes en la zona, las características locales y la disponibilidad de información local en todas las etapas del proyecto como se plantea en la figura 3.1.

En conclusión, no existe un único modelo de gestión para brindar servicios de calidad y que además sean sostenibles. Sin embargo, en ámbitos rurales reemergen formas de organización que han sido invisibilizadas, como la gestión comunitaria, diferentes a las formas de organización de las urbes. Dicha gestión comunitaria existe y debe ser reconocida y fomentada en ámbitos rurales por parte de los municipios y entes de Ciencia y Tecnología. Existen capacidades locales que incluyen saberes, formas y modos de hacer propios para responder a la necesidad primordial de contar con agua para la vida, y buscar el abasto para todas las familias, lo que señala al sentido de equidad con la aquiescencia del colectivo, es decir la comunidad. Por esta razón, sin desconocer otros tipos de gestión, pero reconociendo la preexistente en el sitio, es que se plantea el modo de gestión comunitaria.

Resulta importante considerar las debilidades de este tipo de organizaciones para prevenirlas. Por un lado, se deberá contar con una estructura organizativa clara que permita mejorar sus procesos de gestión y afianzar el reconocimiento comunitario del tiempo de dedicado, por ejemplo, mediante la retribución económica de quienes dedican el tiempo tanto en la construcción, operación y mantenimiento como administración de la planta. En ese sentido, resulta de gran importancia contar con los recursos financieros suficientes a través del pago mensual o anual de las familias usuarias del sistema y de la búsqueda de fuentes de financiamiento de organismos o instituciones nacionales o de cooperación internacional. Por último, el control y vigilancia de la calidad del agua y el cumplimiento de los objetivos establecidos en el Código Alimentario Argentino, deberán ser garantizados. Para ello, será necesario que quienes operen tengan las capacidades y el conocimiento para detectar cualquier problema en las unidades del sistema, a través de la continua capacitación y de la regulación de entes externos.

### 3.3. Técnicas de Tratamiento

A grandes rasgos, una primera clasificación de los tratamientos de potabilización, puede establecerse según el tipo de agua cruda captada. En las aguas superficiales, como es el presente caso, usualmente el tratamiento debe enfocarse prioritariamente en los aspectos físicos como turbidez, color, sabor y olor, y en garantizar la eliminación de agentes patógenos hasta el lugar de consumo.

#### 3.3.1. Técnicas de Coagulación

La predominancia de partículas de menor tamaño en el río (ver tabla 2.3), que forman una suspensión coloidal, dificulta la separación de las mismas directamente por técnicas de separación sólido-líquido (decantación, flotación) debido a la baja velocidad de sedimentación. Por esta razón, la coagulación es un proceso que impide la estabilidad de dichas suspensiones, permitiendo que las partículas se unan y den lugar a la formación de sólidos de mayor tamaño y posibilitando su separación del agua mediante técnicas convencionales de separación sólido-líquido. En este sentido, la coagulación se utiliza para:

- Remoción de turbidez orgánica o inorgánica que no se puede sedimentar rápidamente.
- Remoción de color.
- Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor y, en algunos casos, de precipitados químicos suspendidos.
- Remoción, en menor medida, de metales pesados.
- Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.

En el caso del agua de río Anguilas, tanto el color, la turbidez y otros parámetros como los microbiológicos y los metales no cumplen con la normativa vigente. Para eliminar el color y la turbidez, se analizarán dos alternativas que permiten la remoción de los parámetros físicos, la Coagulación Química y la Electroquímica.

### 3.3.1.1. Coagulación Química

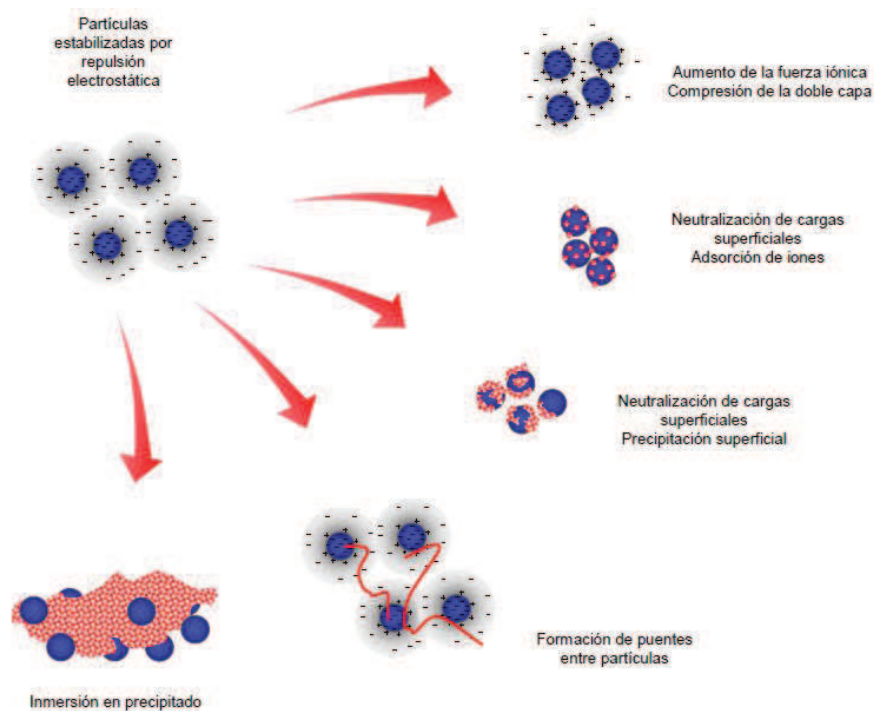
La agregación de las partículas coloidales no se genera de manera espontánea debido a la existencia de cargas eléctricas en la superficie de las mismas. Estas cargas son normalmente negativas, y están asociadas a la existencia de grupos carboxilo o hidroxilo en la superficie de las partículas orgánicas, y al intercambio de aluminio y silicio por cationes monovalentes (tales como el  $K^+$ , el  $Na^+$  o los  $H^+$ ) en el caso de los minerales.

La suspensión coloidal resulta ser un sistema estable cuyas partículas no tienden a agregarse debido a que la carga superficial origina la atracción de iones de signo opuesto, dando lugar a la formación de una capa difusa de iones, que provoca que las fuerzas de repulsión entre las partículas predominen sobre las fuerzas de atracción másica que existen entre las mismas. La coagulación es un proceso que impide la estabilidad de las suspensiones al permitir que las fuerzas de atracción tipo Van der Waals, que existen entre dos partículas, predominen sobre las de repulsión electrostática, de manera que las partículas se unan y den lugar a la formación de sólidos de mayor tamaño. Por consiguiente, la velocidad de sedimentación de las partículas aumenta, posibilitando el uso de la decantación como tecnología de tratamiento.

La coagulación química (CQ) es un proceso complejo que comienza con la adición de un reactivo químico que activa simultáneamente varios mecanismos de desestabilización coloidal (ver figura 3.2), siendo los más importantes la compresión de la doble capa eléctrica (como consecuencia del aumento en la fuerza iónica del medio que provoca este nuevo reactivo) y la neutralización de la carga superficial de las partículas coloidales (que está asociada a la adsorción de iones sobre la superficie de las partículas coloidales).

#### 1. *Funcionamiento y diseño del sistema*

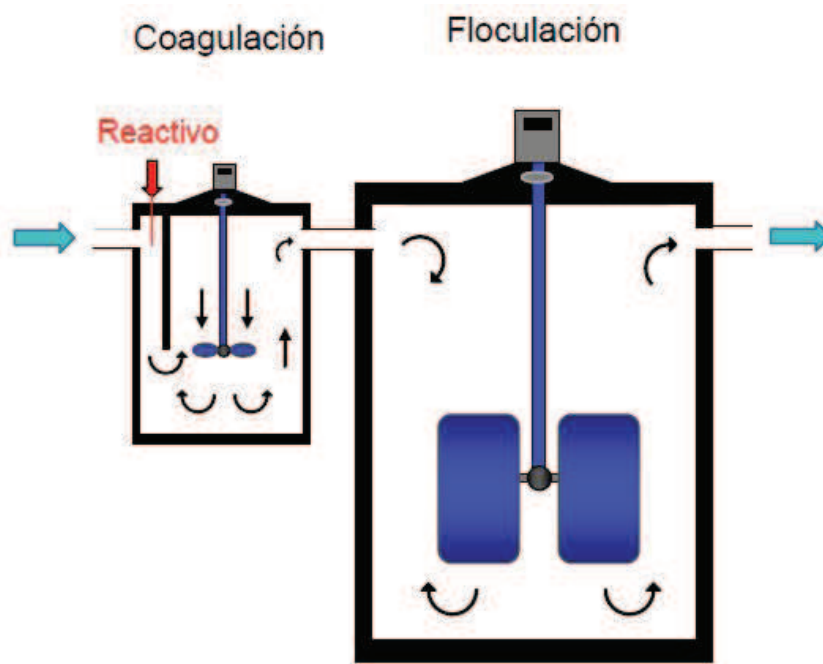
La CQ es uno de los procesos más utilizados en los sistemas de potabilización de agua en plantas con procesos convencionales como también a nivel domiciliario en el Delta. En general en los procesos de potabilización, el reactivo químico que se añade es una sal de catión polivalente, normalmente sales de  $Fe^{3+}$  y de  $Al^{3+}$ , tales como los cloruros o sulfatos, dada la elevada carga de estos cationes. También en aplicaciones específicas se podrían adicionar polímeros. Además de los procesos previamente mencionados, la adición de los reactivos da lugar también a la formación de precipitados a partir de sus hidróxidos, que atrapan en su interior a las partículas coloidales. La inmersión de los coloides dentro de un precipitado es un mecanismo muy efectivo de eliminación de la materia coloidal conocido como coagulación o floculación de barrido.



**Figura 3.2:** Mecanismos de coagulación de partículas coloidales. Fuente: Martínez [48]

Como consecuencia del proceso de coagulación, por aumento de la fuerza iónica o por neutralización, las fuerzas de repulsión electrostáticas se hacen menores que las correspondientes fuerzas de atracción de Van der Waals y, cuando las partículas coloidales chocan, se unen para formar partículas de mayor tamaño. Al proceso físico mediante el que se favorece que estas partículas choquen se le denomina floculación. Para que esto suceda es importante regular la velocidad de agitación una vez que se añade el coagulante. La misma debe ser rápida en una primera instancia, para provocar una mezcla homogénea, y luego lenta para permitir la formación de los flóculos. Luego, el agua se traslada a un depósito para sedimentar los sólidos.

A nivel industrial las operaciones de coagulación-floculación se llevan a cabo en depósitos agitados en los que se adicionan reactivos mediante bombas dosificadoras, como se observa en la figura 3.3. La agitación o mezcla puede ser hidráulica, mecánica o neumática siendo las dos primeras las más utilizadas. En general, cuando los caudales a tratar son grandes, se utiliza la mezcla hidráulica que utiliza la energía disipada en forma de pérdida de carga en el flujo de agua a través de un conducto, canal o tanque de mezcla. También existen 2 clases de mezcladores, en línea (conducto abierto o cerrado) y en singularidades colocadas en conductos (resalto hidráulico, vertedero, canaleta Parshall, etc.). La mezcla mecánica se suele realizar mediante turbina pudiendo ser la misma de



**Figura 3.3:** Instalación de coagulación-floculación. Fuente: Martínez [48]

flujo axial, donde el líquido se mueve paralelamente al eje del agitador, o radial, cuando el líquido se mueve perpendicularmente al eje.

## 2. *Consideraciones de la Coagulación Química*

Para la evaluación de este proceso es necesario tener en cuenta las características físicas y químicas del agua, la dosis, concentración y el punto de aplicación del coagulante, la intensidad y el tiempo de mezcla y el tipo de dispositivo de mezcla. Por ello, se realiza en primer lugar un Jar test. Este ensayo consiste en la adición de dosis crecientes de coagulante y/o floculante a una serie de porciones del agua a ensayar, determinando después de un período de agitación adecuado, las características del coágulo y propiedades físicas y químicas como pH, temperatura, DQO y turbidez en las porciones tratadas, que permiten establecer las dosis óptimas de coagulante y/o floculante que deben añadirse al agua para su tratamiento.

El tipo de coagulante a utilizar depende directamente del pH del líquido a tratar. Para cada coagulante hay por lo menos una zona de pH óptima, en la cual una buena floculación ocurre en el tiempo más corto y con la misma dosis de coagulante. El fenómeno de la desestabilización se efectúa mediante una serie de reacciones químicas que involucran a compuestos cuya solubilidad, se encuentra restringida entre ciertos valores de pH.

La cantidad de coagulante es inversamente proporcional al tiempo de formación del floc, sin embargo resulta de importancia considerar el costo operativo alto

de almacenamiento del reactivo y el volumen de lodo a disponer como residuo peligroso al ser un barro químico. Otra variable de importancia resulta ser la temperatura que modifica el tiempo de formación del floc, entre más fría el agua, la reacción es más lenta y el tiempo de formación del floc es mayor.

Los casos típicos donde se requiere del uso de ayudantes de coagulación son:

- Coagulación de aguas con baja temperatura.
- Eliminación de color.
- Eliminación de material algáceo.
- Asistencia a la filtración a alta tasa.
- Reducción del período de maduración del filtro.
- Reemplazo de dosis de coagulante primario.

Efectivamente, si bien el sulfato de aluminio es el coagulante primario más extensivamente utilizado dadas sus propiedades de facilidad en el manejo, disponibilidad en el mercado, su eficiencia probada y la amplia experimentación con la que se cuenta de su uso, tiene algunas limitaciones. El sulfato de aluminio depende mucho en su eficiencia del pH del agua a tratar. Por otro lado, el aluminio residual en el agua tratada, que su uso produce, debe ser cada vez más limitado desde el punto de vista de la calidad del agua. Por otro lado, se trata de limitar los volúmenes de barros residuales producidos en función del costo de disposición de los mismos y de las cada vez más exigentes reglamentaciones ambientales. En este sentido, han surgido otros coagulantes, como el policloruro de aluminio, y tecnologías alternativas que comienzan a cobrar mayor importancia.

### 3. *Pretratamiento*

El objetivo de las distintas unidades del sistema es trabajar en una eficiencia tal que permite que el proceso total obtenga eficiencias de remoción de los parámetros, de forma que los valores finales obtenidos se encuentren dentro de los regulados. Por otro lado, resulta importante disminuir el uso de insumos como los coagulantes y/o floculante, ya sea para disminuir costos operativos, de disposición de barros y evitar utilizar más insumos de los necesarios para prevenir el excesivo uso de recursos. Para operar disminuyendo la cantidad de reactivo a utilizar, se puede adoptar un pretratamiento de presedimentación. Su adopción dependerá del espacio disponible y la turbidez que el agua de río presente.

### 4. *Parámetros energéticos*

En este caso, se considerarán mezclas hidráulicas con el objetivo de disminuir el costo energético que conlleva la coagulación y floculación con mezcla mecánica.

### 3.3.1.2. Coagulación Electroquímica

Otro método utilizado para lograr el mismo fenómeno es la electrocoagulación (EC). El proceso de EC es una técnica electroquímica que se basa en la aplicación de una corriente eléctrica a electrodos sumergidos en un reactor. La corriente aplicada libera desde el ánodo el agente coagulante al medio, desestabilizando contaminantes suspendidos, emulsionados o disueltos en un medio acuoso. Por su parte en el cátodo, se libera gas hidrógeno cuyas burbujas se elevan a la superficie del reactor. Finalmente, los materiales coloidales se aglomeran para ser eliminados por flotación o por decantación.

Este sistema tiene como componente principal a la Celda de EC, la que está compuesta por electrodos solubles inmersos en un dieléctrico y una fuente de poder de corriente continua (figura 3.4). Allí ocurre la desestabilización y coagulación simultánea de los coloides producto de la aplicación de una diferencia de potencial a través de pares de electrodos (cátodo/ánodo), de aluminio o hierro comercial, siendo el ánodo (+) el que aporta la especie catiónica (Agente Coagulante), como  $\text{Fe}^{+3}$  o  $\text{Al}^{+3}$  dependiendo del caso, la que se unirá por enlaces iónicos a los coloides cargados opuestamente.

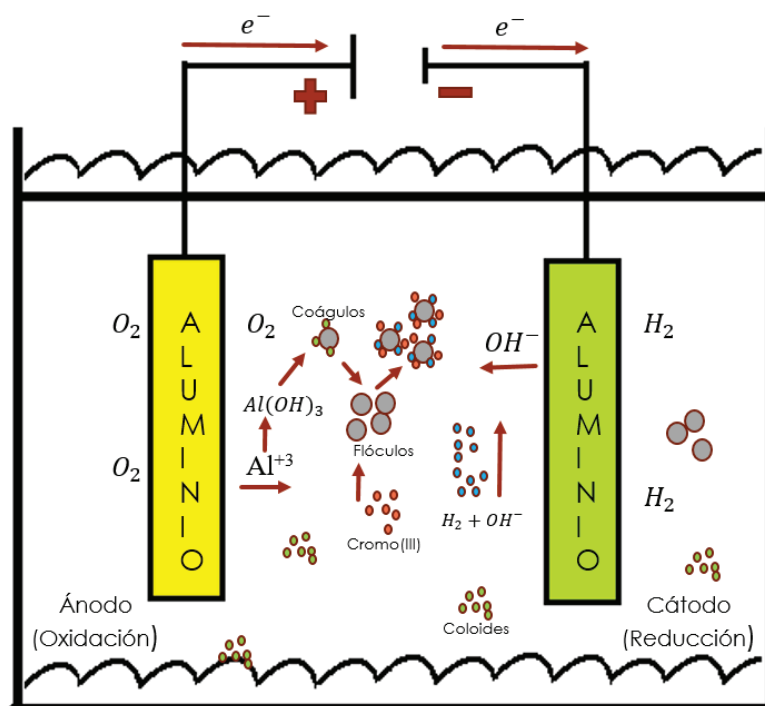
En pocas palabras, la coagulación se produce gracias a un fenómeno llamado Electrólisis, el cual genera reacciones de óxido-reducción en sus ánodos y cátodos respectivamente, producto de la energía eléctrica externa aplicada al conjunto de placas dispuestas alternadamente (+ - +) al interior de la celda de EC.

Al aplicar una diferencia de potencial a la celda, se consigue la generación de iones en disolución cuyos procesos químicos y físicos se representan en la figura 3.4. Como consecuencia, y al igual que en procesos convencionales de coagulación, se obtienen:

- hidróxidos insolubles sobre los que quedan retenidos los contaminantes
- hidroxocomplejos catiónicos o aniónicos, que desestabilizan las fuerzas de repulsión electrostáticas existentes en la materia coloidal, ya sea por neutralización de cargas o por formación de enlaces intrapartícula.

Los agentes coagulantes como los hidróxidos de aluminio, producen la neutralización de la carga eléctrica coagulando y formando flocs de mayor tamaño. La EC ha demostrado ser muy eficaz para eliminar los contaminantes del agua evitando añadir iones cloruro o sulfato a la solución y eliminando, consecuentemente, los aniones competitivos. A su vez la alta pureza del coagulante reduce significativamente la cantidad de lodo producido [49] [50]. A pesar de sus cualidades y del gran número de trabajos que demuestran la eficiencia de la EC en la remoción de una serie de contaminantes, aún





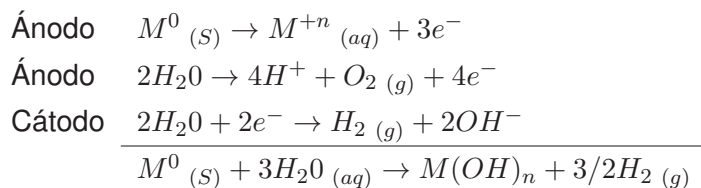
**Figura 3.4:** Sistema de electrocoagulación con ánodo y cátodo de aluminio. Fuente: Gonzalez, 2015.

no ha sido considerada como una tecnología de tratamiento de agua convencional, pudiendo deberse esto a la falta de un enfoque sistemático para el diseño u operación del reactor de EC y al problema de confiabilidad de los electrodos, en particular su pasivación en el tiempo. Sin embargo, a lo largo de los últimos años diversas mejoras técnicas y la búsqueda de nuevos sistemas de tratamiento de agua descentralizados a pequeña escala han llevado a reconsiderar a la EC como posible técnica de tratamiento [50].

### 1. *Funcionamiento y diseño del sistema de Electrocoagulación*

Se puede definir a la EC como un proceso electroquímico en el que, a partir de compuestos procedentes de la disolución de un ánodo, se agrupa la materia coloidal existente en un agua residual posibilitando su separación del agua mediante técnicas convencionales de separación sólido-líquido (decantación, flotación).

El proceso de EC, comienza introduciendo una corriente eléctrica continua al agua, a través de placas dispuestas en forma paralela. Todos los fenómenos que ocurren al interior de la celda electrolítica se representan en forma general a través de las siguientes reacciones redox:



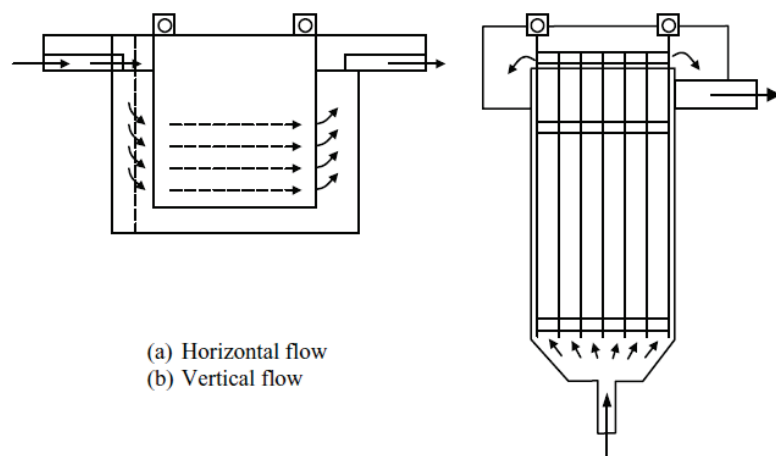
En el transcurso de dicho proceso, las especies producidas en el ánodo entran a la solución y reaccionan con las demás especies formando óxidos metálicos y precipitando los respectivos hidróxidos. Además de la generación de coagulantes, la generación de oxígeno por oxidación del agua en el ánodo da lugar a la formación de iones  $H^+$  que, dada su carga, son atraídos hacia el cátodo. En el cátodo, la reducción del agua para formar hidrógeno da lugar a la formación de iones hidroxilo ( $OH^-$ ) que son atraídos hacia el ánodo. Como consecuencia, se genera un perfil de pH entre cada ánodo y cátodo, que favorece que aparezcan diferentes especies químicas en el reactor a partir de las electrogeneradas en el ánodo, y que por tanto ocurran diferentes procesos simultáneamente en el interior de la celda electroquímica. Según bibliografía citada por Martínez [48], este perfil de pH es en parte responsable de las menores cantidades de Al (o Fe) necesarias para conseguir un mismo rendimiento en el proceso, cuando se compara con el agregado de coagulante a partir de la sal.

Por otro lado, el desprendimiento y ascenso a la superficie de hidrógeno y oxígeno gaseoso producidos en sus respectivos electrodos provocan tres fenómenos:

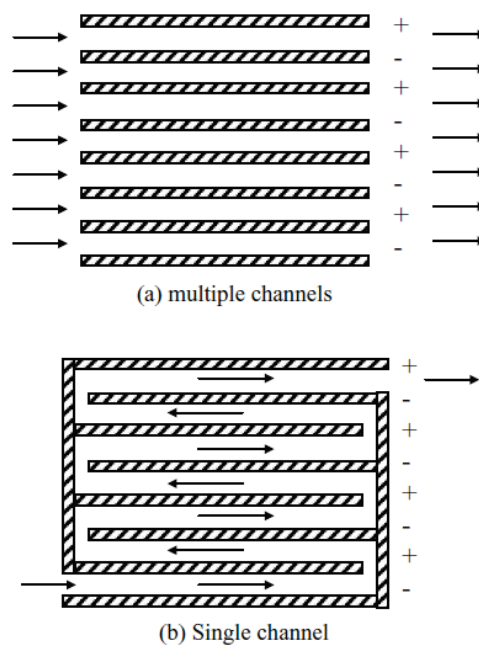
- a) Autolimpieza: la velocidad del flujo provoca una fuerza de arrastre considerable capaz de remover las películas de coloides depositadas en los electrodos.
- b) Mezcla del efluente desestabilizado: la presencia de los gases generados producen corrientes ascendentes y descendentes de la solución, ocasionando una mayor probabilidad de contacto entre los coágulos formados. En algunos casos, esta agitación espontánea puede reemplazar una agitación mecánica externa.
- c) Separación de Fases (clarificado – lodo): este proceso no sólo permite la extracción por sedimentación clásica sino también por flotación, debido a que los flóculos se saturan de gases provenientes del proceso de electrólisis.

Existen muchos tipos de celdas electroquímicas empleadas en el proceso de EC, y pueden clasificarse atendiendo a diferentes criterios como la dirección del flujo de agua residual, el modo de circulación, el tipo de conexión eléctrica y la finalidad de la celda. De esta forma, en función de la dirección del flujo en la celda, los reactores se pueden clasificar en unidades de flujo horizontal y vertical

(ver figura 3.5). Esta disposición puede tener importancia cuando se pretende aprovechar el movimiento provocado por el oxígeno y el hidrógeno, generados en los procesos anódicos y catódicos de oxidación y reducción del agua respectivamente. Además, en función del modo de circulación del agua a tratar entre los electrodos, se pueden encontrar celdas de canales múltiples o bien de un sólo canal (ver figura 3.6). La ventaja de las celdas de canales múltiples se encuentra en la sencillez de su disposición. Sin embargo debido al pequeño caudal de electrolito en cada uno de los canales, esta disposición puede favorecer el fenómeno de pasivación de los electrodos.

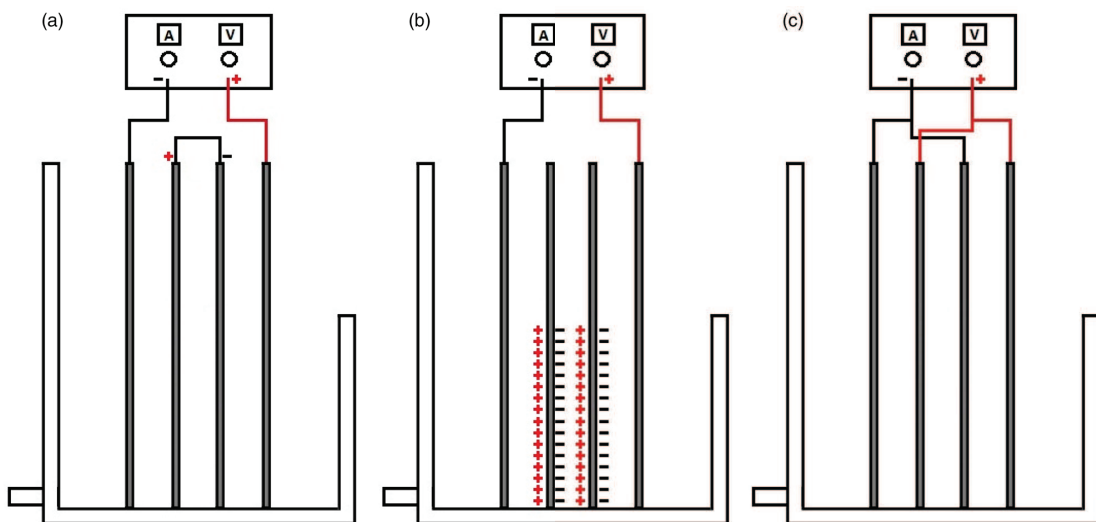


**Figura 3.5:** Clasificación de la celda en función de la dirección del flujo. Fuente: [51]



**Figura 3.6:** Clasificación de las celdas en función del modo de circulación del agua por la presencia de uno o más canales. Fuente: [51]

De acuerdo con el tipo de conexión eléctrica, los electrodos pueden ser clasificados como monopolares, en paralelo o en serie, y bipolares en serie. Un esquema de las conexiones se observa en la figura 3.7. La configuración bipolar trabaja a menor intensidad y mayor voltaje que la monopolar. Las celdas bipolares tienen la ventaja de la sencillez de su disposición, ya que sólo es necesaria la conexión de dos electrodos (electro dos alimentadores), y por tanto el espacio entre los electrodos puede ser más pequeño. Sin embargo, el elevado potencial entre los electrodos alimentadores también origina que una parte de la corriente fluya a través de la disolución causando un bypass de corriente a los electrodos bipolares, y produciendo por tanto pérdidas de corriente, lo que debe ser tenido en cuenta a la hora de prever el efecto sobre la producción y el tiempo de vida de electrodos.



**Figura 3.7:** Configuraciones de conexiones eléctricas: a) Monopolar en serie; b) Bipolar en serie; c) Monopolar en paralelo. Fuente: [52]

## 2. Consideraciones de la EC

Para la evaluación de este proceso es necesario tener en cuenta las características físicas y químicas del agua, la dosis y concentración del coagulante, la corriente aplicada y el tiempo de EC. Los parámetros que definen la cantidad de metal que se libera al sistema son la corriente y el tiempo, por lo cual resulta de gran importancia su medición. Altas densidades de corriente permiten unidades de EC más pequeñas. Sin embargo, cuando se emplean densidades de corriente demasiado elevadas, aumenta el empleo de energía eléctrica para la reacción paralela de generación de oxígeno y también la potencia disipada en forma de calor por efecto Joule. Por tanto, se recomienda el empleo de densidades de corriente inferiores a  $20\text{-}25 \frac{A}{m^2}$  para el eficiente funcionamiento del proceso [51].

En bibliografía se encuentra ampliamente recogida la utilización de los electrodos indistintamente como ánodo y cátodo cuando ambos están compuestos por el mismo material en la celda electroquímica. Esto es posible alternando periódicamente la polaridad entre los polos de la celda y, de esta manera, se evitan problemas durante la operación, como la formación de films de carbonatos en la superficie del cátodo o la pasivación de los ánodos. Como consecuencia de su disolución, los ánodos van desapareciendo conforme transcurre el tratamiento, llegando un momento en el que es necesaria su reposición.

Otro elemento clave a considerar para el diseño de procesos de EC son los procesos que se pretenden que ocurran en él. Puede ser que sólo se busque la dosificación de agente coagulante, o bien puede ser más ambiciosa e incluir el movimiento de contaminantes (electrofloculación), o incluso llegar a favorecer el proceso de flotación mediante la utilización del oxígeno y el hidrógeno generados respectivamente en los ánodos y cátodos de la instalación (electroflotación).

### 3. *Pretratamiento*

Al igual que la CQ, es posible realizar una predecantación del agua antes de su ingreso a la celda electrolítica con el fin de disminuir la cantidad de coagulante necesario para remover turbidez. Su adopción dependerá del espacio disponible y la cantidad de sólidos suspendidos totales (SST) del agua de río.

### 4. *Parámetros energéticos*

En relación a los requerimientos energéticos, resulta necesario definir la corriente de diseño, el voltaje aplicado y el tiempo del proceso. Dichos parámetros son de gran importancia para garantizar una eficiente remoción de los elementos y para conocer el gasto energético que el proceso conlleva. La cantidad de coagulante liberado al sistema de EC se puede obtener mediante la ecuación de Faraday (ecuación 3.1).

$$m = \frac{I * t}{F} * \frac{M}{n} \quad (3.1)$$

Donde:

**m:** masa de la sustancia producida en el electrodo (*g*).

**I:** Corriente eléctrica aplicada (*A*).

**t:** tiempo del proceso (*s*)

**F:** es el valor de la constante de Faraday ( $96500C/mol$ ).

**M:** Masa molar de la sustancia ( $g/mol$ )

**n:** número de valencia de la sustancia como ión en la solución ( $mole^-/mol$ ).

La evaluación del costo juega un importante rol en el tratamiento para potabilizar agua, debido a que las técnicas aplicadas deberían ser evaluadas en relación con su costo-efectividad. El costo involucrado en la EC incluye principalmente al consumo de energía, el consumo del electrodo y, en el caso de ser necesario, la adición de cualquier insumo externo para aumentar la eficiencia de la EC. En general, la energía eléctrica consumida es un factor económico importante y puede ser calculado por la ecuación 3.2.

$$C_{energía} = \frac{U * I * t}{v} \quad (3.2)$$

Donde,

$C_{energía}$ : es la energía eléctrica consumida ( $kWh/m^3$ )

U: Voltaje de la celda (V)

I: Corriente eléctrica aplicada (A)

t: Tiempo del proceso (h)

V: Volumen de la solución ( $m^3$ )

### 3.3.1.3. Comparación Metodologías de Coagulación

#### 1. Técnica

La CQ es uno de los procesos más utilizados en los sistemas de potabilización de agua. Es una técnica ampliamente utilizada a lo largo del mundo, en plantas de gran y pequeña escala, pudiendo ser la causa la independencia de la técnica de la energía eléctrica, si se utiliza la mezcla hidráulica para garantizar la mezcla homogénea del coagulante y la floculación de las partículas. Su funcionamiento y diseño están muy estudiados y se puede encontrar dicha información en muchos libros. En general en las plantas ubicadas cerca de la zona del proyecto, y en particular en el Delta, se utiliza como reactivo químico al sulfato de aluminio, el cual resulta eficiente en la remoción de los sólidos presentes en el agua de río. La EC surge como alternativa a la CQ, en plantas de menor tamaño y descentralizadas, ante problemas de costo, mantenimiento y producción de barro que esta presenta. Varios trabajos publicados en revistas científicas plantean como técnica alternativa, sistemas combinados de electrocoagulación/electroflotación [49] [50]. Ambas técnicas cuentan con casos de aplicación y poseen características distintivas que se indican en la tabla 3.4.

Variable	Electrocoagulación	Coagulación Química
<b>Función</b>	Ocurren diversos mecanismos de remoción en forma simultánea: Coagulación-Floculación - Flotación	Ocurren dos mecanismos de remoción consecutivos: Coagulación-Floculación
<b>Escala</b>	Técnica utilizada en plantas de pequeña escala	Técnica ampliamente utilizada en plantas de potabilización de gran y pequeña escala
<b>Insumos químicos</b>	Adición directa del coagulante (catión metálico) Requiere dosis de coagulante menores	Adición de agente coagulante con su correspondiente contraíón A veces la floculación también requiere de la adición de coadyuvantes.
<b>Calidad de Agua tratada</b>	Mayor eficiencia y número de contaminantes removidos por la diversidad de mecanismos que ocurren	Aumenta la cantidad de sulfatos o cloruros en el agua y por consiguiente la concentración de sólidos disueltos y la conductividad eléctrica del agua
<b>Lodos</b>	Menor	Mayor
<b>Consumo de Energía</b>	Requiere poca energía	Puede requerir bajo consumo energético según el tipo de mezcla realizada. En la mezcla hidráulica no requiere. Gran cantidad de información disponible sobre su funcionamiento, diseño, operación y mantenimiento.
<b>Distribución</b>	Técnica utilizada en algunas plantas	

**Tabla 3.4:** Comparación entre las dos técnicas de coagulación: Coagulación Química y Electrocoagulación.

La forma en que se añade el agente coagulante es una de las principales diferencias, mientras que la CQ utiliza sales que añaden al agente coagulante junto con un contraíón en una única dosificación en cierto volumen, la EC va liberando al agente gradualmente en el tiempo de forma continua. El agente coagulante es liberado directamente al líquido a través de la electrólisis del metal del que está constituido el electrodo. Muchas veces en la etapa posterior a la coagulación, la floculación, requiere también de la adición de coadyuvantes para incrementar el rendimiento del proceso y conseguir flóculos de mayor calidad en la CQ. La EC por su lado, en su celda puede llegar a realizar los procesos en forma simultánea. En el interior de la celda electroquímica, la carga de los coloides facilita su movimiento por el campo eléctrico generado por los electrodos y la generación de gases genera una mezcla suave. Como consecuencia, se favorece el choque entre coloides y por tanto la floculación en el interior de la celda sin necesidad de agitación mecánica. A este proceso se le denomina electrofloculación, y puede conseguir realizar en un reducido espacio los mismos procesos que ocurren en volúmenes muy superiores en los procesos convencionales [48]. Asimismo, los gases generados en los electrodos pueden adherirse a la superficie de los flóculos, disminuyendo la densidad del conjunto y posibilitando su separación por flotación de algunos sólidos contenidos en el agua. A este proceso se le conoce como electroflotación. Es decir, la EC es un tratamiento que involucra tres mecanismos, la coagulación, floculación y flotación de las partículas. Es decir,

que la remoción de las partículas se da a través de la sedimentación de los flocs formados o de la flotación de las partículas más livianas a partir del gas generado en los electrodos. La CQ involucra dos etapas, una etapa de coagulación de tiempos cortos con una mezcla rápida y una segunda etapa de floculación con una mezcla más lenta.

Los flóculos formados en el reactor electroquímico están menos hidratados y tienen menor cantidad de agua ligada, por lo tanto, se compactan con mayor facilidad logrando así un menor volumen. El volumen de lodo producido impacta en los costos del equipamiento, operación, mantenimiento y transporte, requeridos para retirarles la humedad antes de su disposición, además de la propia disposición [53].

## 2. *Producto Obtenido*

Por otro lado, se realizó un análisis sobre la remoción de diversos parámetros por parte de las técnicas que se puede observar en la tabla 3.5. La diferencia entre las tecnologías se presenta en la remoción de amoníaco y nitritos, parámetros que no son removidos por la CQ mientras que por la EC si. En esta última, estos parámetros son removidos por electroreducción en el cátodo, mecanismo que no ocurre en la CQ explicando la diferencia observada.

Una de las características sobresalientes que tiene el proceso de coagulación asistida electroquímicamente, frente al proceso químico, es el incremento del pH que se genera en las cercanías del cátodo, y que puede favorecer la precipitación de iones metálicos contenidos en el agua residual [53], que a su vez pueden quedar adsorbidos sobre los flóculos. Este aumento del pH es compensado por la generación de protones en el ánodo como se observan en las reacciones redox presentadas en la subsección 3.3.1.2, por lo que en el pH final del líquido tratado no se suelen ver grandes cambios. El gradiente de pH generado también favorece la ocurrencia de múltiples reacciones en simultáneo. Como ya se dijo el pH es un parámetro que cumple la normativa, pero es modificado por algunos de los procesos que comprenden al tren de tratamientos como lo es el caso de la EC y la CQ. En el primero, el pH aumenta levemente debido a la generación de hidrógeno molecular que se origina en el cátodo, la cual es compensada por la generación de protones en el ánodo. Mientras que en la CQ, disminuye debido a que el aluminio del coagulante actúa como un ácido consumiendo oxidrilos.

En términos generales, se han obtenido buenas remociones para los parámetros de interés (turbidez y color) para ambas tecnologías aunque, para conseguir un mismo porcentaje de remoción, la dosis requerida de coagulante en la EC es menor como se verá luego.



Parámetros	Electrocoagulación	Coagulación Química
<b>Fisicoquímicos</b>		
Color	✓	✓
pH	Aumenta	Disminuye
Turbidez	✓	✓
TDS	✓	✓
SS	✓	✓
<b>Sustancias Inorgánicas</b>		
Amoníaco	✓	✗
Bromuro	✗	✗
Nitritos	✓	✗
<b>Metales</b>		
Aluminio		
Hierro	✓	✓
<b>Microbiológico</b>		
Bacterias Coliformes Fecales	✓	✓
Esc. Coli	✓	✓
Bacterias Mesófilas	✓	✓

**Tabla 3.5:** Remoción de parámetros que no cumplen la normativa a través de las dos técnicas de coagulación comparadas: electrocoagulación y coagulación química.

### 3. *Ambiental*

El requerimiento de insumos, como los reactivos químicos y de energía eléctrica que cada tecnología conlleva, son importantes en la comparación ambiental de las alternativas. Por un lado, la CQ requiere mayor cantidad de insumos (coagulantes y/o floculantes) y, por lo tanto, de recursos. El agregado de otros insumos conlleva a la posibilidad de contaminación secundaria causada por la adición de sustancias químicas. Por otro lado, la EC requiere menor cantidad de insumos que la CQ para conseguir iguales porcentajes de remoción, generando así una menor cantidad de barros químicos contaminantes a tratar y disponer. Esto último también se debe a que los barros son más compactos al retener menos agua. Sin embargo, la EC requiere además energía eléctrica, factor importante a considerar en la comparación de alternativas. Es decir, que dicha técnica aunque consume menos coagulante y genera menos barros, requiere energía eléctrica.

En función del análisis presentado, se puede decir que ninguna de las técnicas presenta diferencias significativas entre las capacidades de remover los parámetros de interés y el producto obtenido. Sí se observa que la CQ tiene un consumo de energía eléctrica mínimo, mientras que en la EC se observa una disminución en el barro químico producido y, por lo tanto, en el costo económico y ambiental que el mismo conlleva. Se establece que ambas tecnologías son viables desde un punto de vista técnico y ambiental. Sin embargo, según la información presentada hallada en bibliografía, la EC,

en plantas de pequeña escala, revela mejoras respecto la CQ en lo que es generación de barros y problemas de costo y mantenimiento.

A partir de lo presentado se puede pensar que cada tecnología es apropiada en función del objetivo que se plantee. Para plantas de potabilización con un enfoque concentrado o centralizado de prestación del servicio, donde el consumo de coagulante es mayor debido al volumen tratado y la población cubierta es muy amplia, se recomienda pensar en una tecnología como la CQ. En tanto que, en plantas descentralizadas que cubren a una fracción menor de la población cuyo funcionamiento requiere dosis bajas e intermedias de coagulante, más asimilables a las plantas con gestión comunitaria, es posible plantear el empleo de tecnologías alternativas como la EC. Esta diferencia se debe principalmente al costo económico operativo que conlleva el consumo de energía eléctrica y el tratamiento y disposición de lodos.

Por esta razones, se adentrará en esta comparación en el capítulo 4, con el objetivo de poder evaluar cada técnica en el contexto y según las características de cada sistema propuesto. Se considerarán los costos estimados de operación en relación a los insumos, la energía eléctrica y la gestión de lodos.

### **3.3.2. Técnicas de Remoción de Iones**

El deterioro de los cuerpos superficiales, por el aumento de la contaminación y la aparición de nuevos contaminantes, ha llevado a la necesidad de utilizar nuevas tecnologías avanzadas como las de membranas, intercambio iónico, entre otras, debido a que estas permiten obtener agua potable de calidad superior y remover contaminantes que los sistemas de tratamiento convencionales no pueden.

En el caso del agua de río, los procesos convencionales de coagulación-floculación y filtración suelen ser combinados para garantizar la remoción, principalmente de las partículas suspendidas y coloidales, pero presentan bajas eficiencias de remoción para las solubles como ciertos metales pesados y sustancias orgánicas solubles [54]. Por esta razón, se analizarán dos alternativas para la remoción de las sustancias inorgánicas (Amoníaco, Bromato y Nitrito) y metales (Aluminio, Arsénico, Cromo y Hierro), pudiendo incluso remover sustancias microbiológicas, que no cumplen con el límite establecido por la normativa correspondiente. Se analizarán dos procesos, la Ósmosis Inversa y las Resinas de Intercambio Iónico.

### 3.3.2.1. Ósmosis Inversa

La decisión de elegir un proceso de membrana se debe a sus múltiples beneficios económicos como ambientales. Son procesos que generalmente no requieren de la adición de productos químicos agresivos, pueden desarrollarse a temperatura ambiente, forman una barrera prácticamente absoluta al flujo de contaminantes y son especialmente eficientes.

Los procesos de tratamiento por membranas pueden clasificarse por la energía requerida para realizar la separación y por la calidad del agua producida. Cada proceso utiliza distintos tipos de membrana y posee diferentes áreas de aplicación en función del tamaño del contaminante de referencia como se observa en la figura 3.8.

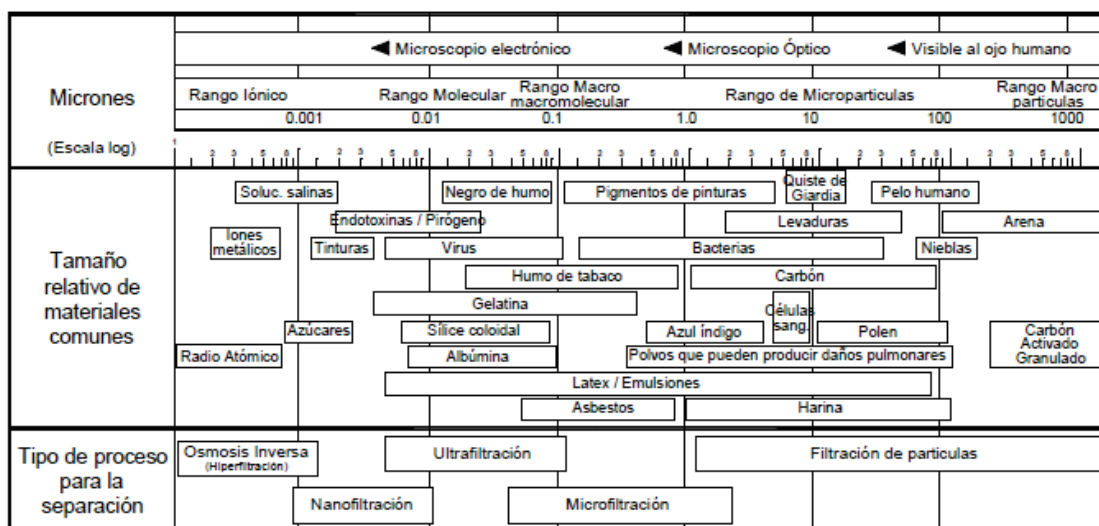


Figura 3.8: Rangos de separación de procesos de membrana. Fuente: ENOHS [43]

La ósmosis inversa (OI) es un proceso que utiliza una membrana semipermeable para remover contaminantes de un líquido. El agua, con diferentes concentraciones de contaminantes, se encuentra de un lado de la membrana y pasa a través de la misma por presión, obteniendo una baja concentración de contaminantes en el permeado.

Como las membranas solamente permiten pasar agua a través de sus poros, reteniendo los iones disueltos, los contaminantes se concentran en una solución salina. Es decir, la membrana separa dos fases una que concentra a los contaminantes (rechazo) y otra fase que es la purificada (permeado). Las partículas separadas son las que poseen diámetros superiores a 0,0001 por lo que puede lograr la remoción de sales, dureza, patógenos, turbidez, color, retención de subproductos de la desinfección y precursores de trihalometanos (THMs), compuestos orgánicos sintéticos, plaguicidas y la mayoría de los contaminantes más comúnmente encontrados en el agua potable. En particular los subproductos de la desinfección, provienen de la reacción entre la

materia orgánica natural del agua y los agentes oxidantes utilizados en el proceso de desinfección, como por ejemplo el cloro.

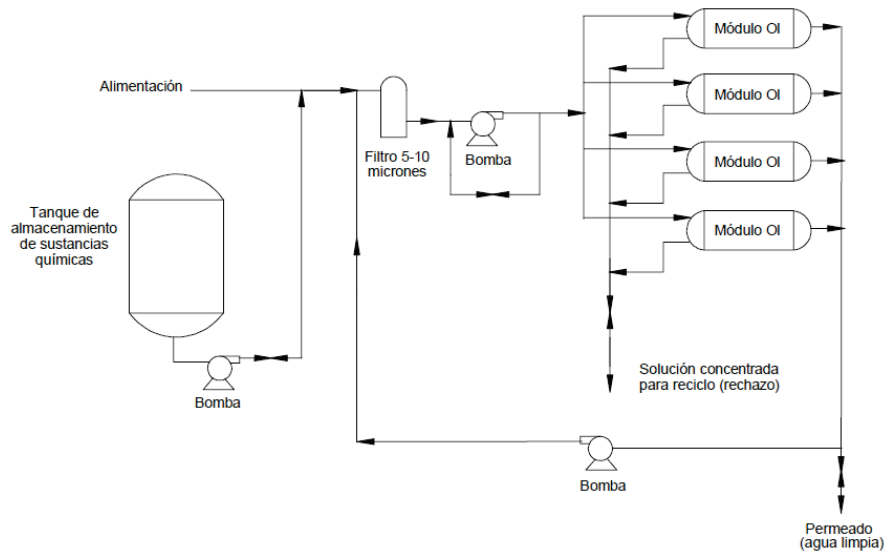
### 1. *Funcionamiento y diseño de la Ósmosis Inversa*

El proceso de OI es el proceso inverso al fenómeno natural de ósmosis, que consiste en el transporte por difusión de un solvente como el agua a través de una membrana semipermeable. La fuerza impulsora que moviliza al agua es el gradiente de concentración del soluto, el cual presenta un sentido inverso al del flujo del agua. Es decir, que el agua se mueve desde una solución menos concentrada hacia una de mayor concentración hasta alcanzar el equilibrio osmótico (incremento de la presión del lado de la solución concentrada). En el caso de la OI sucede lo contrario, es decir, el pasaje de agua a través de la membrana se da desde la solución concentrada hasta la solución diluida. Dicho proceso tiene lugar debido a la aplicación de una presión importante del lado de la solución concentrada (del orden de los 1000 kPa). La presión aplicada debe ser mayor a la presión osmótica de la solución salina para forzar el pasaje del agua a través de la membrana semipermeable, capaz de retener sales y solutos de bajo peso molecular.

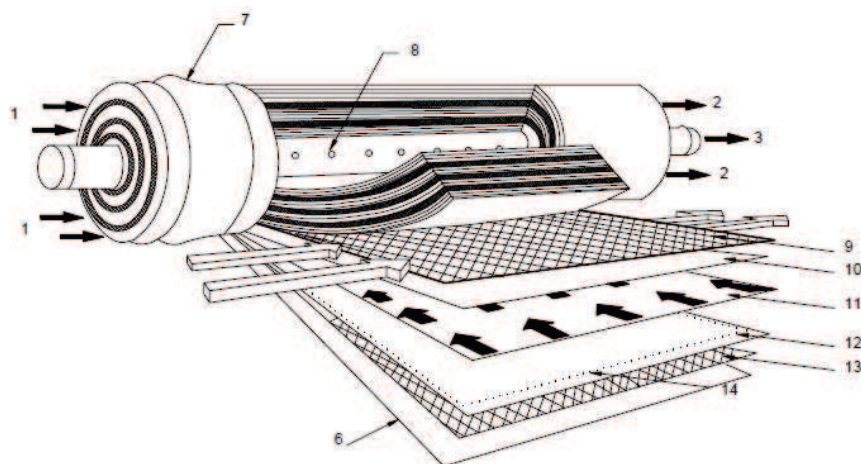
En la figura 3.9 puede observarse un esquema de un sistema por OI, el cual contiene a las membranas y otro tipo de elementos como las estructuras de soporte, puntos de entrada de alimentación, salida de rechazo y extracción de permeado. Las membranas generalmente se fabrican utilizando cuatro tipos de configuraciones: arrollamiento espiral, fibra hueca, tubular y placa y bastidor. La primera será la utilizada por dos razones. Por un lado, permite una mayor transferencia de masa a través de la membrana como consecuencia de una mayor turbulencia generada. Por el otro, se produce un flujo ininterrumpido con el fin de disminuir el efecto de ensuciamiento de la membrana.

Los Módulos Arrollados en Espiral consisten en dos hojas enroscadas en un tubo hueco poroso, encargado de recoger el agua tratada (permeado) como se puede observar en la figura 3.10. Las hojas están constituidas por dos capas integrales y una capa permeable selectiva, que se encuentra situada sobre un espaciador de textura porosa en la parte exterior del arrollamiento. Los polímeros con los que se fabrican las membranas son poliamidas, acetato de celulosa, diacetato de celulosa, etc [55]. El módulo en espiral está encerrado en un recipiente a presión. El flujo de alimentación se da en una dirección axial al tubo poroso y, a medida que pasa a lo largo de los espacios formados por los espaciadores, una parte del flujo pasa a través de la membrana. Desde ahí el agua fluye en espiral

al tubo central y es descargada. En tanto que el rechazo es descargado por el extremo de la lámina porosa corriente abajo del flujo de alimentación.



**Figura 3.9:** Esquema de un sistema de ósmosis inversa. Fuente: ENOHSA [43]



- |   |  |
|---|--|
| 1- Agua bruta                                       | 8- Perforaciones de recogida de permeado |
| 2- Rechazo  | 9- Espaciador                            |
| 3- Salida de permeado                               | 10- Membrana                             |
| 4- Sentido de flujo de agua bruta                   | 11- Colector de permeado                 |
| 5- Sentido de flujo permeado                        | 12- Membrana                             |
| 6- Material de protección                           | 13- Espaciador                           |
| 7- Junta de estanqueidad entre módulo y envolvente. | 14- línea de soldadura de las membranas  |

**Figura 3.10:** Configuración membrana de ósmosis inversa del tipo arrollamiento espiral. Fuente: [56]

## 2. Consideraciones del sistema de Ósmosis Inversa

Las principales consideraciones a tener en cuenta en el diseño de unidades de membrana son:

- Presión de trabajo.

- Requerimientos de pretratamiento.
- Recuperación (relación entre el caudal de agua tratada y el de alimentación).

Resulta importante conocer el agua a tratar con el fin de determinar los contaminantes que se desean remover y conocer posibles elementos que puedan interferir en el proceso. En este sentido, un correcto pretratamiento y su correcta implementación permitirá evitar la incrustación de las membranas, el ensuciamiento y el ataque bacteriano o químico.

La eficiencia de las membranas decrecerá en el tiempo disminuyendo el valor del flujo a medida que las mismas se van compactando y ensuciando, ocasionando un achicamiento de los poros. La velocidad con que se produce la compactación aumenta cuando la presión aplicada y la temperatura del agua de alimentación son mayores. Este fenómeno ocurre en mayor proporción en el primer año de operación y es irreversible.

Luego del proceso de OI se requiere un post tratamiento de remineralización. El mismo consiste en la dosificación de diversos compuestos, por ejemplo leche de cal y dióxido de carbono, para que el agua de salida cumpla con los parámetros aptos para el consumo humano.

### 3. *Pretratamiento*

El uso de tecnologías de membranas requiere el diseño de pretratamientos adecuados a fin de protegerlas y alargar su vida útil. El ensuciamiento de la membrana ocurre por incrustación, deposición coloidal y la presencia de sedimentos en el agua de alimentación (óxidos metálicos, compuestos orgánicos y silicio). En especial, deben removerse la turbidez y los sólidos suspendidos con anterioridad al ingreso del agua al equipo de OI, para evitar que el material quede retenido en la estructura de la membrana causando canalizaciones, mala distribución del líquido y taponamiento de la misma.

En el caso que el agua tenga presencia de compuestos orgánicos inmiscibles, como aceites y grasas, es indispensable mantener el nivel de carbono orgánico total (TOC) en un valor menor a 20 mg/L. Estos compuestos producen una película sobre la superficie de la membrana afectando su calidad y tiempo útil.

Para remover los elementos que pueden disminuir la vida útil de la OI o la eficiencia del sistema (turbidez y sólidos suspendidos), se requiere de una etapa de pretratamiento que contenga sistemas que remuevan dichos parámetros como el agregado de sustancias químicas para fomentar la sedimentación de los sólidos suspendidos coloidales y filtrado para la remoción de las partículas que escaparon de dicho proceso. La presedimentación, coagulación, sedimentación y

filtrado, remueven eficientemente la turbidez y sólidos suspendidos garantizando que no ingresen al sistema de OI.

#### 4. *Residuos*

Los residuos provenientes de los sistemas de OI se denominan rechazo y constituyen un problema importante para todas estas plantas de potabilización, ya que contienen una concentración elevada de sales y parámetros removidos durante el proceso de filtración a través de la membrana.

### 3.3.2.2. **Resinas de Intercambio Iónico**

Las instalaciones de intercambio iónico (II) se utilizan para remover aniones y cationes a través del pasaje de la corriente de agua por un lecho constituido, generalmente por esferas de gel (0,5-1 mm) que son resinas orgánicas sintéticas que tienen la capacidad de intercambiar iones con dicha corriente. Como la reacción es reversible una vez que el lecho se saturó, puede regenerarse. El proceso está completamente desarrollado y se usa ampliamente en el tratamiento de agua potable y la remediación de aguas subterráneas, hasta aplicaciones críticas, propias de las industrias química y electrónica, que requieren calidades de agua muy puras.

Es decir, el tratamiento de agua por II es utilizado con varias finalidades, permitiendo la eliminación de boro (ácido bórico), nitratos, perclorato, metales pesados (Cd, Cr, Fe, Hg, Ni, Pb, Zn), arsenatos, fluoruros, selenatos, dureza, carbonatos y minerales. Algunos contaminantes son difíciles de eliminar con intercambio de iones, debido a una escasa selectividad de las resinas como es el caso del As y Li.

En particular debido a las características del agua previamente comentadas, se buscará remover parámetros inorgánicos y metales.

Existen distintos tipos de resinas para remover diversos compuestos, sin embargo, más tarde o más temprano en todos los casos, se alcanza la saturación de la resina dejando esta de retener los contaminantes que se desean eliminar. Para restituir su capacidad de intercambio, las reacciones desarrolladas deben ser reversibles tal que el material pueda ser regenerado haciendo pasar por ellas sales, álcalis o ácidos específicos. De esta forma, el medio puede ser usado repetidas veces, hasta un agotamiento irreversible de la capacidad de intercambio.

#### 1. *Funcionamiento y diseño de las Resinas de Intercambio Iónico*

Los intercambiadores iónicos pueden emplearse en forma individual, en serie o combinados, para tratar aguas naturales con el fin de hacer adecuado el producto obtenido a los diversos fines. El proceso consta de varios pasos. El primero es la etapa de servicio, en el que las resinas (intercambiadoras de iones) recolectan iones específicos (contaminantes) al entrar en contacto con la corriente acuosa que se desea tratar. La segunda etapa consiste en la regeneración y comienza luego del agotamiento de la resina. En esa etapa la resina agotada se expone al regenerante para restablecer su capacidad de intercambio. La solución tiene una composición concentrada en los iones que originalmente poseía la resina. El tiempo de regeneración se establece buscando el equilibrio entre el flujo y tiempo de contacto necesario de la solución regenerante con la resina. La corriente concentrada en iones se puede recuperar [55]. Por último, se realiza un lavado o enjuague para eliminar el exceso de regenerante que queda en la resina, el cual se realiza en dos pasos a velocidades distintas.

Cuando se utilizan varias resinas en serie, el proceso se suele lograr enviando la solución acuosa a tratar a través de uno o más lechos fijos de intercambiadores. En cambio, en los lechos mixtos o combinados, las resinas se mezclan durante el servicio de la unidad (flujo descendente) y, cuando se lleva a cabo la regeneración, el contralavado con flujo ascendente separa a la resina aniónica (más liviana) de la resina catiónica (más pesada). Esto se puede observar en la figura 3.11. En el interior se construye un distribuidor o colector, entre las dos resinas, tal que se se pueda regenerar por separado sin extraerlas de la columna. Entonces en la regeneración simultánea de las dos resinas, el álcali fluye en sentido descendente por la resina aniónica y el ácido lo hace en sentido ascendente por la catiónica, y ambas se reúnen en el colector. Por medio de la inyección de aire, se efectúa un lavado donde las resinas se vuelven a mezclar. Para lograr una salida de la columna uniforme para la resina, el tanque tiene por lo común una placa plana perforada que sirve como base falsa, cuyas aberturas se cubren por medio de una pantalla que retiene la resina.

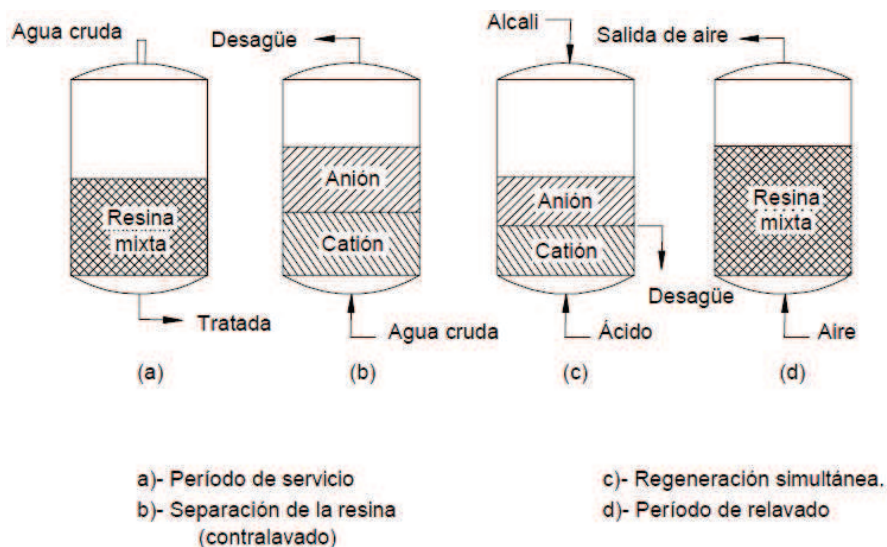
Existen en el mercado resinas de composición diversa con gran capacidad de intercambio, destinadas a diferentes usos como se observa en la figura 3.12. De acuerdo a su funcionamiento específico para remoción de contaminantes, las resinas de intercambio se pueden clasificar en:

#### *Resinas catiónicas fuertes (SAC)*

Se basan en una matriz poliestirénica que lleva grupos funcionales sulfónicos. Sus principales usos son:

- a) Ablandamiento: Retienen calcio y magnesio, y ceden  $\text{Na}^+$ . Se regeneran con cloruro de sodio.





**Figura 3.11:** Intercambio iónico en un lecho mixto. Fuente:[43]



**Figura 3.12:** Ejemplo de resinas de intercambio iónico: resinas capaces de remover boro, nitratos, sulfatos, entre otros elementos contaminantes del agua, para aplicaciones específicas. Fuente: <https://www.vigaflow.com/productos/resinas-de-intercambio-ionico/>

b) Dealcalinización: Retienen calcio, magnesio, sodio y potasio, y ceden  $H^+$ . Se regeneran con ácidos (clorhídrico o sulfúrico). El agua así tratada reemplaza los elementos metálicos de las sales por hidrógeno, por lo tanto adquiere características fuertemente ácidas.

*Resinas catiónicas débiles (WAC)*

Se usan principalmente para dealcalinización y suavización del agua, pero también se pueden aplicar para la eliminación de metales pesados en el tratamiento de agua potable y aguas residuales. A comparación de las resinas fuertes, la dealcalinización la hacen parcialmente (ya que solo se intercambian los cationes existentes en los bicarbonatos o carbonatos, no así con el resto de las sales – sulfatos, nitratos, cloruros, etc.). Todos los productos de resina catiónica de ácido débil tienen una estructura de base poliacrílica. Los

grupos carboxílicos funcionales traen alta eficiencia química, con muy baja demanda de regenerante. Por lo general se suministran en forma  $H^+$ , pero también están disponibles con conversión parcial en forma  $Na^+/Mg^{2+}/Ca^{2+}$ .

#### *Resinas aniónicas fuertes (SBA)*

Existen resinas basadas en una matriz de poliestirénica o poliacrílica con estructuras de gel y macroporosas. Generalmente, las resinas de gel tienen un mayor peso de rotura y ofrecen niveles de actividad más altos (capacidad). Debido a sus poros, las resinas macroporosas tienen una mejor resistencia al desgaste por choques osmóticos, mejor acceso a los sitios activos y una mayor resistencia a la suciedad debido a su gran superficie. Pueden ser usadas como complemento de las catiónicas para desmineralizar agua, intercambiando cloruros, nitratos, sulfatos, sílice, etc. por oxidrilos ( $OH^-$ ). De esta manera, con el hidrógeno que proviene de la resina catiónica se forma agua ( $H_2O$ ). La regeneración se hace con hidróxido de sodio (NaOH) o de potasio (KOH).

#### *Resinas aniónicas débiles (WBA)*

Los aniones base débil son más estables químicamente que los aniones de base fuerte y se utilizan para la eliminación de ácidos minerales, ácidos orgánicos y otros materiales orgánicos. Son altamente resistentes a la suciedad orgánica. Las aplicaciones para resinas de II de aniones de base débil son extensas, mucho más allá del tratamiento de agua industrial convencional. Están disponibles en diversos grupos funcionales como de amina terciaria/amonio cuaternario, amina terciaria pura, amina primaria y poliamina. También se utilizan para eliminar ácidos minerales, previo paso por un intercambio catiónico. Es a menudo precedido también por una resina aniónica fuerte, o tratado en unidades de lechos mezclados. También pueden ser regeneradas con hidróxido de sodio, carbonato de sodio, o amoníaco.

La regeneración de cada resina se realiza por separado. En el caso de la aplicación de resinas aniónicas y catiónicas combinadas, el regenerante primero pasa a través de la resina fuerte, lo que requiere un exceso del mismo, y el que no es consumido por la resina fuerte es generalmente suficiente para regenerar la resina débil sin dosis adicional. La calidad obtenida es la misma que en la disposición simple, pero debido a que las resinas débiles se regeneran prácticamente en consecuencia, el consumo de regenerante es considerablemente menor. Además, las resinas débiles tienen la capacidad de funcionar mejor que las resinas fuertes, por lo que el volumen total de resinas de intercambio de iones se reduce.

## 2. *Consideraciones del sistema de Resinas de Intercambio Iónico*

Las capacidades de las resinas se expresan normalmente en forma de iones separados por unidad de volumen de lecho (por ejemplo, equivalentes/l o equivalentes/m<sup>3</sup> de resina). Las capacidades de intercambio se expresan en función del peso equivalente de CaCO<sub>3</sub>, por unidad de volumen o por unidad de peso del lecho (por ejemplo, kg CaCO<sub>3</sub>/m<sup>3</sup> de resina, kg CaCO<sub>3</sub>/kg de resina).

La regeneración del medio es una operación que debe realizarse cuando su capacidad se ha agotado. Los métodos de aplicación del regenerante, el tipo, concentración, tiempo de contacto y tiempo de enjuague, varían para cada instalación y deberán ser proporcionados por el fabricante. Resulta importante proceder según las recomendaciones del proveedor del equipo para mantener la eficiencia del sistema.

El consumo de regenerante se expresa en unidades de peso por unidad de volumen de lecho (p.e. kg HSO<sub>4</sub>/m<sup>3</sup>) y el grado de capacidad teórica alcanzado (en relación a la de la resina original) depende del peso de regenerante empleado. Muchos resultan ser corrosivos, por lo que requieren materiales especiales para su almacenamiento y precauciones especiales para su manipuleo. Por otro lado, la disposición de los residuos que el proceso de regeneración genera y el agua de enjuague son residuos con características particulares que deberán ser consideradas.

## 3. *Pretratamiento*

El agua que ingrese a este tipo de equipos debe estar libre de sólidos suspendidos que puedan colmatar el lecho. Por esta razón, si el agua que ingresa al intercambiador iónico contiene cierto grado de turbidez, cloro libre o materia orgánica, es importante tener en cuenta que será conveniente someterla a un pretratamiento antes de que entre en contacto con las resinas de intercambio. La remoción de estos parámetros se garantiza con los tratamientos previos de presedimentación, coagulación, sedimentación y filtración.

## 4. *Residuos*

En estos equipos se generan como residuos soluciones salinas de alta concentración conocidas también como salmueras y ácidos, ambas producto de la regeneración. El volumen del residuo puede oscilar entre el 3 y el 10% del agua tratada, ya que estos valores son función de la dureza del agua cruda y de la modalidad de operación de la unidad de intercambio. La composición de los residuos está dada fundamentalmente por la sal regenerante, habitualmente cloruro de sodio (NaCl), y los iones desplazados de la resina de intercambio.

Variables	Ósmosis Inversa	Resinas de Intercambio Iónico
<b>Función</b>	Separación se produce sin la acumulación de productos dentro de la membrana.	Intercambio de iones presentes en una disolución (contaminantes) y los iones de una resina.
<b>Insumos químicos</b>	Requiere de insumos para la remineralización.	Requiere de álcalis y ácido para la regeneración de resinas.
<b>Vida útil</b>	Entre 5 y 8 años con el pretratamiento y mantenimiento adecuado.	Entre 3 y 8 años. Vida útil de resinas: - Aniónicas: 70 a 300 m <sup>3</sup> de agua tratada/l de resina - Catiónicas: 200 a 1500 m <sup>3</sup> de agua tratada/l de resina
<b>Continuidad</b>	Producción continua	Requiere tiempo de regeneración de resinas
<b>Calidad de agua tratada</b>	Constante	Se reduce cerca de la fase de agotamiento de la resina
<b>Consumo eléctrico</b>	Mayor	Menor
<b>Dimensiones</b>	Menores	Mayores
<b>Residuos Líquidos</b>	Rechazo con elevada concentración de contaminantes durante toda la producción.	Efluentes líquidos salinos concentrados en los contaminantes retenidos.

**Tabla 3.6:** Comparación entre las dos técnicas de remoción de iones: ósmosis inversa y resinas de intercambio iónico.

### 3.3.2.3. Comparación Metodologías de Remoción de Iones

#### 1. Técnica

Ambas técnicas presentadas permiten la remoción de diversos parámetros a través de distintas metodologías. La OI produce la separación de los contaminantes haciendo pasar al agua a través y longitudinalmente por unas membranas enrolladas alrededor del tubo colector del agua. Los contaminantes quedan retenidos y concentrados en un efluente líquido denominado rechazo al no poder pasar las membranas por su tamaño. En tanto que en la otra técnica, el intercambio se da entre iones intercambiables de un sólido (resina) y los contaminantes iónicos de un líquido (agua de ingreso). Estas reacciones son específicas y reversibles, lo que permite recuperar el estado original de las resinas haciendo pasar un regenerante concentrado con el ion intercambiable. Cada resina es específica para la remoción de determinados iones. Como se observa en la tabla 3.6, las diferencias en la forma de remoción de estas técnicas se traduce en diferencias en las variables consideradas.

Se observa que las tecnologías presentan diferencias frente a la otra. Por un lado, la OI requiere del agregado de insumos químicos para la remineralización del permeado mientras que las resinas de II requieren de regenerantes. Estos últimos suelen ser ácidos fuertes, soluciones de NaCl en altas concentraciones, entre otros, que generan problemas no sólo en el almacenamiento del insumo al tener que tomar los debidos recaudos sino también en el residuo generado luego de su uso. En tanto, que los insumos de la OI constan de un sólido (hidróxido

cálcico) y un gas,  $CO_2$ , que se dosifican sin generar rechazo líquido, pero su almacenamiento también requiere de algunos recaudos. En lo que respecta a los residuos líquidos, la OI produce un rechazo durante toda la operación que contiene a los parámetros removidos, en tanto que el proceso de II solamente genera residuos durante la regeneración y lavado de las resinas, que también contienen a los parámetros y a otros compuestos que dependen del tipo de regenerante utilizado. Por otro lado, la OI no es específica en la remoción de contaminantes sino que la separación se da en función del tamaño del compuesto, mientras que las resinas permiten la remoción específica de contaminantes en función de la resina utilizada. En este sentido si se requiere remover diversos contaminantes, como es el caso, se requerirán diversos tipos de resinas que garanticen su remoción.

En lo que respecta a la continuidad del proceso, la OI permite una producción constante sin necesidad de parar el tratamiento para regenerar las membranas, como sí lo requieren las resinas al quedar los contaminantes retenidos en las mismas. Por esta razón, estos sistemas deben parar para realizar dicho proceso, por lo que para poder garantizar una continuidad es necesario duplicar los sistemas con objeto de trabajar en alternancia.

En cuanto a la calidad del agua tratada y las dimensiones que suelen ocupar estas tecnologías, la OI posee características que lo sobresalen en comparación con el II al proveer una calidad de agua tratada constante y ocupar un volumen menor. En tanto que si consideramos el consumo energético, en los sistemas de II, se requiere una menor energía al ser necesaria sólo en la etapa de enjuague.

## 2. *Producto Obtenido*

Para poder hacer un análisis en mayor profundidad de estos sistemas se decidió analizar la capacidad de remover los contaminantes que no cumplen con la normativa y costos aproximados de ambas tecnologías.

En la tabla 3.7 se pueden observar los parámetros capaces de remover por las distintas tecnologías. Se puede observar que, la OI es capaz de remover mayores parámetros que el II. En particular, los parámetros de las categorías fisico-químicos y microbiológicos no son removidos por las resinas. Sin embargo, los parámetros de interés a remover por las presentes alternativas comparadas son las sustancias inorgánicas y los metales. En este sentido, el único elemento que no puede ser removido por las resinas es en principio el aluminio. Este es un elemento de gran importancia al ser un posible coagulante a utilizar en el proceso previo de coagulación. Cuando en dicho proceso se utiliza aluminio, parte del aluminio disuelto puede quedar remanente al no ser efectivo el 100 % del coagulante agregado. Es decir, no todo el aluminio liberado funciona como coagulante.

Parámetros	Ósmosis Inversa	Intercambio Iónico
<b>Fisicoquímicos</b>		
Color	✓	✗
pH	Baja	Puede modificarlo
Turbidez	✓	✗
TDS	✓	✗
SS	✓	✗
<b>Sustancias Inorgánicas</b>		
Amoníaco	✓	✓
Bromuro	✓	✓
Nitritos	✓	✓
<b>Metales</b>		
Aluminio	✓	✗
Hierro	✓	✓ (Si <0,3 ppm)
<b>Microbiológico</b>		
Bacterias Coliformes Fecales	✓	✗
Esc. Coli	✓	✗
Bacterias Mesófilas	✓	✗

**Tabla 3.7:** Remoción de parámetros que no cumplen la normativa a través de las dos técnicas de remoción de iones comparadas: ósmosis inversa y resinas de intercambio iónico.

En este sentido, resulta de suma importancia garantizar la efectiva remoción del aluminio residual. Por otro lado, se observa que el hierro para ser removido debe estar en una concentración menor a 0,3 ppm [43]. Si volvemos a la tabla 3.2, podemos observar que el hierro toma valores entre 0,2 y 1,3 ppm, por lo que la mayor cantidad de los valores del rango se encuentra por arriba del valor máximo en el que el II es capaz de removerlo. Es decir, que de elegirse el II como técnica de remoción de iones debería pensarse en otro proceso que garantice la remoción de ambos metales, aluminio y hierro.

### 3. *Ambiental*

En lo que respecta a la comparación ambiental de ambas tecnologías, se puede decir que la principal diferencia es el uso de insumos externos y la generación de un rechazo. Por un lado, las resinas de II tienen una capacidad limitada por lo que deben ser regeneradas. Este proceso requiere del almacenamiento y manipulación de soluciones concentradas ácidas y salinas, lo que conlleva un riesgo para quien lo manipula y para el ambiente. La OI también requiere de insumos destinados a la remineralización, cuyo almacenamiento debe ser considerado. Particularmente el dióxido de carbono debe ser almacenado en un lugar oscuro y ventilado, con el objetivo de evitar su calentamiento y consecuentemente su explosión. Si bien, la OI también requiere de insumos, los mismos son utilizados en su totalidad sin generar residuo líquido alguno. Por otro lado, la OI genera un rechazo constante en la operación que equivale al 13,4% del caudal, el mismo contiene los contaminantes del río (metales y sustancias inorgánicas) concentrados y otros parámetros también removidos. En el caso del II el rechazo generado

durante la regeneración de las resinas contiene a los contaminantes y también a otros compuestos que dependen del regenerante utilizado.

#### 4. *Económica*

A partir de lo presentado, se puede observar que la OI presenta características más favorables respecto a lo técnico, el producto obtenido y lo ambiental frente a II. Si observamos las tecnologías desde un punto de vista técnico, la OI permite remover todos los parámetros de interés (sustancias inorgánicas y metales), en tanto que las Resinas de II no. Remover los metales resulta de importancia para cumplir con la normativa vigente para agua potable debido a los efectos que generan estos compuestos en la salud humana. Garantizarla requeriría de implementar otro sistema, además del II, que sí remueva al hierro y también requeriría de asumir los costos de ese nuevo sistema.

En el caso de optar por la técnica de II sería necesario pensar en un tratamiento previo o posterior que remueva el hierro. Para ver si resulta redituable continuar con el análisis de las resinas de II combinadas con otra técnica, se decidió hacer un análisis económico preliminar sobre ambas alternativas (OI e II).

Ambos sistemas fueron cotizados por una empresa que tiene experiencia en el diseño y operación de estas unidades. En ambas el caudal de salida cubre el caudal demandado de agua potable destinada a la población de la cooperativa.

Los equipos de II suelen ser sistemas muy complejos, por lo que los costos también lo son. La cotización realizada consta de un sistema simple con dos contenedores con resinas aniónicas y catiónicas genéricas, las tuberías de plástico reforzado con fibras (PRF) y PVC, utilizando eductores para proveer al sistema de los productos químicos requeridos (regenerantes), con un panel de control simple e instrumentos mínimos.

El costo del sistema descrito se observa en la tabla 3.8. El costo presentado corresponde al costo de adquisición del equipo, sin considerar los costos de adquisición de los químicos que se utilizan para regenerar las resinas, los cuales se utilizan durante el mantenimiento normal del equipo. Por otro lado, las resinas deben ser reemplazadas cada 3 a 8 años según la intensidad del uso el precio de las mismas varía de  $1071USD/m^3$  a  $3571USD/m^3$ .

El sistema costeadado además es un sistema básico con dos tipos de resinas pero para remover los diversos parámetros (amoníaco, bromuro, nitritos) se requieren distintos tipos por lo que el sistema requeriría una mayor disponibilidad de tanques.

El tratamiento de OI presupuestado presenta una recuperación del caudal del 85% y el caudal de ingreso requerido para un correcto funcionamiento es de

Sistema de Intercambio Iónico		
Cantidad	Descripción	Costo
2	Contenedor de resina aniónica/catiónica	USD \$50000
	Tuberías de PRF y PVC	
1	Eductor para proveer productos químicos	

**Tabla 3.8:** Cotización Sistema de Intercambio Iónico.

Sistema de Ósmosis Inversa		
Cantidad	Descripción	Costo
1	Bomba auxiliar Línea Grundfos Trifásica de 2 Hp para alimentar al equipo de Ósmosis Inversa	USD \$ 16189
1	Equipo Ósmosis Inversa Marca OSMO VIC Modelo OI501-3000 de 3.300 lh	

**Tabla 3.9:** Cotización Sistema Ósmosis Inversa.

3300L/h, por lo que finalmente se obtiene un caudal de agua potable de 2800L/h. El sistema consta de 2 microfiltros de 20" de largo por 4,5" de diámetro marca OSMO Vic Modelo OI 501-3000. El tratamiento está compuesto por una Bomba auxiliar que toma agua del tanque de almacenamiento intermedio entre el filtro y el equipo de OI y de allí alimenta al equipo.

El presupuesto realizado incluye los diversos elementos y equipos necesarios para el funcionamiento como bombas, caudalímetros, sensores de presión, sentido continuo de la calidad del agua. Sin embargo, no se considera el costo de los insumos químicos destinados a la remineralización durante la operación normal. En la tabla 3.9 se presentan un resumen de las características del sistema y el costo del mismo. Es importante tener en cuenta que las membranas deberán ser cambiadas de 5 a 8 años según la intensidad de uso.

Se observa que los sistemas de II conllevan un gran costo debido a los equipos que requiere el almacenamiento y el manejo de los regenerantes, productos químicos peligrosos. Los costos operativos derivados del consumo de reactivos no se consideró para ninguno de los dos sistemas. Por otro lado, se debe considerar el costo asociado a la disposición final o tratamiento de los residuos líquidos peligrosos generados durante el ciclo de trabajo, en particular en la etapa de regeneración. Una frecuencia de regeneración demasiado elevada puede hacer al sistema económicamente inviable.

A razón de lo expuesto previamente, se decidió optar por un sistema de OI por sus ventajas en cuanto a lo ambiental, económico y técnico. Por un lado, el sistema no requiere de un mantenimiento por lo que no resulta necesario parar la operación de la planta o, en el caso de trabajar en alternancia, adquirir otro sistema. Por otro lado, el agua de permeado obtenida no contiene sustancias inorgánicas y metales, aunque requiere de un postratamiento de remineralización. Por último, el rechazo generado



contiene los contaminantes removidos, a diferencia del II que también contiene compuestos provenientes de los regenerante.

En la comparación económica, que no considera ese sistema complementario, se observa que el costo del sistema de II es mayor que el costo de la OI. Por otro lado, la manipulación de sustancias corrosivas, como lo son los regenerantes, conlleva riesgos laborales y requiere de garantizar un espacio para su correcto almacenamiento. Resulta de importancia considerar la gestión elegida y las características del sitio de emplazamiento. En relación a la gestión, no resultaría compatible la gestión comunitaria con el sistema de intercambio dado la complejidad derivada de la manipulación de sustancias peligrosas, frecuente mantenimiento, la mayor área ocupada y el alto costo. Respecto al sitio de emplazamiento, tampoco resultaría acorde dado el requerimiento de insumos (peligrosos) que se requiere para que su funcionamiento sea eficiente. Esto implicaría además un continuo traslado de dichas sustancias y los residuos productos de su uso en embarcaciones, lo que conlleva un riesgo de vuelco en el río. De esta forma se concluye que termina siendo conveniente un sistema de OI.

### **3.4. Conclusiones**

De lo expuesto a lo largo del presente capítulo resulta de importancia señalar que raras veces existe una única solución que pueda aplicarse a todos los casos y que es normal tener híbridos de los modelos. Cada territorio y comunidad tienen singularidades que definen las soluciones viables y sustentables. También el conocimiento técnico permitirá conducir a que dichas soluciones provean a las poblaciones con fuentes de agua segura y potable.

En lo que respecta a las alternativas presentadas, la gestión comunitaria fue elegida frente a la gestión pública debido a las características rurales del sitio y a la forma de organización de la cooperativa. En cuanto a las alternativas presentadas para la remoción de turbidez y color, se continuará el análisis al no poder distinguir *a priori* cuál tecnología presenta ventajas sobre la otra. En tanto que las tecnologías presentadas para la remoción de metales y sustancias inorgánicas, se optó por un sistema de OI que permite la remoción de todos los parámetros que no cumplen con la normativa a costos menores que las resinas de intercambio, y resulta más acorde a las características del territorio y modos de organización.

## Capítulo 4

# Estudio de Alternativas para la Coagulación

A lo largo del presente capítulo se compararán en mayor profundidad las alternativas presentadas para la remoción de los parámetros físicos que no cumplen con la normativa, la electrocoagulación y la coagulación química. Se realizará un diseño de las unidades y un análisis económico de la etapa de operación. También se estudiará el porcentaje de remoción de los diversos parámetros de interés y su cumplimiento con los límites establecidos para agua potable.

### 4.1. Memoria Descriptiva de las Alternativas

El sistema de potabilización comprende varios procesos que garantizan que el agua a la salida cumpla con la normativa del CAA. Se realiza una breve descripción de cada proceso comprendido en la planta:

- Captación: El agua es captada por una toma ubicada en el río y conducida y elevada hasta la primer unidad por acción de una bomba.
- Sedimentación Simple: El agua captada pasa por un primer tratamiento que tiene por objetivo remover, por sedimentación natural, materia inorgánica con tamaños predominantemente mayores a 0,02 mm.
- Técnica de remoción de parámetros físicos: Sistema de Electrocoagulación o Sistema de Coagulación - Flocculación. El objetivo es aumentar el tamaño de las partículas para facilitar su remoción mediante técnicas convencionales de separación sólido-líquido.

- **Sedimentación:** Luego, el agua pasa al tanque de sedimentación donde permanece por un tiempo suficiente tal que los flóculos por su peso caen al fondo, es decir, decantan.
- **Filtro Rápido Descendente:** El agua que sale del tanque de sedimentación pasa por un filtro rápido de arena, que aseguran la remoción de flóculos que hayan escapado del proceso previo. El objetivo es preservar las membranas del sistema de ósmosis inversa y que el agua que ingrese al mismo cuente únicamente con los sólidos disueltos que se van a tratar.
- **Ósmosis Inversa:** Para la remoción de contaminantes remanentes solubles que no fueron eliminados en los procesos anteriores, el agua pasa por un sistema de membranas (OI) que garantiza su remoción y luego del proceso el agua es remineralizada.
- **Desinfección y Almacenamiento:** Se le agrega al agua cloro para desinfectarla y eliminar cualquier tipo de microorganismo.

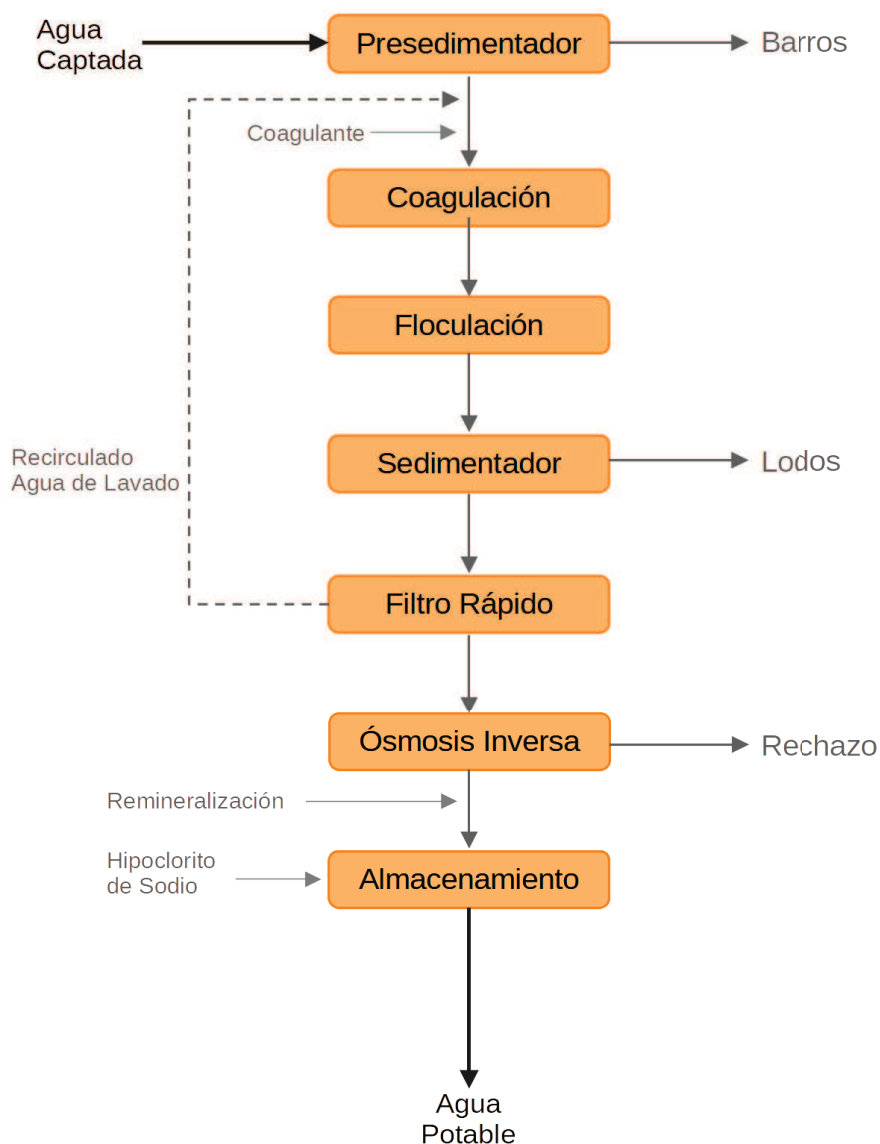
La coagulación, como ya se comentó previamente, es un proceso que consiste en aplicar un agente coagulante para lograr la desestabilización de suspensiones coloidales de partículas sólidas y asimismo la adsorción y precipitación de compuestos en solución, a fin de su remoción por sedimentación, flotación y/o filtración. Estas suspensiones coloidales se observan principalmente en la turbidez, color y sólidos disueltos totales (SDT) del agua. En la siguiente sección se presenta la memoria de cálculo de las dos alternativas planteadas para el tratamiento de los parámetros físicos (turbidez y color).

La alternativa I es una planta que aplica la Coagulación Química (CQ) seguida de Floculación, mientras que la alternativa II es una planta por Electrocoagulación (EC). Ambos procesos de coagulación serán seguidos de un tanque de sedimentación con leves modificaciones. El diagrama de flujo de la planta de ambas alternativas se pueden observar en las figuras 4.1 y 4.2.

## **4.2. Memoria de Cálculo de las Alternativas**

### **4.2.1. Alternativa I**

En la presente alternativa el agua ingresa y se dirige a un pretratamiento de sedimentación simple, seguido de un canal de mezcla rápida donde se inyecta el coagulante.

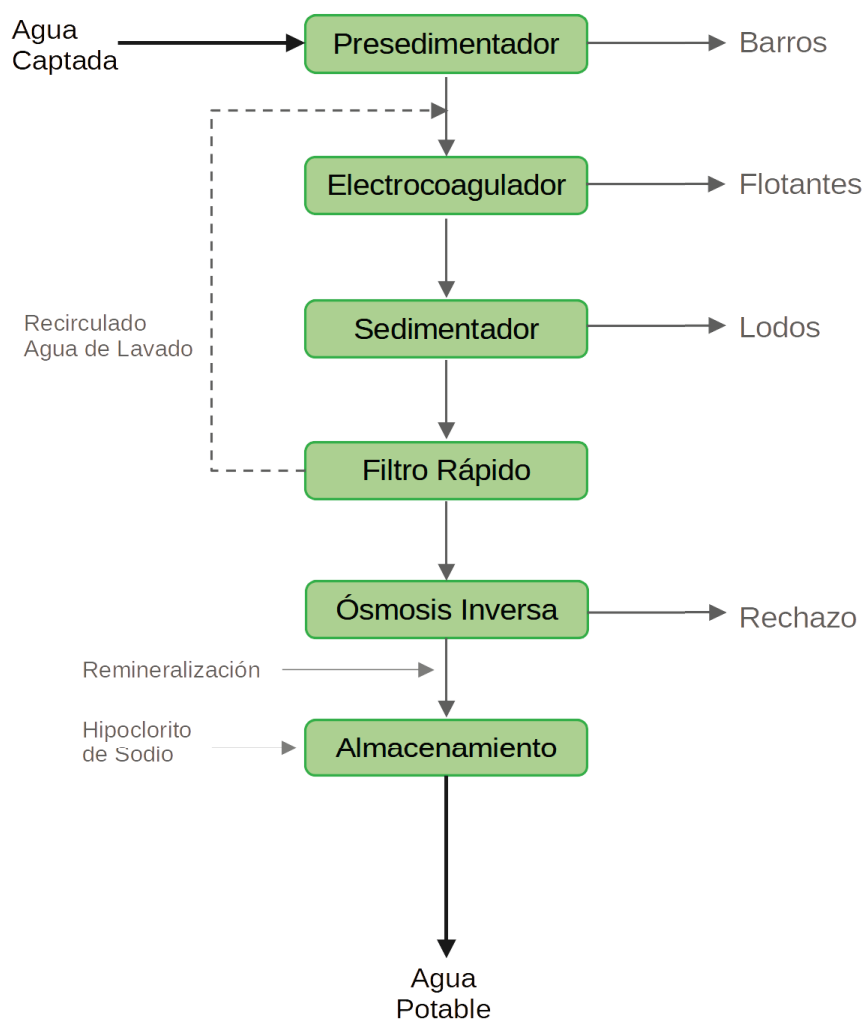


**Figura 4.1:** Diagrama de Flujo de la Alternativa I.

Este hace que la arcilla que contiene el río se agrupe formando partículas de mayor tamaño, en los denominados flocs. Luego el agua continua hacia la Cámara de Floculación, donde se busca aglomerar a las partículas para formar flocs con mayor peso, a fines de reducir el tiempo de sedimentación. Una vez finalizado el proceso de floculación el agua continua el curso por las siguientes unidades: tanque de sedimentación, filtro de arena convencional, sistema de ósmosis inversa y cloración.

#### 4.2.1.1. Cámara de Coagulación y Floculación

La CQ consiste en dos etapas, una primera de mezcla rápida (coagulación) y una segunda de mezcla lenta (floculación).



**Figura 4.2:** Diagrama de Flujo de la Alternativa II.

La coagulación consiste en la disolución e hidrólisis del coagulante en el agua, favoreciendo la desestabilización de las suspensiones coloidales. Mientras que la floculación, mediante una agitación lenta del material coagulado, permite la formación de los floculos. La mezcla rápida y la mezcla lenta son, básicamente procesos de transporte, asociados a la precipitación y unión de partículas primarias. Como fenómenos de transporte, la diferencia entre las dos reside en el tiempo e intensidad de la mezcla, ésta definida por el gradiente de velocidad.

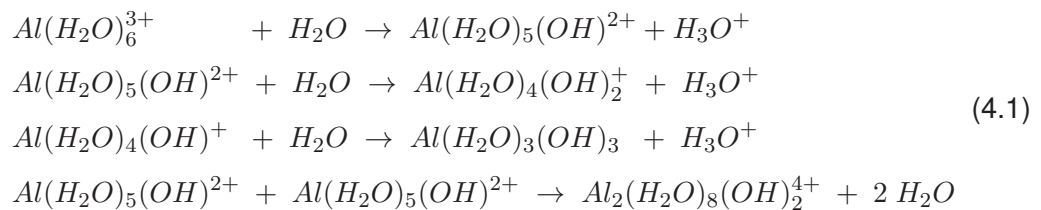
### 1. Canal de Mezcla Rápida del Producto Químico

#### *Fundamento de la Coagulación*

La CQ consiste en un proceso donde se dosifica un producto químico (coagulante) con el fin de desestabilizar las suspensiones coloidales. A partir del análisis realizado en la subsección 4.3, se definió como coagulante a utilizar al sulfato de

aluminio  $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ . El mismo se usará en forma sólida que tiene un 17 % de óxido de aluminio ( $Al_2O_3$ ) y una densidad aparente del orden de  $1000 \text{ kg/m}^3$ . El sulfato de aluminio es una sal derivada de una base débil (hidróxido de aluminio) y de un ácido fuerte (ácido sulfúrico), por lo que sus soluciones acuosas son muy ácidas. Por esta razón, su almacenamiento debe hacerse en un lugar seco, libre de humedad. Es necesario tener en cuenta esta tendencia ácida para la preparación de las soluciones y los empaques para su almacenamiento y emplear materiales de plástico.

La coagulación consta de una primer instancia donde se realiza una mezcla rápida con el fin de dispersar el producto dosificado en el agua, produciendo las reacciones de hidrólisis que se muestran en 4.1. En el agua los cationes metálicos, en este caso  $Al^{3+}$ , provenientes de los coagulantes químicos son hidratados formando complejos hidratados ( $Al(H_2O)_6^{3+}$ ) que se comportan como ácidos débiles. También ocurren otras reacciones.

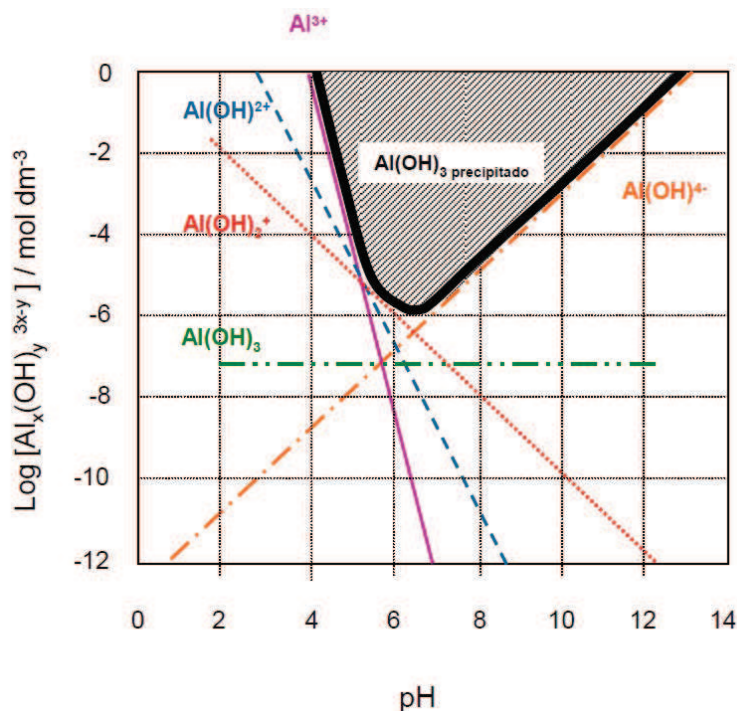


Otros polímeros que, según se cree, están presentes en soluciones acuosas de aluminio son:  $Al_8(OH)_{20}^{4+}$ ,  $Al_7(OH)_{17}^{3+}$ ,  $Al_{13}(OH)_{34}^{5+}$  y  $Al_6(OH)_{15}^{3+}$ .

Si se analiza el comportamiento de la solubilidad del aluminio (figura 4.3) se observa que se encuentra gobernada por el pH. El pH del agua a tratar (7 - 7,4) disminuye como consecuencia del agregado del aluminio que viene de la base débil, alcanzado valores de pH en donde el hidróxido de aluminio, principal coagulante, es la principal especie alcanzándose concentraciones muy pequeñas de especies monoméricas y poliméricas [48]. Entonces, debido al pH y a la concentración de dosis de coagulante utilizada (20 a 65 ppm), el principal mecanismo de remoción es la coagulación por barrido producto del precipitado de hidróxido ( $Al(OH)_3(s)$ ), que físicamente arrastra de la suspensión a las partículas coloidales [57].

#### *Diseño del Canal*

Para fijar los parámetros de diseño, al no poder realizar ensayos de laboratorio con muestras tomadas a lo largo de las distintas estaciones del año y condiciones hidrológicas, se tomaron los criterios para coagulantes metálicos hidrosolubles establecidos por ENOHSA:



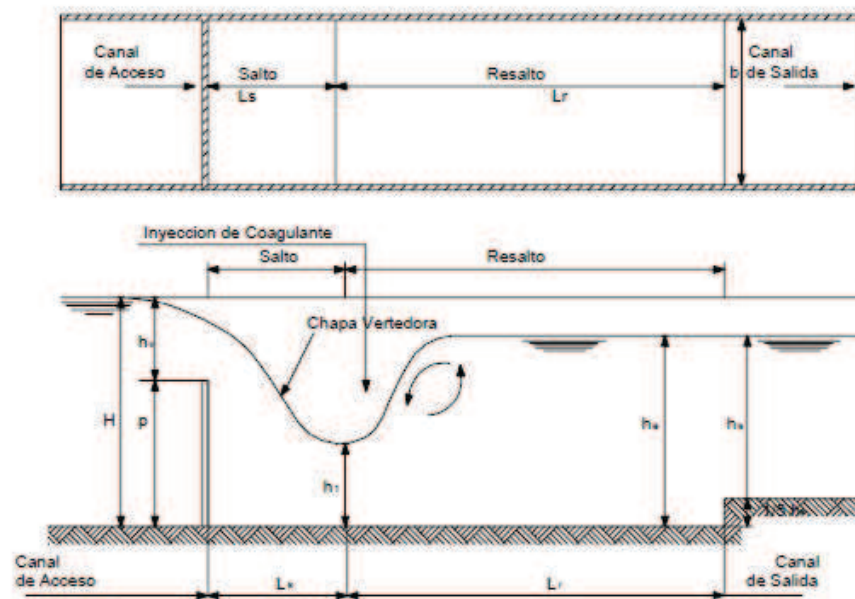
**Figura 4.3:** Diagrama de concentración de especies monoméricas de aluminio en equilibrio con el hidróxido amorfo, en condiciones de fuerza iónica cero y 25 °C. Fuente: [48]

- Tiempo de mezcla: menor a 7 s.
- Gradiente de velocidad  $G$ : entre 300 y 1200  $s^{-1}$ , debiendo evitarse valores entre 1500 y 3600  $s^{-1}$ .
- Energía aplicada: El parámetro  $G * t$  debe estar comprendido entre 300 y 1600.

La dosificación de las sales de aluminio se efectuará en forma constante en el plano de la inyección, mediante chorros separados 10 cm como máximo, a fin de que su dispersión en el agua sea inmediata y uniforme.

La mezcla rápida de la solución de coagulante inyectada consiste en un resalto hidráulico producido por un salto en un vertedero transversal ubicado en el canal de ingreso del agua cruda. En la figura 4.4 se observa un esquema del canal. La mezcla se produce en el canal de ingreso en donde se coloca un vertedero de chapa inatacable, desmontable para permitir sacar las arenas que se acumulan antes de esa chapa. A continuación de la chapa, se produce un salto y luego se dan las condiciones para que se produzca un resalto hidráulico. En el tirante subcrítico de éste se inyecta la solución de sulfato de aluminio.

La mezcla en resalto hidráulico debe cumplir con las siguientes condiciones:



**Figura 4.4:** Inyección de coagulante mediante resalto hidráulico. Fuente: [43].

- El Número de Froude ( $F1$ ) en el inicio hipercrítico del resalto hidráulico debe estar comprendido entre 3 y 9, que corresponde a resalto estable. No debe ser menor ya que corresponde a resalto oscilante, ni superar el valor de 9,0 ya que corresponde a un resalto fuerte y puede provocar roturas en el canal.
- Además, el gradiente de velocidad debe estar comprendida entre 800 y 1000  $s^{-1}$ .

Se adoptaron los siguientes parámetros:

- Ancho constante del canal de sección rectangular ( $b$ ) = 0,1 m
- Altura de la chapa vertedero ( $p$ )=0,2 m

Se calculó el caudal unitario en el canal de ancho  $b$ :

$$q \left( \frac{m^3}{s * m} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{b(m)} \quad (4.2)$$

Conociendo  $q$  y en función de la gravedad ( $g$ ) se calculó el tirante líquido en el canal ( $h_c$ ) con la ecuación 4.3. A partir de  $h_c$  se calculó el tirante subcrítico del resalto con la ecuación 4.4.

$$h_c(m) = \sqrt{\frac{\left( q \left( \frac{m^3}{s * m} \right) \right)^2}{g \left( \frac{m}{s^2} \right)}} \quad (4.3)$$



$$h_1(m) = h_c * \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2,56 + \frac{p(m)}{h_c(m)}}} \quad (4.4)$$

Conociendo el tirante  $h_1$ , se calculó la velocidad en el sector  $h_1$ :

$$U_1 \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{q \left( \frac{m^3}{s*m} \right)}{h_1(m)} \quad (4.5)$$

El número de Froude en  $h_1$  debe variar entre 3 y 9. Se obtuvo un valor dentro del rango ( $F_1 = 4,02$ ) a partir de la siguiente ecuación:

$$F_1 = \frac{U_1 \left( \frac{m}{s} \right)}{\sqrt{g \left( \frac{m}{s^2} \right) * h_1(m)}} \quad (4.6)$$

Para conocer la velocidad en el tirante conjugando  $h_2$  se procedió de la siguiente forma:

$$h_2(m) = \frac{h_1(m)}{2} * \left( \sqrt{1 + 8 * F_1^2} - 1 \right) \quad (4.7)$$

$$U_2 \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{q \left( \frac{m^3}{s*m} \right)}{h_2(m)} \quad (4.8)$$

Luego, se calculó la velocidad promedio ( $U_m$ ) en el resalto a partir de  $U_1$  y  $U_2$ . Según la fórmula de Smetezana, la longitud del resalto ( $L_R$ ) se calculó como:

$$L_R(m) = 6 * (h_2(m) - h_1(m)) \quad (4.9)$$

El tiempo de mezcla ( $t$ ) debe ser menor a 7 s. Para verificar que se cumpla, se calculó a partir de la relación  $L_R/U_m$  y se obtuvo un valor de 0,3 segundos. Otro parámetro que debe ser verificado es el gradiente de velocidad, que para una mezcla sea eficiente, se aconseja entre 800 y 1000  $s^{-1}$ . Para calcularlo primero se obtuvo a la pérdida de carga en el resalto ( $h_p$ ) según fórmula de Belanger:

$$h_p(m) = \frac{(h_2(m) - h_1(m))^3}{4 * h_1(m) * h_2(m)} \quad (4.10)$$

$$G(s^{-1}) = \sqrt{\frac{\gamma \left( \frac{kg}{m^3} \right)}{\mu \left( \frac{kg*s}{m^2} \right)} * \frac{h_p(m)}{t(s)}} \quad (4.11)$$

El gradiente se obtuvo considerando a la densidad del agua ( $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ ) y una viscosidad cinemática para una temperatura de 20°C a partir de la tabla A.2. El gradiente obtenido ( $960 \text{ s}^{-1}$ ) se verifica. Al igual que la relación  $G * t$  que se aproxima a 300.

El tirante del líquido sobre el umbral de vertedero ( $h_v$ ) de longitud  $L=b=0,2 \text{ m}$ , se calculó como:

$$h_v(m) = \left( \frac{q \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s} * \text{m}} \right)}{1,838} \right)^{2/3} \quad (4.12)$$

Y el tirante del líquido aguas arriba del vertedero ( $H_0$ ):

$$H_0(m) = h_v(m) + p(m) \quad (4.13)$$

La velocidad de aproximación al vertedero, se calculó en función del caudal unitario en el canal y el tirante líquido aguas arriba del vertedero:

$$U_0 \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = \frac{q \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s} * \text{m}} \right)}{H_0(m)} \quad (4.14)$$

Se calculó la longitud del salto desde el vertedero hasta el comienzo del resalto hidráulico ( $h_1$ ) según la fórmula de Scimeni-White:

$$L_s(m) = 1,45 * h_v * \left( \frac{p(m)}{h_v(m)} \right)^{0,54} \quad (4.15)$$

Finalmente, se calculó la longitud total del mezclador ( $L$ ) a partir de la suma de la longitud del salto ( $L_s$ ) y la longitud del resalto ( $L_R$ ). Al final del resalto, se diseña en el canal una grada de subida  $a(m) = h_2/6$ . De esta forma, el tirante líquido en el canal de salida resultó ser  $h_s(m) = h_2 - a$  y la velocidad media en este canal:

$$U_s \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = \frac{q \left( \frac{\text{m}^3}{\text{s} * \text{m}} \right)}{h_s(m)} \quad (4.16)$$

La pérdida en la solera del canal ( $i$ ) se calculó en función de el coeficiente de rugosidad de Manning para el concreto ( $n = 0,014$ ), la velocidad media en esa parte del canal ( $U_s$ ) y el radio hidráulico ( $R$ ):

$$i = \left( \frac{n * U_s \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)}{(R(m))^{2/3}} \right)^2 \quad (4.17)$$

$$R(m) = \frac{h_s(m) * b(m)}{2 * h_s(m) + b(m)} \quad (4.18)$$

Todas las variables calculadas y adoptadas se presentan en la tabla 4.3. En todos los casos se cumplieron las verificaciones. Para la altura del canal se adoptó un margen de seguridad del 20 %.

## 2. Cámara de Floculación

### *Fundamento de la Floculación*

La floculación se define como el proceso de unir partículas coaguladas y desestabilizadas para formar mayores masas o flóculos, de modo de posibilitar su separación por sedimentación (ó flotación) y/o filtración del agua tratada.

En los floculadores, los micro-flóculos formados en el proceso de coagulación se aglutinan formando flóculos, los que deben adquirir un tamaño y densidad adecuados al proceso de remoción que sigue, en este caso, clarificación por sedimentación seguida de una filtración. La formación de flóculos depende de la permanencia y de la cantidad de energía aplicada (gradiente de velocidad). Los dispositivos en los que la energía es aplicada mediante mezcla hidráulica se denominan floculadores hidráulicos. Son dispositivos donde se utiliza la energía hidráulica disipada en el flujo del agua a través de un tanque.

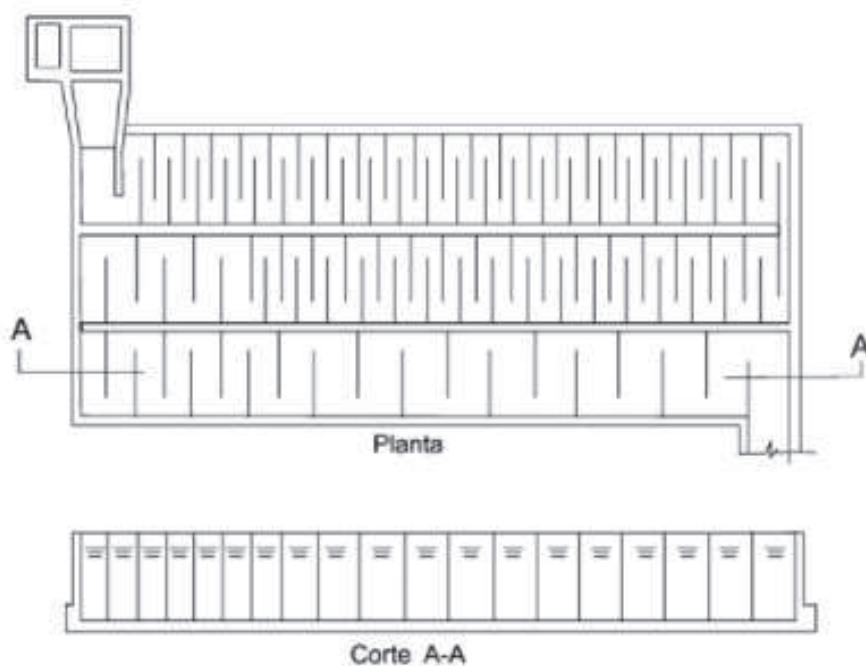
### *Diseño de la Cámara de Floculación*

Se diseñó un floculador hidráulico de potencia. El sentido del flujo será horizontal al ser el caudal menor a 50 L/s [58]. En estos el agua circula con un movimiento de vaivén como se observa en el esquema de la figura 4.5. Como no se pudieron realizar ensayos de laboratorio, se hicieron las siguientes adopciones según lo establecido por ENOHSA para floculadores de potencia:

- Tiempo de floculación ( $t_r$ ): de 20 a 30 minutos.
- Gradiente de velocidad ( $G$ ): entre 10 y 70  $s^{-1}$ , siendo 30  $s^{-1}$  un valor medio.
- Energía aplicada: El parámetro  $GT$  debe estar comprendido entre  $10^4$  y  $10^5$ , con una media de  $5 * 10^4$ , siendo los valores más bajos para aguas de turbidez alta y los más altos para aguas de baja turbidez.

Para un floculador de pantallas (del tipo cámara laberíntica) los parámetros de diseño que se deben cumplir según ENOHSA son:

- La velocidad media de escurrimiento ( $V_i$ ): debe estar comprendida entre 0,3m/s al inicio del floculador y 0,09m/s en el final.
- El número de Camp ( $C_a = G * t_f$ ) es el parámetro más significativo al ser el floculador hidráulico poco sensible a las variaciones de caudales.



**Figura 4.5:** Floculador de pantallas. Fuente: esquema obtenido de [58]

- En los floculadores de flujo horizontal el espacio libre entre el extremo de una pantalla y la pared del canal (donde se produce el giro de 180º) debe ser igual a 1,5 veces la separación entre dos pantallas consecutivas, no debiendo ese espacio ser mayor a la longitud de cada pantalla. En consecuencia la velocidad media de pasaje en el giro ( $V_2(m/s)$ ) será 2/3 de la correspondiente al flujo entre las pantallas.

Para proceder con el diseño se adoptaron tres tramos con diferentes tiempos de retención ( $t_i$ ) y velocidades ( $V_i$ ) como se observa en la tabla 4.1. A partir de los cuales se calculó la longitud de canales ( $l_i$ ) de cada tramo ( $i$ ):

$$l_i = V_i \left( \frac{m}{s} \right) * t_i (min) * 60 \tag{4.19}$$

Cámara de Floculación		
Tramo (i)	Tiempo de retención (min)	Velocidad (m/s)
1	9	0,13
2	6	0,11
3	5	0,09

**Tabla 4.1:** Tiempos de retención y velocidades adoptados para cada tramo de la cámara de floculación hidráulica de flujo horizontal.

Conociendo la velocidad y el caudal, se calculó la sección de canales en cada tramo ( $A_i$ ):

$$A_i = \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{V_i \left( \frac{m}{s} \right)} \quad (4.20)$$

Se adoptó una altura de agua en la unidad ( $H$ ) de 0,5 m, a partir de la cual se calculó el ancho de canales, distinto para cada tramo:

$$a_i = \frac{A_i(m^2)}{H(m)} \quad (4.21)$$

Como se comentó previamente, el espacio libre entre el extremo de una pantalla y la pared del canal ( $d_i$ ) debe ser igual a 1,5 veces la separación entre dos pantallas consecutivas. Por lo que:

$$d_i(m) = 1,5 * a_i(m) \quad (4.22)$$

El ancho útil de la pantalla ( $b$ ) adoptado fue de 0,6 m. Luego se calculó el ancho del floculador ( $B$ ):

$$B(m) = 3 * b(m) + d_i(m) \quad (4.23)$$

Conociendo la longitud de canales y dividiéndola por el ancho del floculador se obtuvo el número de canales para cada tramo ( $N_i$ ).

Las pantallas tendrán un espesor ( $e$ ) de 0,006 m. Finalmente se calculó la longitud de cada tramo:

$$L_i(m) = N_i * a_i(m) + (N_i - 1) * e(m) \quad (4.24)$$

Debido a la fricción con el suelo, las paredes y pantallas, se produce una pérdida de carga total ( $h_{fi}$ ), que es la suma de la pérdida de cargas que se produce por las vueltas ( $h_{1i}$ ) y la que se produce en los canales ( $h_{2i}$ ) de cada tramo. Las mismas se calcularon a través de las siguientes ecuaciones:

$$h_{1i}(m) = \frac{K * \left( V_i \left( \frac{m}{s} \right) \right)^2 * (N_i - 1)}{2 * g \left( \frac{m}{s^2} \right)} \quad (4.25)$$

Donde,  $g$  es la gravedad y  $K$  es el coeficiente de pérdida de carga. Se asumió un  $K = 2$ .

$$h_{2i}(m) = \frac{N * \left( V_i \left( \frac{m}{s} \right) \right)^2}{(r(m))^{2/3}} * l_i(m) \quad (4.26)$$

Donde,  $N$  es el coeficiente de rugosidad de Manning para el concreto (0,014) y  $r$  el radio hidráulico calculado como el cociente del área mojada ( $A_i$ ) y el perímetro mojado ( $P_i$ ). El perímetro mojado se calculó conociendo la altura del agua y el ancho del canal.

Por último, se verificó el gradiente de velocidad ( $G$ ) y la energía aplicada o número de Camp ( $G_i * t_i$ ):

$$G_i(s^{-1}) = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} * \sqrt{\frac{h_{fi}(m)}{t_i(s)}} \quad (4.27)$$

Donde,  $\gamma$  es la velocidad cinemática en  $m^2/s$  y  $\mu$  es la viscosidad dinámica ( $m^2/s$ ) del agua a 20°C, ambas obtenidas a partir de la tabla A.1.

Todas las variables calculadas y adoptadas se presentan en la tabla . En la tabla A.1 se pueden observar los valores junto con los rangos de valores que deben verificar. En todos los casos se cumplieron las verificaciones. Para esta unidad también se adoptó un margen de seguridad del 20 % para la altura de las pantallas, mientras que para la altura de las paredes se adoptó un margen del 44 %.

Resulta de importancia considerar que el fondo de la unidad debe tener una pendiente igual a la pérdida de carga para que la altura y el gradiente de velocidad permanezca constante en todo el tramo.

### 3. Tanque de Sedimentación

Las partículas floculentas, producto de los procesos previos, serán removidas mediante sedimentación. Estas unidades permiten la clarificación del líquido y pueden distinguirse dentro de las convencionales las de: flujo horizontal, vertical ascendente y de flujo inclinado. En este caso, se optó por un sedimentador convencional de flujo horizontal. En la subsección 5.2.4 se explica detalladamente los fundamentos del sistema y cómo se procedió en cuanto a su diseño.

Se presenta en la tabla 4.5 un resumen de los parámetros de diseño del tanque de sedimentación luego del proceso de coagulación-floculación con sulfato de aluminio.

En la CQ se estimó una generación de barro 5,5 ml/L para dosis de sulfato de 20 mg/L y 17,9 ml/L para dosis de 65 mg/L, promediando diversos datos obtenidos de la literatura donde se establecen producciones de lodo de 30 ml/L para dosis de 360 mg/L de sulfato [53] y de 87 ml/L para dosis de 70 ppm. Conociendo el volumen producido y multiplicándolo por el caudal de agua tratada se conoció el volumen de lodos o espuma generados en un determinado tiempo que se puede observar en la tabla 4.5.

#### 4.2.1.2. Remoción de la Alternativa I

La combinación del proceso de coagulación, floculación y sedimentación permite la remoción de la turbidez inorgánica y orgánica, sólidos suspendidos que no son susceptibles a sedimentarse rápidamente y la remoción de color proveniente de los orgánicos e inorgánicos en suspensión. El objetivo es que las eficiencias del tratamiento permitan la remoción del color, la turbidez y sólidos suspendidos tal que cumplan con la normativa.

El sistema completo permite alcanzar eficiencias de remoción, expuestas en la tabla 4.2, que permitieron aproximar las características del agua de salida. Los porcentajes fueron obtenidos de bibliografía considerando el tipo de coagulante y dosis utilizada [59] [57]. En casi todos los casos se alcanzaron valores que se encuentran por debajo de los máximos establecidos en la normativa. El color, para los valores máximos del rango, no cumple con la normativa, sin embargo el color remanente puede provenir de los orgánicos disueltos, no removidos en el proceso de CQ. En el caso que el color corresponda a los orgánicos suspendidos, la filtración rápida garantizará su remoción. Mientras que en el caso de los disueltos, la ósmosis inversa permitirá su remoción.

	Turbidez (NTU)	Color (Pt-Co)	SDT (ppm)
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	80 – 99,5	80 – 90	60 – 99
<b>Inicial</b>	15 – 267	4,1-60,3	88 – 129
<b>Final</b>	3 – 1,335	0,82 – 6,03	2,76 – 0,07

**Tabla 4.2:** Turbidez, Color y Sólidos Disueltos Totales (SDT) de entrada y salida al sistema de Coagulación - Floculación - Sedimentación en función de los porcentajes de remoción obtenidos.

#### 4.2.1.3. Resumen del Diseño

En las tablas 4.3, 4.4 y 4.5 se presentan un resumen de los parámetros de diseño obtenidos para el dimensionamiento del canal de Coagulación, la cámara de Floculación y el tanque de Sedimentación.

Cámara de Floculación					
Parámetro	Unidad	Valores de Diseño			
		Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Total
Tiempo de retención tramo $i$ ( $t_i$ )	min	9	6	5	20
Velocidad en el tramo $i$ ( $V_i$ )	m/s	0,13	0,11	0,09	
Ancho de canales del tramo $i$ ( $a_i$ )	m	0,013	0,016	0,02	
Ancho de vueltas del tramo $i$ ( $d_i$ )	m	0,03	0,03	0,03	
Ancho del floculador ( $B$ )	m				1,83
Número de canales en el tramo $i$ ( $N_i$ )	unidades	39	22	15	
Altura de agua en la unidad ( $H$ )	m				0,5
Altura de la unidad	m				0,72
Altura de pantallas	m				0,6
Ancho de pantalla ( $b'$ )	m				1,8
Espesor de pantallas ( $e$ )	m				0,006
Longitud del tramo $i$ ( $L_i$ )	m	0,75	0,48	0,28	1,51
Gradiente de velocidad en el tramo $i$ ( $G_i$ )	s <sup>-1</sup>	66	50	35	
Pérdida de carga total en el tramo $i$ ( $h_{fi}$ )	m	0,24	0,09	0,04	0,37

**Tabla 4.4:** Parámetros de diseño en la Cámara de Floculación de un Floculador Hidráulico de Pantallas con Flujo Horizontal.

Canal de Mezcla Rápida		
Parámetro de Diseño	Unidad	Valor
<b>Canal de Acceso</b>		
Caudal de Entrada ( $Q$ )	$m^3/h$	3,12
Caudal Unitario en el canal ( $q$ )	$m^3/(s * m)$	0,0087
Ancho constante del canal ( $b$ )	m	0,1
Altura del canal ( $b$ )	m	0,28
Altura del vertedero ( $p$ )	m	0,2
Ancho del vertedero ( $L = b$ )	m	0,1
Tirante líquido sobre el vertedero ( $h_v$ )	mm	28
<b>Salto y Resalto</b>		
Longitud del Salto ( $L_S$ )	m	0,12
Tirante subcrítico del resalto ( $h_1$ )	m	0,008
Tirante líquido del resalto ( $h_2$ )	m	0,04
Longitud del resalto ( $L_R$ )	m	0,2
Tiempo de mezcla ( $t$ )	s	0,3
Gradiente de velocidad ( $G$ )	$s^{-1}$	960
<b>Canal de Salida</b>		
Grada de subida ( $a$ )	m	0,007
Tirante líquido en el canal de salida ( $h_s$ )	mm	34

**Tabla 4.3:** Parámetros de diseño del Canal de Mezcla Rápida con Vertedero Transversal.



Parámetro de Diseño	Unidad	Valor
<b>Zona de Sedimentación</b>		
Velocidad de Sedimentación ( $U_s$ )	$m^3/(m^2 * d)$	8
Velocidad de escurrimiento longitudinal ( $U_{em}$ )	cm/s	0,07
Tiempo de Permanencia ( $t_s$ )	h	2
Longitud Zona Sedimentación ( $L_d$ )	m	5,3
Ancho Zona Sedimentación ( $B_d$ )	m	1,77
Altura Zona Sedimentación ( $H_u$ )	m	0,71
Altura sobre boca de desagüe ( $H'$ )	m	0,82
<b>Zona de Entrada y Salida</b>		
<i>Vertedero de Descarga Libre</i>		
Longitud de Vertedero ( $B$ )	m	1,77
Altura del agua sobre vertedero ( $H_2$ )	mm	5
Carga hidráulica sobre vertedero ( $q_v$ )	L/(m*s)	0,5
<i>Canales de entrada y salida</i>		
Ancho del canal ( $b_c$ )	m	0,1
Altura del agua máxima ( $h_{om}$ )	m	0,034
Altura del canal total ( $h_c$ )	m	0,084
Longitud del canal ( $L_c = B$ )	m	0,7
Pendiente canal Salida ( $h_c$ )	‰	3
<i>Pantalla Difusora</i>		
Longitud a Pantalla Difusora ( $L_2$ )	m	0,6
Velocidad Orificios ( $V_O$ )	m/s	0,15
Diámetro Orificio ( $d_o$ )	cm	3
Número de orificios (n)		8
Número de filas		2
Espacio entre filas ( $a_1$ )	m	0,4
Número de columnas		4
Espacio entre columnas ( $a_2$ )	m	0,33
<b>Zona de Recolección de Lodos</b>		
Pendiente ( $i$ )	%	16,7
Diámetro Conducto Descarga ( $d_{dp}$ )	m	0,15
Tiempo de Vaciado ( $t_d$ )	min	5,49
Barro producido	$m^3/d$	0,12 - 0,37

**Tabla 4.5:** Parámetros de diseño del Sedimentador de Flujo Horizontal luego del proceso de Coagulación-Floculación con Sulfato de Aluminio.

En la figura 4.6 se presenta un esquema completo de la Alternativa I considerando el diseño realizado.

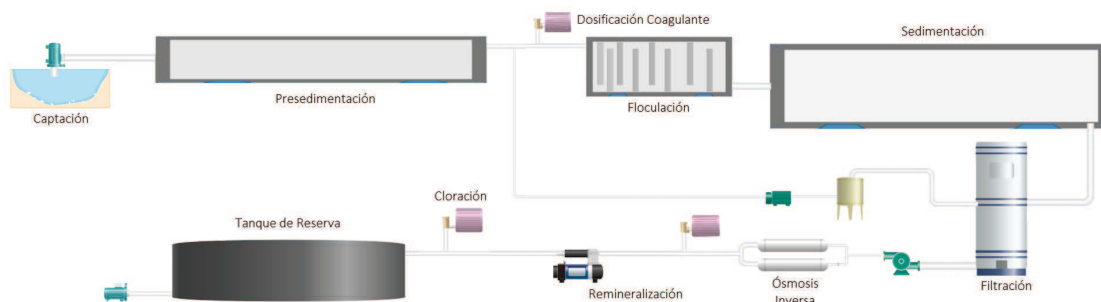


Figura 4.6: Esquema de la Alternativa I.

## 4.2.2. Alternativa II

En la presente alternativa el agua ingresa y se dirige a un pretratamiento de sedimentación simple, seguido de una cámara de EC en la que se distinguen distintas zonas. En la primer zona, se libera de manera continua al coagulante y gases que permiten por un lado, la flotación de las partículas más livianas y, por el otro, la mezcla del líquido. El agua continúa hacia una zona donde se remueven los flotantes, seguida de un tanque de sedimentación. Luego de la sedimentación, el proceso continua por las mismas unidades: filtro de arena convencional, sistema de ósmosis inversa y cámara de desinfección.

### 4.2.2.1. Cámara de Electrocoagulación

#### *Fundamento de la Electrocoagulación*

La EC permite la ocurrencia de tres procesos simultáneos: electrocoagulación - electrofloculación - electroflotación. A diferencia de la CQ, el proceso ocurre en una única etapa en la que se produce la liberación del coagulante, la mezcla producto de la liberación de gases y la flotación de las partículas más livianas.

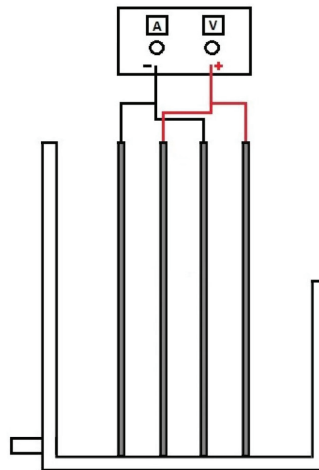
El proceso y las reacciones principales que ocurren en el interior del mismo, fueron explicadas en la subsección de Coagulación Electroquímica 3.3.1.2. Sin embargo vale aclarar que, al igual que en la CQ, los cationes de aluminio ( $Al^{3+}$ ) en el agua forman complejos hidratados que se comportan como ácidos débiles, ocurriendo las reacciones mostradas en la ecuación 4.1.

En lo que respecta al comportamiento de la solubilidad del aluminio el mismo se ve definido por el pH. Se observa que la zona del pH del agua a tratar (7 - 7,4) comprende la zona donde el hidróxido es la principal especie. Considerando el pH y la dosis de coagulante utilizada (1 a 18 ppm Al), se establece que el mecanismo principal de

remoción también resulta ser la coagulación por barrido producto del precipitado de hidróxido [57].

#### *Diseño de la Cámara de EC*

Existen varios tipos de arreglos en lo que respecta a las cámaras de EC. En cuanto a las conexiones eléctricas entre los electrodos y la fuente de alimentación pueden distinguirse tres configuraciones diferentes: Monopolar en Serie, Bipolar en Serie y Monopolar en paralelo. Se optó por un arreglo monopolar en paralelo (ver figura 4.7), con el objetivo de minimizar las pérdidas de corriente. Por otro lado, en la configuración en paralelo el voltaje aplicado a cada electrodo es el mismo y la corriente total es la suma de las corrientes a través de cada uno, al contrario de lo que sucede en la configuración en serie. Como la variable que define el aluminio liberado es la corriente, se prosiguió a elegir el circuito en paralelo.

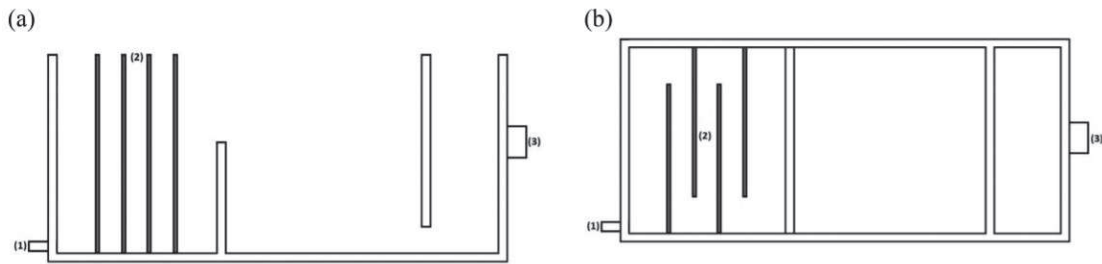


**Figura 4.7:** Configuración de conexión eléctrica elegida: Electrodo monopolar en conexión paralela. Fuente: [52]

#### 1. Primer compartimiento

La dosificación del aluminio se efectuará en forma continua en la unidad de EC. La unidad consta de tres compartimientos, el primero contiene los electrodos por donde ingresa el agua. Un segundo compartimiento que recibe el agua del primero y permite la remoción de los flotantes. Este se conecta con el tercer, y último, compartimiento que es el que permite la salida del líquido evitando que las espumas salgan de la unidad. Un esquema similar al de la unidad puede observarse en la figura 4.8.

La disposición de los electrodos genera un patrón tal que obliga al agua a aumentar su recorrido, funcionando de similar forma que las cámaras laberínticas. En dicha configuración, el agua se mueve por diferentes polaridades de los electrodos. El espacio que se mantuvo entre los electrodos fue constante.



**Figura 4.8:** Representación esquemática de la configuración del sistema continuo de electrocoagulación. Fuente: [60]

La ecuación 4.28 permite conocer la corriente que se debe aplicar en un tanque de flujo continuo:

$$C_{Al} = \frac{I * M_{Al}}{F * n * q} * 1000 \quad (4.28)$$

Donde  $C_{Al}$  es la concentración de aluminio ( $mg/L$ ),  $I$  es la intensidad de corriente aplicada ( $A$ ),  $M_{Al}$  es el peso atómico del aluminio ( $26,98 g Al/mol Al$ ),  $F$  es la constante de Faraday ( $96500C/mol$ ),  $n$  corresponde al número de valencia de la sustancia como ión en la solución ( $3 mol e^-/mol Al$ ) y  $q$  es el caudal volumétrico del electrolito ( $L/s$ ).

Reordenando y considerando la disposición de los electrodos queda:

$$C_{Al} = \frac{I(A) * m_{Al} \left(\frac{g}{C}\right) * N_A}{Q \left(\frac{L}{s}\right)} * 1000 \quad (4.29)$$

Donde:

$I$  es la corriente aplicada

$m_{Al}$  es el equivalente electroquímico del aluminio:

$$m_{Al} = \frac{M \left(\frac{g}{mol}\right)}{F \left(\frac{C}{mol}\right) * n(mol)} \quad (4.30)$$

$N_A$  es el número de ánodos en la celda

El número de ánodos corresponde a la mitad del número de electrodos totales. Para el cálculo del número total se diseñó la celda de similar forma que la cámara de floculación de flujo horizontal. En este caso, se buscará minimizar la corriente a aplicar manteniendo un gradiente medio acorde a los rangos establecidos para la coagulación y floculación. A diferencia de la CQ, la mezcla será promovida además por los gases generados en el cátodo principalmente.

El tiempo de retención ( $t_1$ ) adoptado es de 3 minutos y la velocidad del flujo de  $0,09m/s$  según lo establecido en bibliografía [61]. Dicho tiempo garantiza que los sólidos susceptibles a ser removidos por flotación no asciendan a la superficie en el primer tramo.

En primer lugar, se calculó la longitud de canales ( $l$ ) y la sección del canal ( $A$ ) con las ecuaciones 4.19 y 4.20 respectivamente. Para esta unidad también se estableció como criterio que el ancho de las vueltas ( $d$ ) debe ser  $1,5 * A$ .

Se adoptó como ancho útil de pantalla ( $b$ ) un valor de 0,5 m y estableciendo un factor igual a 2 se calculó el ancho de la cámara ( $B$ ) garantizando que los electrodos se crucen como mínimo en un tercio de su longitud:

$$B(m) = 2 * b(m) + d(m) \quad (4.31)$$

Conociendo la longitud de canales y dividiéndola por el ancho del floculador se obtuvo el número de canales ( $N$ ) que resultó ser 16.

Se eligió un espesor de placas de 0,5 cm disponible en el mercado y utilizando la ecuación 4.24 se calculó la longitud de este primer compartimiento.

Como consecuencia de la fricción con el suelo, las paredes y los electrodos, se produce una pérdida de carga total que se calculó en función de la suma de las pérdidas de carga producto de los canales ( $h_1$ ) y producto de las vueltas ( $h_2$ ) con las ecuaciones y respectivamente. Para el coeficiente de Manning se adoptó un valor de 0,009 que corresponde a un valor medio entre la rugosidad del concreto y el aluminio.

#### *Cálculo de Corriente*

El número total de electrodos resultó ser 16, de los cuales la mitad son ánodos y la otra mitad son cátodos. Los primeros son los que liberan aluminio y, por lo tanto, los que se consideran para el cálculo de la corriente que se debe aplicar. Con la ecuación 4.30 se obtuvo, para ambas dosis de aluminio (1 a 18 ppm  $Al^{3+}$ ), la corriente mínima y máxima necesaria (1,2 a 21 A).

## **2. Segundo Compartimiento**

En este compartimiento se acumularán los flotantes por lo que contará con un barredor superficial para removerlos.

Con el fin de evitar la circulación de sólidos que puedan ser removidos por flotación se ubicó un tabique de 0,4 m de alto, ancho igual a la cámara y espesor de 5 cm, inclinado a  $60^\circ$  respecto a la horizontal. Esto se adopta ya que debe procurarse que al pasar el agua hacia la zona de flotación, no se rompan los aglomerados flóculos-burbuja generados en la zona previa.

Para fomentar la flotación se adoptó un tiempo de retención de 15 minutos según lo establecido en bibliografía [60]. En función del caudal y el tiempo de retención se calculó el volumen total de este segundo compartimento. Conociendo el ancho de la cámara ( $B$ ) y la altura del agua ( $H$ ), se calculó la longitud ( $L_2$ ) de la siguiente manera:

$$V_2(m^3) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{min} \right)}{B(m) * H(m)} \quad (4.32)$$

En esta unidad la velocidad del flujo será de 0,12 cm/s que se calculó a partir del cociente del caudal con el área transversal.

### 3. Tercer Compartimiento

Para evitar que los sólidos flotantes salgan de la unidad se colocó una cámara de separación que coleccionará los sólidos flotantes mediante un barredor superficial. La misma ocupa el ancho de la cámara y se ubica a 0,4 m del fondo y tiene un ancho de 0,2 m.

La salida se produce por vertedero de descarga libre mediante un canal de acceso y un canal de salida a la unidad. El largo del canal de entrada y salida ( $L_c$ ) tiene una forma rectangular y ocupa todo el ancho de la unidad, es decir:  $L_c = B_d$ . Con el objetivo de evitar deteriorar la eficiencia del decantador, el ancho del canal de salida debe ocupar como máximo el 20% de la longitud del decantador. La canaleta de entrada y recolección fueron diseñadas a partir de la siguiente expresión para vertederos de descarga libre:

$$Q(m) = 1,38 * b_c(m) * (h_{om}(m))^{3/2} \quad (4.33)$$

Se adoptó un ancho de canal ( $b_c$ ) de 10 cm y despejando se obtuvo la altura máxima del líquido en la canaleta ( $h_{om}$ ) y se adoptó una revancha de 5 cm. Finalmente se calculó la altura del canal. La canaleta de recolección tendrá una pendiente de 3% a lo largo para la descarga del líquido.

Con la ecuación 5.7 se calculó la carga hidráulica sobre el vertedero ( $q_v$ ) cuyo valor resultó ser menor a 1,8 L/(s\*m) como se indica en las normas de ENOHSA para decantadores. En función de la ecuación 5.27 se calculó el tirante de agua sobre el vertedero ( $h_{om}$ ).

#### Tanque de Sedimentación

Las partículas floculentas, producto de los procesos previos, serán removidas mediante sedimentación. Estas unidades permiten la clarificación del líquido y pueden distinguirse dentro de las convencionales las de: flujo horizontal, vertical

ascendente y de flujo inclinado. En este caso se optó por un sedimentador convencional de flujo horizontal. En la subsección 5.2.4 se explica detalladamente los fundamentos del sistema y cómo se procedió en cuanto a su diseño.

Se presenta en la tabla 4.8 un resumen de los parámetros de diseño del tanque de sedimentación luego del proceso de EC.

En la EC se estimó una generación de barro y espuma de 0,68 ml/L para dosis de aluminio de 1 mg/L y 12,24 ml/L para dosis de 18 mg/L, a partir de datos obtenidos de bibliografía [53]. A partir de los análisis de laboratorio, se observó que del total aproximadamente un 77-78 % es espuma mientras que el restante es lodo. Conociendo el volumen producido y multiplicándolo por el caudal de agua tratada se conoció el volumen de lodos y espuma generados en un determinado tiempo. Los resultados se pueden observar en la tabla 4.8.

#### 4.2.2.2. Remoción de la Alternativa II

La combinación del proceso de EC y sedimentación permite la remoción de la turbidez inorgánica y orgánica, sólidos suspendidos que no son susceptibles a sedimentarse rápidamente y remover el color proveniente de sustancias inorgánicas y orgánicas suspendidas. El objetivo es que la eficiencia del tratamiento permita la remoción de dichos parámetros tal que cumplan con la normativa.

El sistema completo permite alcanzar eficiencias de remoción, expuestas en la tabla 4.6, que permitieron aproximar las características del agua de salida. Los porcentajes fueron obtenidos considerando el tipo de coagulante y corriente aplicada de bibliografía [49] y datos obtenidos en el laboratorio. En todos los casos se alcanzaron valores que se encuentran por debajo de los máximos establecidos en la normativa.

	Turbidez (NTU)	Color (Pt-Co)	SDT (ppm)
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	90 – 100	70 – 95	80 – 90
<b>Inicial</b>	15 – 267	4,1-60,3	88 – 129
<b>Final</b>	1,5 – 1	1,23 – 3,01	1,38 - 0,71

**Tabla 4.6:** Turbidez, Color y Sólidos Disueltos Totales (SDT) de entrada y salida al sistema de Electrocoagulación - Sedimentación en función de los porcentajes de remoción obtenidos.

#### 4.2.2.3. Resumen del Diseño

En las tablas 4.7 y 4.8 se presentan un resumen de los parámetros de diseño obtenidos para el dimensionamiento de la cámara de EC y el tanque de Sedimentación.

<b>Cámara de Electrocoagulación</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
<b>Primer Compartimento</b>		
Tiempo de retención ( $t_1$ )	min	3
Velocidad flujo ( $V_1$ )	m/s	0,09
Ancho de canales ( $a$ )	cm	1,4
Ancho de vueltas ( $d$ )	m	0,03
Ancho de la Cámara de EC ( $B$ )	m	1,03
Número de canales ( $N$ )	unidades	16
Altura de agua en la unidad ( $H$ )	m	0,7
Altura de la Cámara ( $H'$ )	m	1,2
Ancho de electrodos ( $b'$ )	m	1
Espesor de electrodos ( $e$ )	m	0,005
Longitud 1º Compartimento ( $L_i$ )	m	0,3
Pérdida de carga total ( $h_f$ )	m	0,059
Número de ánodos ( $N_a$ )	unidad	8
Número de cátodos ( $N_c$ )	unidad	8
Corriente a aplicar ( $I$ )	A	1,17 – 20,98
Gradiente de velocidad	$s^{-1}$	57,1
Altura de Electrodos	m	0,84
<b>Segundo Compartimento</b>		
Longitud 2º compartimento ( $L_2$ )	m	1,1
Tiempo de retención ( $t_2$ )	min	15
<i>Tabique</i>		
Ancho tabique ( $b_2$ )	m	1,03
Altura tabique ( $p_2$ )	m	0,4
Espesor tabique ( $e_2$ )	cm	5
Ángulo tabique ( $\theta$ )	m	60
<b>Tercer Compartimento</b>		
<i>Cámara de Separación</i>		
Ancho de la Cámara ( $b_3$ )	m	0,2
Altura de la Cámara ( $p_3$ )	m	0,4
Longitud de la Cámara ( $L_3 = B$ )	m	1,03
Distancia Cámara-Suelo ( $d_{cs}$ )	m	0,4
Distancia Cámara-Salida ( $d_{cs}$ )	m	0,2
Espuma producida	$m^3/d$	0,04 - 0,7
Carga hidráulica sobre vertedero ( $q_v$ )	$l/s*m$	0,85
Tirante líquido sobre el vertedero ( $h_v$ )	mm	6
<i>Canal de salida</i>		
Ancho del canal ( $b_c$ )	m	0,1
Altura del agua máxima ( $h_{om}$ )	m	0,034
Altura del canal total ( $h_c$ )	m	0,084
Longitud del canal ( $L_c = B$ )	m	1,03
Pendiente canal ( $h_c$ )	‰	3

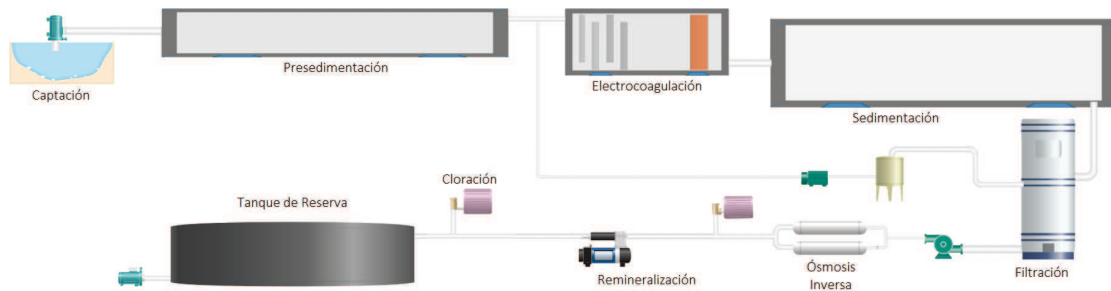
**Tabla 4.7:** Parámetros de diseño de la Cámara de Electrocoagulación.



Parámetro de Diseño	Unidad	Valor
<b>Zona de Sedimentación</b>		
Velocidad de Sedimentación ( $U_s$ )	$m^3/(m^2 * d)$	8
Velocidad de escurrimiento longitudinal ( $U_{em}$ )	cm/s	0,07
Tiempo de Permanencia ( $t_s$ )	h	2
Longitud Zona Sedimentación ( $L_d$ )	m	5,3
Ancho Zona Sedimentación ( $B_d$ )	m	1,76
Altura Zona Sedimentación ( $H_u$ )	m	0,7
Altura sobre boca de desagüe ( $H'$ )	m	0,75
Altura de la cámara ( $H_u$ )	m	0,91
<b>Zona de Entrada y Salida</b>		
<i>Vertedero de Descarga Libre</i>		
Longitud de Vertedero ( $B$ )	m	1,76
Altura del agua sobre vertedero ( $H_2$ )	mm	4,1
Carga hidráulica sobre vertedero ( $q_v$ )	L/(m*s)	0,5
<i>Canales de entrada y salida</i>		
Ancho del canal ( $b_c$ )	m	0,1
Altura del agua máxima ( $h_{om}$ )	m	0,034
Altura del canal total ( $h_c$ )	m	0,084
Longitud del canal ( $L_c = B$ )	m	0,7
Pendiente canal Salida ( $h_c$ )	‰	3
<i>Pantalla Difusora</i>		
Longitud a Pantalla Difusora ( $L_2$ )	m	0,6
Velocidad Orificios ( $V_O$ )	m/s	0,15
Diámetro Orificio ( $d_o$ )	cm	2,5
Número de orificios ( $n$ )	unidad	12
Número de filas	unidad	2
Espacio entre filas ( $a_1$ )	m	0,24
Número de columnas	unidad	6
Espacio entre columnas ( $a_2$ )	m	0,23
<b>Zona de Recolección de Lodos</b>		
Pendiente ( $i$ )	%	13
Diámetro Conducto Descarga ( $d_{dp}$ )	m	0,15
Tiempo de Vaciado ( $t_d$ )	min	5,5
Barro producido	$m^3/d$	0,009 - 0,16

**Tabla 4.8:** Parámetros de diseño del Sedimentador de Flujo Horizontal luego del proceso de Electrocoagulación.

En la figura 4.9 se presenta un esquema completo de la planta de potabilización correspondiente a la alternativa II considerando el diseño realizado.



**Figura 4.9:** Esquema de Flujo de la Alternativa II.

### 4.3. Comparación Económica

Se prosiguió con una comparación económica. El objetivo propuesto fue comparar el costo, y no estimar el costo total de cada tecnología, por lo que se realizó una evaluación económica preliminar sin considerar el costo de construcción, al considerar que el mismo en ambos procesos es similar. En este sentido, se tomaron ciertas suposiciones basadas en trabajos previos [62]:

1. El costo de mano de obra requerida debería ser similar al ser ambos procesos fácilmente automatizables.
2. Diseño del sistema:
  - La celda de EC fue diseñada tal que la turbulencia, producto de los gases generados en los electrodos, sea usada para promover la mezcla del coagulante y el proceso de electrofloculación.
  - La CQ no conllevaría costos energéticos en lo que respecta al mezclado del coagulante al ser este producido mediante mezcla hidráulica, mientras que la energía consumida que requiere la dosificación fue considerada despreciable. Sí se consideró el consumo energético para disolver el sulfato de aluminio.
3. El costo de separación de los sólidos no fue considerado en ninguno de los procesos ya que ambas salidas continuarían con una sedimentación.

El costo se calculó en función de la dosis de aluminio necesaria para tratar el agua de río. La dosis necesaria varía según la tecnología aplicada y las condiciones del río, como se comentó previamente. La variación que presenta la turbidez al ingreso de estas unidades (15 a 267 NTU) implica que la dosis de coagulante necesaria tendrá una variación según el valor inicial de turbidez del agua de río. En el cálculo se consideraron los principales costos de ambas tecnologías como se indica en la ecuación 4.34. El

mismo resulta de la suma del costo de los insumos ( $C_I$ ), el costo energético ( $C_{En}$ ) y el costo de la gestión de lodos ( $C_{GL}$ ).

$$C_O = C_I + C_{En} + C_{GL} \quad (4.34)$$

#### ■ Insumos

En cuanto a los insumos se consideró principalmente al costo del coagulante. Como el mismo depende del tipo de coagulante elegido se prosiguió a seleccionarlo para ambas técnicas.

Para el caso de la CQ, se compararon dos coagulantes ampliamente utilizados en los procesos de potabilización y recomendados por dos empresas (Faisan y Aguas & Procesos). Los coagulantes comparados en la tabla 4.9 son el Sulfato de Aluminio y el Policloruro de Aluminio. El policloruro es un agente líquido y no requiere de energía para su preparación al poder ser dosificado directamente, por lo que a la comparación del costo de adquisición ( $C_A$ ) se sumó el generado por la energía eléctrica consumida ( $C_E$ ) para la preparación de la solución de sulfato al venir en estado sólido. De esta forma el costo total ( $C_t$ ) para la presente comparación se definió por la ecuación 4.35.

$$C_t \left( \frac{USD}{año} \right) = C_A + C_E \quad (4.35)$$

El costo de adquisición se calculó en función del costo del coagulante ( $C_{Coagulante}$ ), la dosis de coagulante recomendada (*Dosis Coagulante*) y el caudal ( $Q$ ) mediante la ecuación 4.36. Los datos para el cálculo se encuentran en la tabla 4.9. En función de la proyección poblacional a 20 años y considerando los requerimientos de las distintas unidades, el caudal de diseño para estas unidades es de  $3,12m^3/h$ .

$$C_A \left( \frac{USD}{año} \right) = C_{Coagulante} \left( \frac{USD}{mgAl} \right) * Dosis Coagulante \left( \frac{mgAl}{l} \right) * Q \left( \frac{L}{año} \right) \quad (4.36)$$

Mientras que el costo de la energía eléctrica asociado a disolver al sulfato de aluminio se calculó como:

Costo Insumos - CQ					
Coagulante	Dosis Coagulante (mg/L)	Estado de agregación	Pureza de la sal (%p/p)	$C_{Coagulante}$ (USD/kg)	$C_A$ (USD/año)
Sulfato de Aluminio	20 - 65	Sólido	100 % $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	0,4548	249 - 808
Policloruro de Aluminio	10 - 50	Líquido	40% in $Al_2O_3$	1,155	316 - 1579

**Tabla 4.9:** Precio y características de los coagulantes comparados para el proceso de Coagulación Química.

$$C_E \left( \frac{USD}{año} \right) = P_{Disolución} \left( \frac{kWh}{mgAl} \right) * Dosis\ Coagulante \left( \frac{mgAl}{l} \right) * Q \left( \frac{L}{año} \right) * C_{Variable} \left( \frac{USD}{kWh} \right) + 12 * C_{Fijo} \left( \frac{USD}{mes} \right) \quad (4.37)$$

Donde,  $P_{Disolución}$  es la potencia de disolución requerida para preparar la solución a ser dosificada (obtenida de [62]),  $C_{Variable}$  es el costo variable de la potencia utilizada y  $C_{Fijo}$  es el costo fijo mensual por el servicio. Los datos para el cálculo se encuentran en las tablas 4.9 y 4.10. Se asumió como costo de energía el correspondiente a la tarifa 3 para organismos públicos y de salud con consumo mayor o igual a 300 kWh establecida en la Resolución ENRE N° 265/2021. Los costos obtenidos se observan en la tabla 4.10.

Coagulante	$P_{Disolución}$ (kWh/kg)	Tarifa 3		$C_E$ (USD/año)
		Cargo variable por energía (\$/kWh)	Costo fijo (\$/mes)	
Sulfato de Aluminio	0,54	3,536	600	77 - 98

**Tabla 4.10:** Costo operacional asociado al uso del sulfato como coagulante. Para la conversión de pesos a dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021. Se consideró un costo fijo proporcional a la unidad ya que en realidad dicho costo corresponde a toda la planta.

Finalmente, se realizó una tabla resumen 4.11 del costo total anual de ambos coagulantes que comprende al costo de adquisición y al costo energético asociado a la disolución del sulfato de aluminio previo a ser dosificado. Se decidió proseguir con el sulfato de aluminio debido a que en condiciones de turbidez alta resulta en un menor costo (913 USD vs. 1579 USD). Si bien en condiciones de baja turbidez se invierte, dicha diferencia es sólo de 9 USD.

Costos	$C_A$ (USD/año)	$C_E$ (USD/año)	$C_t$ (USD/año)
Sulfato de Aluminio	249 – 808	77 - 98	326 – 906
Policloruro de Aluminio	316 – 1579	-	316 – 1579

**Tabla 4.11:** Resumen de los costos de los coagulantes comparados.

Para el caso de la EC el material de los electrodos define el coagulante a utilizar. Debido al rango de pH que presenta el agua (7 - 7,4) se optó por utilizar electrodos de aluminio (Al 1050) al estar el mismo comprendido en el rango de mayor eficiencia del coagulante (6,5-8) [53]. Por otro lado, el aluminio es ampliamente más utilizado en los procesos de potabilización mientras que el hierro es mayormente utilizado en tratamientos de aguas industriales [51]. Por otro lado, se observan altos valores de hierro en el agua de ingreso, de los cuales el 90,9% de los valores se encuentran por encima de la normativa mientras que en el aluminio ocurre en un 74,65%.

El costo de las hojas de aluminio (espesor 5 mm) es de 4 USD/kgAl promediando el precio de comercios que lo venden como Accesoriosfirst, Bezman Metalúrgica S.R.L. y Alibaba. El costo anual se calculó a partir de la ecuación 4.36 y los valores obtenidos se presentan en la tabla 4.12.

Costo Insumo - EC					
Coagulante	Dosis Recomendada (mg/L)	Estado de agregación	Pureza de la sal (%p/p)	Costo Coagulante (USD/kg)	Costo (USD/año)
Aluminio	1 a 18	Sólido	Al 1050, 99,9% Al	4	110 – 1968

**Tabla 4.12:** Costo y características del coagulante para el proceso de Electrocoagulación.

El costo de los insumos comparado de ambos procesos es el correspondiente a la adquisición del agente, ya que el costo energético se calculará aparte. El calculo se realizó considerando que el proceso de EC requiere una menor dosis de coagulante como se ha observado a lo largo de la bibliografía [49]. Los costos de insumos ( $C_I$ ) se observan en la tabla 4.13

Tratamiento	Coagulante	Dosis Recomendada (mg/L)	Costo Coagulante (USD/kg)	$C_I$ (USD/año)
EC	Aluminio	1 a 18	4	110 – 1968
CQ	Sulfato de Aluminio	20 a 65	0,4548	249 – 808

**Tabla 4.13:** Resumen de los costos de los coagulantes para las alternativas comparadas.

■ *Energía Eléctrica.*

Se consideró un costo de la energía ( $C_{Energía}$ ) obtenido a partir del cuadro tarifario de la Resolución ENRE N° 265/2021. Se consideró una Tarifa 3 (Grandes Demandas) con potencias mayores o iguales a 300 kW (Organismos de Educación y Salud).

Para la CQ se consideró como costo eléctrico al costo de disolución del coagulante, como se comentó previamente, mediante la ecuación 4.37. El resumen de los costos, considerando el costo fijo total para que sea comparable con la EC, se presentan en la tabla 4.14.

Coagulante	$P_{Disolucion}$ (kWh/kg)	Tarifa 3		$C_E$ (USD/año)
		Cargo variable por energía (\$/kWh)	Costo fijo (\$/mes)	
Sulfato de Aluminio	0,54	3,536	5699,18	393 - 406

**Tabla 4.14:** Costo operacional asociado al uso del sulfato como coagulante. Para la conversión de pesos a dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021. Se consideró un costo fijo proporcional a la unidad ya que en realidad dicho costo corresponde a toda la planta.

Para la EC se tuvo en cuenta a la energía necesaria para liberar el coagulante a la solución (*Potencia Requerida*) y se calculó mediante la ecuación 4.38

$$C_{En} \left( \frac{\$}{año} \right) = C_{Energía} \left( \frac{\$}{kWh} \right) * Potencia\ Requerida \left( \frac{kWh}{año} \right) + 12 * C_{Fijo} \left( \frac{\$}{mes} \right) \tag{4.38}$$

El consumo del coagulante o potencia requerida se calculó mediante la ecuación 4.40. Para poder obtener el valor, resulta necesario conocer la corriente que se desea aplicar, la cual está estrechamente relacionada con la dosis de coagulante que se desea y el tiempo del proceso. Esta relación deriva de la Ley de Faraday 3.1, que nos permite determinar la cantidad de aluminio disuelto en el proceso de EC. En el caso de un flujo continuo y el diseño de celda optado, la concentración de aluminio esperada en el estado estacionario se calcula mediante la ecuación 4.29, a partir de la dosis de coagulante requerida ( $C_{Al}$ ). Despejando de dicha ecuación se calculó la corriente necesaria de aplicar ( $I$ ) para liberar esa dosis de coagulante considerando el caudal:

$$I(A) = \frac{C_{Al}(mg/L) * 0,87 (L/s)}{0,093(mg/C) * 8} \tag{4.39}$$

Se obtuvo un valor de 1,2 y 21A para las distintas dosis. Conocer la corriente permitió calcular la potencia necesaria para liberar el coagulante en la EC a partir de la siguiente ecuación:

$$Potencia\ Requerida\ EC \left( \frac{Wh}{año} \right) = U * I * 24 * 365 \quad (4.40)$$

Donde,  $U$  es el voltaje de la celda (V) e  $I$  es la corriente aplicada (A). Finalmente:

$$Potencia\ Requerida\ EC \left( \frac{Wh}{año} \right) = 220 (V) * I (A) * 24 * 365 \quad (4.41)$$

Los valores de *Potencia Requerida* se expresan en la tabla 4.16, junto con los costos de la energía eléctrica y el costo total.

Dosis Recomendada (mg/L)	Corriente (A)	Potencia (kWh/año)	Tarifa 3		Costo Energético (USD/año)
			Costo Variable (\$/kWh)	Costo Fijo (\$/kWh)	
1 a 18	1,2 - 21	2245 - 40410	3,536	5699,18	432 - 1194

**Tabla 4.15:** Costo operacional asociado a la liberación del coagulante en el proceso de Electrocoagulación. Para la conversión de pesos dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021.

Finalmente, el costo energético ( $C_{En}$ ) de ambos procesos se observan en la tabla 4.16.

Tratamiento	Tarifa 3		$C_{En}$ (USD/año)
	Cargo variable por energía (\$/kWh)	Costo fijo (\$/mes)	
EC	3,536	5699,18	432 – 1194
CQ			393 - 406

**Tabla 4.16:** Costo operacional asociado a la liberación del coagulante en el proceso de Electrocoagulación. Para la conversión de pesos dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021.

■ *Gestión de Lodos*

El otro costo considerado es el ocasionado por la gestión de los lodos generados en ambos procesos. En el caso de la EC se ha registrado una reducción entre un 21 % y un 50 % en el volumen producido de lodos y espuma que la CQ [53][63]. Esto se debe a que los flóculos formados en el reactor electroquímico están menos hidratados y tienen menor cantidad de agua ligada, por lo que, se compactan con mayor facilidad logrando así un menor volumen. El volumen de lodo producido impacta en los costos de transporte y disposición al ser este tercerizado [53]. Para su cálculo se consideró el costo del transporte y disposición como se observa en la ecuación 4.42. El valor del costo del retiro y traslado es de 0,12 USD/kg,

Coagulante	Dosis Recomendada (mg/L)	Lodo Generado (m <sup>3</sup> /día)	Densidad de lodos (kg/m <sup>3</sup> )	Mínima Espuma (m <sup>3</sup> /día)	Densidad Espuma (kg/m <sup>3</sup> )
Aluminio	1 a 18	0,011 - 0,202	1015	0,04 - 0,715	800
Sulfato de Aluminio	20 a 65	0,412 - 1,338	1015		

**Tabla 4.17:** Volumen de Lodo y Espuma Producidos con sus respectivas densidades para los procesos de Coagulación Química y Electrocoagulación según corresponda.

mientras que el costo de la disposición es 0,15 USD/kg. Estos valores se obtuvieron de un documento de AySA, los costos corresponden al costo de retiro, traslado y disposición de la Planta Depuradora Norte. A estos costos se le sumó un costo de 0,1 USD/kg por el transporte en barco que se requiere.

$$C_{dL} \left( \frac{USD}{año} \right) = (C_{Retiro \ y \ Transporte} (USD/kg) + C_{Disposición \ Total} (USD/kg)) * Lodo \ producido \left( \frac{kg}{año} \right) \tag{4.42}$$

El volumen de lodo producido se calculó en función del coagulante añadido (*Lodo producido*) y el volumen producido para cada proceso se puede observar en la tabla 4.17. El lodo generalmente tiene una densidad de 1015 kg/m<sup>3</sup> mientras que los residuos generados en la EC producto del ascenso de los gases, asumiendo un 20 % de gas por volumen, tienen una densidad de 0,8 relativa al medio (líquido tratado). Por lo que la espuma tiene una densidad de 800 kg/m<sup>3</sup>. Conociendo el volumen generado y multiplicándolo por el caudal de agua tratado, se conoció el volumen de lodos o espuma producido en un determinado tiempo. Con la densidad y el costo por kilogramo, se logró conocer el costo total de disposición que se puede observar en la tabla 7.5.

Proceso	Lodo Generado (kg/día)	Mínimo Espuma (kg/día)	Costo Gestión (USD/kg)	C <sub>GL</sub> (USD/año)
Electrocoagulación	11,2 - 205	32 - 572	0,37	5830 - 104938
Coagulación Química	418,2 - 1359		0,37	56476 - 183408

**Tabla 4.18:** Masa de Lodo y Espuma producidos con sus respectivos costos asociados para su retiro, transporte y disposición para los procesos de Coagulación Química y Electrocoagulación según corresponda.



## 4.4. Conclusiones

Si bien el sulfato de aluminio es el coagulante primario más extensivamente utilizado dadas sus propiedades de facilidad en el manejo, disponibilidad en el mercado, su eficiencia probada y la amplia experimentación con la que se cuenta de su uso, tiene algunas limitaciones. El sulfato de aluminio acidifica el pH haciendo necesario, en la gran mayoría de los casos, agregar un insumo como es la cal para su corrección, garantizando así el cumplimiento con la normativa. Además según la bibliografía citada, en el último tiempo se han proyectado sobre su uso otras dos importantes limitaciones. La primera es el gran aumento en la concentración de sulfato en el agua tratada. Se han registrado incrementos considerables en la cantidad de sulfatos en el agua tratada con el uso de Sulfato de Aluminio [53]. Frente a esto, la EC presenta la ventaja de no requerir de un ion complementario para dosificar el coagulante. La segunda limitación son los volúmenes de barros residuales producidos en función del costo de retiro, transporte y disposición de los mismos y de las cada vez más exigentes reglamentaciones ambientales. La EC, en cambio, presenta la ventaja de generar un volumen de lodos menor. El volumen de lodos generados en la EC se estimó en promedio del 50 % menor que en la CQ.

En función del diseño presentado, se puede observar que el área ocupada por las distintas alternativas no presenta grandes diferencias. El sistema de coagulación-floculación ocupa un área de  $2,8 m^2$ , mientras que el sistema de electrocoagulación ocupa un área de  $2 m^2$ .

El costo operativo para ambos procesos producto de los costos asociados a los insumos, energía eléctrica requerida y gestión de lodos se presenta en la tabla 4.19. Se puede observar que el costo operativo de las alternativas estudiadas varía en función de la dosis de coagulante aplicado. A bajas dosis, es decir en condiciones de baja turbidez, el costo total de la EC representa un 12 % del costo total de la CQ. Mientras que a dosis altas dicho porcentaje pasa a ser un 59 %. Esta diferencia se debe a los costos energéticos y de insumos asociados a la EC. Si analizamos los costos obtenidos, el costo que genera esa gran diferencia es producto de la gestión de los lodos, es decir, el retiro, traslado y disposición de lodos.

Costos (USD/año)	Electrocoagulación	Coagulación Química
Insumos	110 - 1968	249 - 808
Energía Eléctrica	432 - 1194	393 - 406
Gestión de Lodos	5830 - 104938	56476 - 183408
<b>Total</b>	<b>6372 - 108100</b>	<b>57118 - 184622</b>

**Tabla 4.19:** Costos de insumo, energía eléctrica y disposición de lodos de los procesos de Coagulación Química y Electrocoagulación.

Si bien desde el punto de vista técnico ambos procesos remueven eficientemente los sólidos disueltos totales, el color y la turbidez, se puede observar en la escala de este proyecto que resulta conveniente el proceso de EC. Desde un punto de vista económico se observa que el costo operativo disminuye entre un 31 y 88%. Retomando y reafirmando las conclusiones preliminares presentadas en la subsección 3.3.1.3, se observa que la EC, en plantas descentralizadas de pequeña escala, revela mejoras respecto a la CQ en lo que es generación de barro y problemas de costo y mantenimiento.

Por otro lado, si observamos el producto obtenido en la CQ se observa un aumento considerable en la cantidad de sulfatos del agua tratada. Si bien el sulfato está presente de forma natural en muchos minerales, se registró que el agua de consumo resulta ser la principal fuente de ingesta. No están establecidos valores límites de sulfato para el agua de consumo ni existen valores de referencia basados en efectos sobre la salud humana para el sulfato, no obstante, debido a los efectos gastrointestinales de la ingestión de agua de consumo con concentraciones altas de sulfato, es deseable evitar el agregado de insumos que queden residuales como el sulfato en el tratamiento de las aguas. Además, la presencia de sulfato en el agua de consumo también puede producir un sabor indeseable y contribuir a la corrosión de los sistemas de distribución [64].

Considerar el uso de nuevas tecnologías que reducen los insumos requeridos y los residuos generados durante la operación resulta de importancia. Esto genera una disminución en los recursos utilizados, no sólo en el proceso de potabilización sino también para el tratamiento de los residuos. La prioridad debería ser la reducción del volumen, ya que si bien se disponen en rellenos de residuos peligrosos, estos ocupan un cierto volumen que indefectiblemente está asociado a un cierto riesgo e impacto en el ambiente.

Cabe aclarar que el mayor consumo de energía convencional por parte del proceso de EC, proveniente de una fuente convencional, también genera impactos al momento de su producción. Sin embargo, los valores de consumo energético lo vuelven compatible con la implementación de sistemas de generación de energía solar para su alimentación.

En conclusión, se establece que la técnica de EC posee mejores atributos técnicos, ambientales y económicos. Por otro lado, se ratifica que el empleo de esta tecnología no convencional resulta ser más apropiada para plantas descentralizadas cuyo funcionamiento requiere de dosis más bajas e intermedias de coagulante. Este tipo de plantas suele coincidir con plantas gestionadas comunitariamente, como ocurre en el

presente proyecto, dada la escala que se suele plantear en las mismas. Por las razones expuestas a lo largo de este capítulo y el capítulo previo, se optó por un sistema de EC frente al sistema de CQ.

## **Capítulo 5**

# **Memoria Descriptiva y de Cálculo de Planta Potabilizadora**

En este capítulo se presentará la memoria descriptiva y de cálculo del proyecto. Por un lado, se planteará el diseño y dimensionamiento de los procesos comprendidos en el tren de tratamientos para potabilizar agua, que tiene por objetivo remover los contaminantes y así ajustar los parámetros que no cumplen con la normativa vigente. También se presentarán recomendaciones a considerar al momento de operar la planta potabilizadora.

### **5.1. Cálculo de Demanda de Agua**

#### **5.1.1. Proyección Poblacional**

La demanda actual y futura del servicio de agua potable resulta de gran importancia para establecer la factibilidad del proyecto. Por ello, conocer el número de habitantes en los últimos años y tamaño y forma de crecimiento de los sitios, resulta de gran importancia en el diseño de las unidades y del sistema en general.

Para conocer el caudal de agua requerido por los habitantes de la cooperativa, es necesario conocer la población actual y la estimación de crecimiento de la misma a 20 años, tiempo de proyección del proyecto.

Como se mencionó anteriormente, la población de la primer sección del Delta del Paraná ha pasado por varios períodos de repoblación en el pasado reciente. El territorio correspondiente a la cooperativa no queda exento de dichos procesos. En particular,

el avance del megaemprendimiento en 2008 que desalojó a la mayoría de las familias seguido de un proceso de recuperación de las tierras y repoblación. En la tabla 5.1 se observa la cantidad de familias que conforman la cooperativa históricamente y las que actualmente la integran.

Año	Variable	
	Familias	Habitantes
Previo 2008	20	80
2011	3	12
2021	20	80

**Tabla 5.1:** Población Cooperativa Isla Esperanza. Fuente: los datos fueron obtenidos a partir de consultas a la Cooperativa.

Según ENOSHA [43], para comunidades de menos de 1.000 habitantes puede aplicarse las metodologías como la tasa geométrica decreciente, curva logística, entre otras, pero deben considerarse los movimientos migratorios, planificaciones futuras, radicación de industrias, ya que todos estos factores tienen gran influencia en este tipo de localidades. Las metodologías indican cómo ha evolucionado la población en el pasado, y solo en forma hipotética como lo hará en el futuro. La curva logística no resulta aplicable ya que no verifica la condición:

$$P_1 * P_3 < (P_2)^2 \quad (5.1)$$

Donde,  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$  es la población correspondiente al año 2001, 2011 y 2021 respectivamente.

Al aplicar la metodología de la tasa geométrica, se obtuvo una población al año 2042 de 185 personas, lo cual no corresponde con las planificaciones en el sitio. Esta diferencia se debe a que la metodología realiza una estimación teórica sin considerar los factores particulares de cada localidad. En este caso, la marcada disminución de la población del 2001 al 2011, debido al desalojo de las familias, genera que la población teórica proyectada sea menor.

Por este motivo, el cálculo de la población futura se realizó teniendo varias consideraciones. Por un lado, se consideró lo establecido en las “Normas de Estudios, Diseño y Presentación de Proyectos – Plan Nacional de Agua Potable Rural (SNAP)” para localidades rurales de menos de 1000 habitantes. En las normas se propone considerar como mínimo un aumento de población del orden del 50% en el período intercensal de acuerdo a los datos disponibles de distintas regiones rurales del mundo [43].

Por otro lado, se consideró lo planteado en el Boletín Oficial 679/2013 de Tigre, donde se establece que la planificación del Delta requiere de la consideración la variable demográfica como aspecto fundamental en la determinación de la capacidad de carga del humedal. Esta última se debe establecer procurando el buen manejo del humedal para colaborar en la protección del recurso más valioso: *el agua*, reconociendo los valores y funciones ecológicas del mismo como esenciales para el desarrollo de la vida. El BO 680/2013 fija los máximos de población. Para la primera Sección del Delta es de 58.000 habitantes en una superficie de 22.000 Has, a partir de dichos valores se obtiene una densidad máxima promedio para la zona en estudio de 2,64 Hab/Ha. Sin embargo, para evaluar la capacidad de soporte, además de considerar sus características ambientales, se debe considerar su modalidad de ocupación y la dinámica del territorio aspirando a seguir un modelo de crecimiento planificado y sustentable, producto de procesos participativos y consensuados entre los diversos actores que operan en el territorio. La combinación de estos factores define una situación incompatible con los modelos del desarrollo del continente. En todos los casos es importante el reconocimiento de esta limitación.

Por dichas razones, al realizar la proyección se decidió consultar a la cooperativa las planificaciones que tienen sobre el sitio. La dinámica y variabilidad poblacional en los territorios es tal que un número de habitantes representa a un momento puntual, sin embargo las familias suelen ser más representativas y permanentes a lo largo del tiempo. Previo al avance de Colony Park, vivían en el sitio 20 familias. El proceso de repoblación previamente comentado, busca ser un proceso organizado y de distribución uniforme considerando una limitación en el número de habitantes por hectárea (siendo esta última 248 ha). Esta limitación se debe a la necesidad de contemplar al sustrato físico, sus niveles de fragilidad, las posibilidades y potencialidades de cada sector. Se puede realizar un promedio de integrantes de las familias considerando los casos de casas unipersonales, parejas, familias monoparentales, familias nucleares (padre, madre e hijo/s) y familias extendidas (ídem nucleares más otros miembros familiares). Se tomó un valor de 4 habitantes por familia.

La población al año base (2022) se estima que será de 22 familias. Evaluando la forma de crecimiento de la cantidad de familias en el período intercensal 2011-2021, se adoptó una proyección con una línea de tendencia exponencial. De esta forma, se proyectó el total de familias a 20 años (2042) 5.2. Los aumentos intercensales se observan que son superiores al 50 % establecido como mínimo en las Normas del Plan Nacional de Agua Potable. También se verifica que en función de la población obtenida, 125 familias (500 personas), la densidad poblacional arroja un valor de 2,02 hab/ha, menor que la densidad máxima promedio establecida en el BO 608/2013 (2,64 hab/ha).

Variable		
Año	Proyección de Familias	Proyección Poblacional
2022	22	88
2032	47	188
2042	125	500

**Tabla 5.2:** Proyección de población Cooperativa Isla Esperanza de base y a 20 años.

### 5.1.2. Distribución de la Población

Para diseñar un sistema de distribución de agua potable, además de conocer la población actual y futura (proyección realizada a 20 años), es necesario saber la densidad de población por sectores que conformen el radio a servir, o sea la distribución espacial.

La intensidad de ocupación de un área es expresada por la densidad demográfica (habitantes por hectárea). Se debe distinguir la densidad bruta de la densidad neta. La densidad bruta resulta de la relación población/área total, incluyendo espacios verdes, áreas libres y vía pública. Para calcular la densidad neta se considera el área efectivamente ocupada, es decir, el área destinada a los domicilios la cual abarca un 65 % del área total. En el presente trabajo se tomará la densidad bruta para realizar el análisis de las alternativas y la neta para establecer cuál es el área de cobertura del servicio. En la tabla 5.3 se establecen las densidades calculadas.

Densidad Poblacional (habitantes/hectárea)	
Bruta	2,02
Neta	3,1

**Tabla 5.3:** Densidad Poblacional bruta y neta a 20 años calculada a partir de la Proyección Poblacional realizada.

### 5.1.3. Dotación de la Población

En las ciudades grandes donde hay importantes sectores con acceso a mayor confort y equipamiento, el consumo de agua por habitante es mayor que en localidades pequeñas en las cuales el uso del agua se limita a atender necesidades de uso doméstico. Además en sitios que no cuentan con redes cloacales el consumo tiende a ser menor que en lugares donde sí (ENOHSA).

La dotación de la población se obtuvo a partir de las establecidas por ENOHSA [43] según el tamaño poblacional. Las mismas se disponen en la tabla 5.4. La población

Población (habitante)	Dotación ( $\frac{l}{habitante*día}$ )
<5000	100-150
5000-25000	150-200
25000-100000	200-250
>100000	250-300

**Tabla 5.4:** Dotación según el tamaño de la población. Fuente: ENOHSA [43]

correspondiente al sitio corresponde a la primer categoría. En función de esto, y a partir de información obtenida del sitio de AySA donde se establece un consumo promedio de  $100 - 110 \frac{l}{habitante*día}$  para los habitantes de la primera y segunda sección isleña en situación de floración algal <sup>1</sup>, se adoptó una dotación de  $125 \frac{l}{habitante*día}$ .

#### 5.1.4. Caudal de Diseño

Se calculó el caudal necesario para alimentar a la población ( $Q_A$ ) a partir de la *Dotación* y la cantidad de habitantes (*Población*) proyectados a 20 años como se observa en la ecuación 5.2.

$$Q_A = Dotación \left( \frac{L}{habitantes * día} \right) * Población (habitantes) \quad (5.2)$$

Reemplazando por los valores correspondientes se obtuvo:

$$Q_A = 125 \left( \frac{L}{habitantes * día} \right) * 500 (habitantes) \quad (5.3)$$

$$Q_A = 62500 \frac{L}{día}$$

La planta tendrá un funcionamiento en continuo durante las 24 hs del día por lo que el caudal horario resulta de  $2,6 m^3/h$ . Sin embargo el proceso de ósmosis inversa, como ya se comentó previamente, requiere un caudal de ingreso ( $Q_I$ ) de  $3,3 m^3/h$  para garantizar la eficiencia del funcionamiento, permitiendo una recuperación del 85% del caudal de entrada en función de lo recomendado por la empresa. Finalmente, el caudal de permeado que se obtiene del sistema de ósmosis inversa ( $Q_R$ ), considerando el porcentaje de recuperación, se obtuvo a partir de la ecuación 5.4.

$$Q_R = Q_I \left( \frac{L}{h} \right) * \left( \frac{Recuperación(\%)}{100} \right) \quad (5.4)$$

Reemplazando los valores correspondientes:

<sup>1</sup>[https://www.aysa.com.ar/usuarios/Novedades/2020/11/entrega\\_agua\\_potable\\_Tigre\\_SanFernando](https://www.aysa.com.ar/usuarios/Novedades/2020/11/entrega_agua_potable_Tigre_SanFernando)



$$\begin{aligned}
 Q_R &= 3,3 \left( \frac{m^3}{h} \right) * \left( \frac{85(\%)}{100} \right) \\
 Q_R &= 2,805 \left( \frac{m^3}{h} \right)
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

De esta forma la demanda se ve cubierta y, además, el exceso permite disminuir el caudal captado al recircularlo dentro del sistema. Una parte ( $0,2 m^3/h$ ) será ingresado al sistema de ósmosis ( $Q_{rOI}$ ). De esta forma, el caudal que se debe captar del río resulta:

$$\begin{aligned}
 Q_D &= Q_I \left( \frac{m^3}{h} \right) - Q_{rOI} \left( \frac{m^3}{h} \right) \\
 Q_D &= 3,3 \left( \frac{m^3}{h} \right) - 0,2 \left( \frac{m^3}{h} \right) \\
 Q_D &= 3,1 \frac{m^3}{h}
 \end{aligned}
 \tag{5.6}$$

En la figura 5.1 se puede observar un esquema de la distribución del caudal en la planta de potabilización.

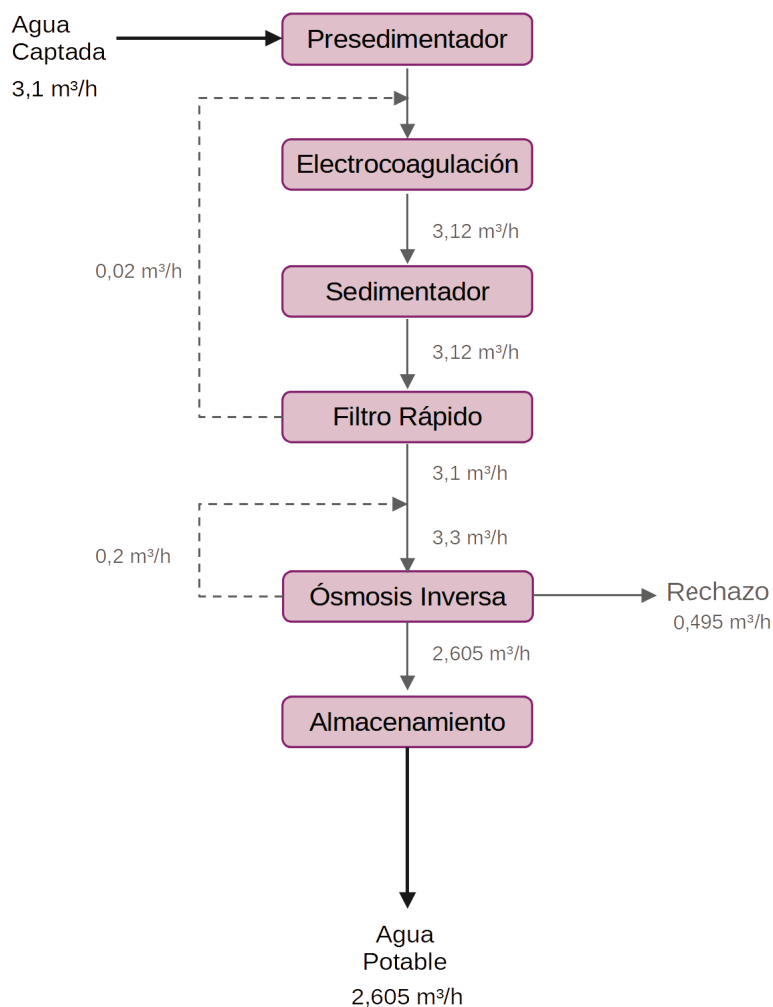
## 5.2. Sistema de Potabilización

### 5.2.1. Captación

#### *Fundamento Sistema de Captación*

El sistema de captación de agua tiene por objetivo proveer de agua de río a la planta potabilizadora. Las plataformas flotantes en el río permiten ejecutar la toma cuando se presentan dificultades tales como:

- Existencia de grandes fluctuaciones de nivel de ríos navegables que podrían imposibilitar el ingreso de agua en la boca de captación, generar una altura de succión inadmisibles para los equipos de bombeo o, en la situación opuesta, inundar la obra.
- Calidades de agua muy diferentes según el nivel requiriéndose por lo tanto poder seleccionar la profundidad de captación.



**Figura 5.1:** Flujo a lo largo de la planta.

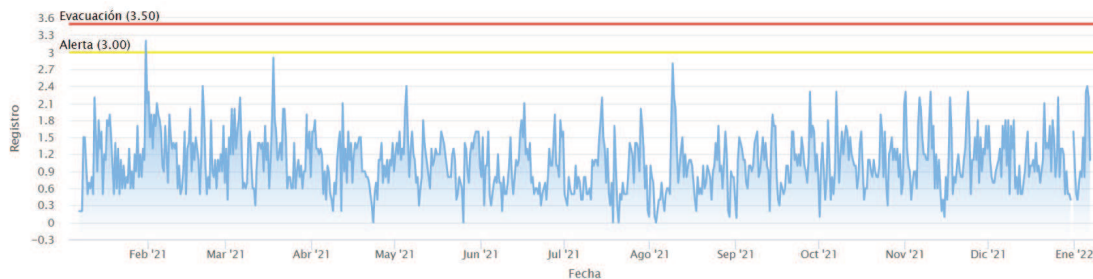
- Márgenes y/o lecho del río que no permitan garantizar la seguridad estructural de la obra civil a un costo razonable.

El Delta es un sitio susceptible a las variaciones del nivel de río producto de las mareas diarias, sudestadas y precipitaciones. En la figura 5.2 se puede observar la variación anual de la altura hidrográfica del puerto de San Fernando, sitio de medición más cercano. Como ya se comentó previamente, esta variación influye en la calidad del agua. Por estas razones, se decidió optar por este tipo de sistema de captación flotante.

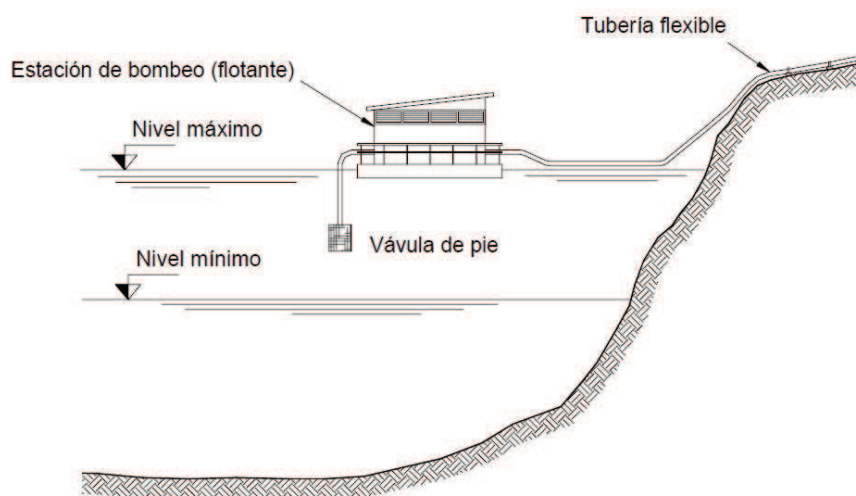
En la figura 5.3 se puede observar un esquema del sistema elegido.

#### *Diseño Sistema de Captación*

La captación se realiza desde una balsa flotante construida sobre un casco de telgopor de alta densidad protegido con una cubierta de diferentes compuestos de cemento



**Figura 5.2:** Alturas hidrológicas del Puerto de San Fernando. Fuente: Prefectura Naval Argentina.

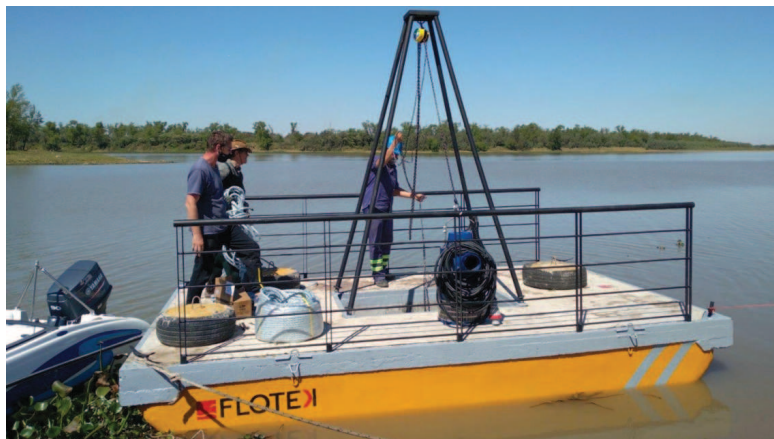


**Figura 5.3:** Esquema de plataforma flotante. Fuente: [43]

que sostienen una loza de hormigón armado. La misma debe ser señalizada para la navegación.

En la balsa se ubica el equipo de bombeo y la reja de toma. La estructura consiste en una estructura flotante cuya superficie es función de las instalaciones, equipos y espacios para los accesorios. Con el peso propio y las sobrecargas fijas se determinó el volumen de agua a desplazar y el calado necesario. La conducción de la toma tendrá una caja de rejillas de 25 mm entre los bordes de las barras con el fin de impedir el paso de material grueso hacia el sistema de conducción. La cañería de impulsión es flexible. Se puede observar una imagen similar al sistema propuesto en la figura 5.4.

Se decidió emplear un amplio margen de seguridad a la flotación tal de verificar el par estabilizante. La plataforma se ancla a tres puntos. Los anclajes se proveen de guinches para poder variar con facilidad la posición de la plataforma. El objetivo de los anclajes es evitar posibles desplazamientos laterales, los mismos se ubican a una distancia de la orilla compatible con la sumergencia del filtro.



**Figura 5.4:** Plataforma Flotante para bombeo de agua de río. Fuente: Noticias Santa Fé (<https://www.santafe.gob.ar/noticias/noticia/272350/>).

### 5.2.2. Sedimentación Simple

#### *Fundamento de la Sedimentación Simple*

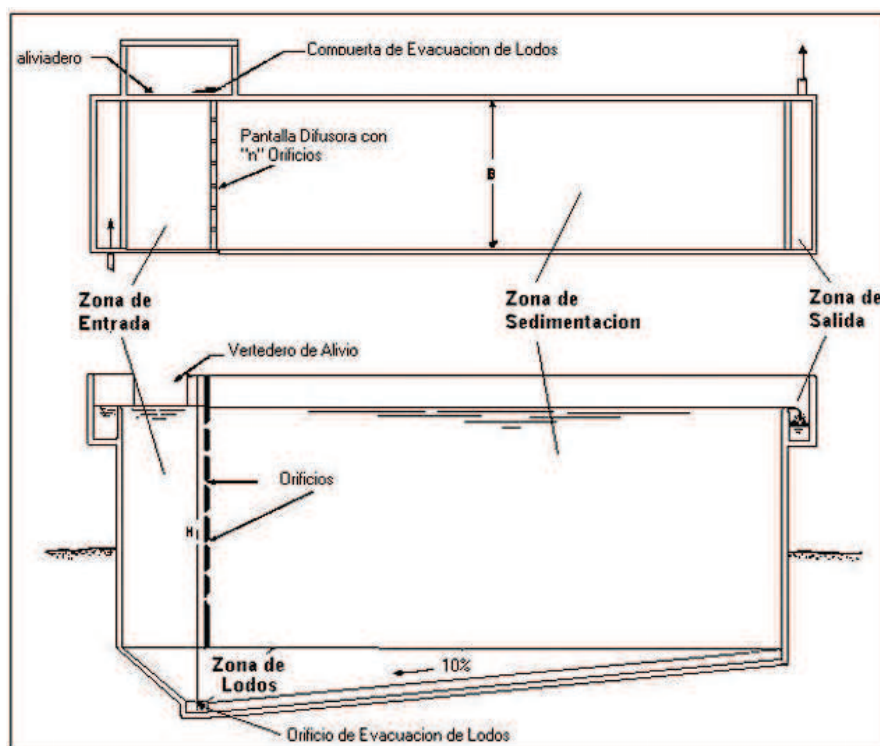
Se denomina presedimentación o sedimentación simple al proceso de depósito de partículas discretas, es decir, aquellas que no cambian de características (forma, tamaño, densidad) durante la caída. Este tipo de partículas y esta forma de sedimentación, se presentan en los desarenadores y en los presedimentadores como paso previo a la coagulación en las plantas de filtración rápida.

La presedimentación sirve principalmente para reducir la turbidez y eliminar las sustancias en suspensión que pueden separarse por la acción de la gravedad en tiempos razonables.

Para aguas con alta turbidez de hasta 500 NTU o picos estacionales, puede analizarse el diseño de un sedimentador simple con el fin de comprobar si mediante su utilización se economiza coagulante y se optimiza el proceso de filtración rápida al tener la capacidad de sedimentar partículas en suspensión (no sedimenta partículas coloidales). Los valores que alcanza la turbidez del agua a tratar son de hasta 404 NTU. Este valor depende de las condiciones diarias de mareas pero también de los picos estacionales vinculados con las precipitaciones. Dada esa variación se decidió proseguir con dicho análisis.

El presedimentador consta de 4 zonas que pueden observarse en la figura 5.5. A continuación se describen brevemente:

- **Zona de entrada:** Estructura hidráulica de transición que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.
- **Zona de sedimentación:** Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos.
- **Zona de salida:** Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.
- **Zona de recolección de lodos:** Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

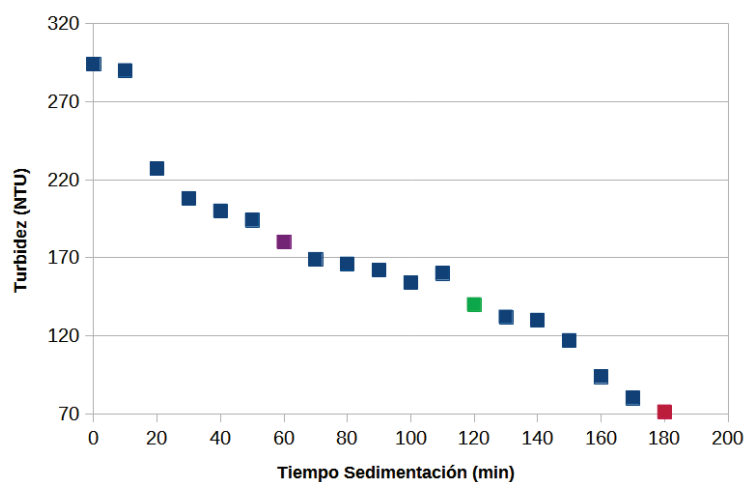


**Figura 5.5:** Esquema de las zonas del presedimentador de flujo horizontal (planta y corte longitudinal). Fuente: [65].

En el marco del proyecto presentado a la Convocatoria de Proyectos de Estudiantes de Ingeniería Ambiental (3IA-UNSAM), se realizaron ensayos del agua cruda con el fin de observar si se puede lograr una remoción de la turbidez por medios físicos. Los tiempos de permanencia razonables para la sedimentación simple establecidos en ENOHSa son de 1 a 3 hs, por lo que se realizó un ensayo considerando dicho rango.

Se tomó un volumen de 2 L de agua de río y se dejó sedimentar el agua naturalmente durante 3 horas. A lo largo del ensayo se tomaron mediciones de turbidez cada 10

minutos con el objetivo de obtener una curva de variación de la misma en el tiempo. Los resultados obtenidos se dispusieron en la figura 5.6.



**Figura 5.6:** Turbidez a lo largo del tiempo de una sedimentación natural sin coagulante (presedimentación).

En el ensayo se observó que la turbidez disminuye en el tiempo, implicando como consecuencia un menor consumo de coagulante. La eficiencia de remoción de la presedimentación se encuentra directamente relacionada con el tipo de partículas en suspensión. En general, las partículas discretas que sedimentan en corto tiempo, tienen un tamaño cercano a 0,01 mm y una masa específica aproximada de  $2,650 \text{ kg/m}^3$ . Es decir, que en la presente unidad se buscará remover principalmente partículas correspondientes a la fracción de limo grueso y arenas. Dada la efectividad de los ensayos en disminuir la turbidez, se decidió proseguir con el diseño de un tanque de presedimentación.

#### *Diseño del Presedimentador*

Existen tres tiempos de interés 70, 120 y 180 minutos marcados en violeta, verde y bordó respectivamente como se observa en la figura 5.6. Los puntos están comprendidos en el rango de valores de los tiempos de permanencia esperados (1 a 3 horas). Por esa razón, se decidió ver si dichos tiempos verifican los parámetros de diseño de la zona de sedimentación y, en el caso que si, comparar la diferencia en el volumen del tanque.

### 1. Zona de Sedimentación

Para calcular el volumen se hicieron las siguientes adopciones:

- Forma del tanque rectangular
- Flujo Horizontal

Se adoptó una carga hidráulica sobre el vertedero ( $q_v$ ) tal que se verifique y se calculó el ancho del tanque ( $B$ ) a partir de la siguiente ecuación:

$$q_v \left( \frac{L}{s * m} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{h} \right)}{B(m)} \quad (5.7)$$

A partir de los tiempos de permanencia ( $t_s$ ), el caudal de diseño ( $Q$ ) y el ancho ( $B$ ) se calculó la relación  $L_1$  para una altura  $H$  comprendida entre 1,5 m y 2 m a partir de la siguiente ecuación:

$$t_s(h) = \frac{L_1(m) * B(m) * H(m)}{Q \left( \frac{m^3}{h} \right)} \quad (5.8)$$

Luego, se calculó la relación  $L_1/B$  que debe verificar la relación de 3 a 8 y la velocidad de sedimentación o carga hidráulica superficial ( $q_s$ ) que debe verificar,  $0,2m/h < q_s < 1m/h$ :

$$q_s \left( \frac{m}{h} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{h} \right)}{L_1(m) * B(m)} \quad (5.9)$$

En el caso del tiempo de permanencia de 70 minutos, la carga hidráulica no se verifica para ninguna altura adoptada. Los valores de velocidad de sedimentación hallados concuerdan con la velocidad establecida por Azevedo [43] ( $q_s = 0,36m/h$ ) para partículas del tamaño de 0,01 mm, peso específico de  $2,650kg/m^3$  y temperatura del agua de 20°C. En este tratamiento se desean remover partículas de diámetro mayores a 0,02 mm, por lo que es esperable velocidades mayores e iguales a  $0,72m/h$ .

En cuanto a los valores obtenidos para la relación  $L_1/B$ , sólo se cumplen para los tiempos de permanencia de 70 y 120 minutos. En la tabla A.2 se observa que todos los parámetros se cumplen sólo para 120 minutos (en todo el rango de alturas), por lo que fue el tiempo adoptado para el diseño. En cuanto a la altura, se adoptó una de 1,7 m con el fin de disminuir la altura de caída de la partícula y aumentar el área de sedimentación. Se volvieron a calcular los parámetros y se presentan en la tabla 5.5.

Para el tiempo elegido se verificó que con dicha velocidad de sedimentación el flujo resulta ser laminar, favoreciendo la remoción de las partículas al ser el número de Reynolds ( $Re$ ) menor a 1 en todos los casos. El mismo se calculó a través de la siguiente ecuación, obteniendo un valor de  $4,4 \times 10^{-3}$  en función de la velocidad de sedimentación, el diámetro de las partículas ( $d = 0,02 \text{ mm}$ ) y la viscosidad cinemática del fluido a 20°C ( $U = 1,0105 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$ ) (ver figura A.2):

$$Re = \frac{q_s \left(\frac{cm}{s}\right) * d(cm)}{U \left(\frac{cm^2}{s}\right)} \tag{5.10}$$

También a dicho tiempo se verificó, mediante la ecuación de Stokes (ecuación 5.11), la velocidad de sedimentación de las partículas discretas ( $U_s$ ) en el regimen laminar.

$$U_s = \frac{g \left(\frac{m}{s^2}\right) * (\rho_s - \rho_a) \left(\frac{kg}{m^3}\right) * (d_p(m))^2}{18 * \mu \left(\frac{N*s}{m^2}\right)} \tag{5.11}$$

Donde,  $g$  es la gravedad,  $\rho_s$  es la masa específica de la partícula,  $\rho_a$  es la masa específica del agua (a 20°C),  $d_p$  es el diámetro de la partícula y  $\mu$  es la viscosidad absoluta del agua. Reemplazando, se observa que el valor teórico resulta similar al calculado, lo cual confirma que las partículas de velocidad mayor a la hallada serán removidas comprendiendo a las partículas mayores a 0,02 mm.

$$U_s = \frac{9,8 \left(\frac{m}{s^2}\right) * (2650 - 998) \left(\frac{kg}{m^3}\right) * (0,00002(m))^2}{18 * 0,001 \left(\frac{N*s}{m^2}\right)} \tag{5.12}$$

$$U_s = 1,2 \frac{m}{h}$$

H adoptada (m)	t <sub>s</sub> (min)	L <sub>1</sub> * B (m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (m/h)	L <sub>1</sub> /B adoptada	B (m)	L <sub>1</sub> (m)	q <sub>v</sub> (L/(sm))	Volumen del tanque (m <sup>3</sup> )	Velocidad horizontal (cm/s)
1,7	120	3,7	0,85	7,1	0,7	5,1	1,21	6,2	0,07
<b>Verificar</b>			0,2-1	3 - 8			1,2-3		

**Tabla 5.5:** Parámetros de diseño de la zona de sedimentación del Sedimentador de Flujo Horizontal.

La velocidad horizontal ( $V_H$ ) se calculó en función del caudal, la longitud y la altura:

$$V_H \left(\frac{cm}{s}\right) = \frac{100 * Q \left(\frac{m^3}{s}\right)}{B(m) * H(m)} \tag{5.13}$$

Los parámetros de diseño finales de la zona de sedimentación del tanque de presedimentación se observan en la tabla 5.7.

## 2. Zona de Entrada y Salida

La entrada y salida del agua a la unidad se produce mediante vertederos. En el ingreso, la distancia de la pantalla difusora a la pared de entrada ( $L_2$ ) debe ser entre 0,7 y 1 m. Se adoptó un valor  $L_2 = 0,7 m$ , por lo que la longitud total ( $L_T$ )



del tanque resulta ser de 5,8 m:

$$L_T(m) = L_1(m) + L_2(m) \quad (5.14)$$

La velocidad de paso por el vertedero de salida debe ser pequeña para causar menor turbulencia y arrastre de material ( $U_v \leq 1m/s$  [65]). A través de la ecuación 5.15, se obtuvo la velocidad ( $U_v$ ):

$$U_v \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{B(m) * h_v(m)} \quad (5.15)$$

Haciendo el cálculo, la altura sobre el vertedero resulta ser de 7,6 mm:

$$H_2(m) = \left( \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{1,84 * B(m)} \right)^{2/3} \quad (5.16)$$

De esta forma se obtuvo una velocidad del vertedero de 0,16 m/s cumpliendo con la recomendación.

La canaleta de entrada y recolección fueron diseñadas a partir de la siguiente expresión para vertederos de descarga libre:

$$Q(m) = 1,38 * b_c(m) * (h_{om}(m))^{3/2} \quad (5.17)$$

Se adoptó un ancho de canal ( $b_c$ ) de 10 cm y despejando se obtuvo la altura máxima del líquido en la canaleta ( $h_{om}$ ) y se adoptó una revancha de 5 cm. Finalmente la la altura del canal resultó ser 8,4 cm. La canaleta de recolección tendrá una pendiente de 3‰ a lo largo para la descarga del líquido.

#### *Pantalla Difusora*

La velocidad en los orificios ( $V_O$ ) de la pantalla no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación. Se adoptó dicho valor y se determinó el área total de los orificios:

$$A_O(m^2) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{V_O \left( \frac{m}{s} \right)} \quad (5.18)$$

Se obtuvo un valor de 58  $cm^2$  y se adoptó un diámetro de orificio de 2,5 cm que dio como resultado 5  $cm^2$  de área de cada orificio ( $a_O$ ). Finalmente se calculó el número de orificios ( $n = 12$ ):

$$n = \frac{A_O(m^2)}{a_O(m^2)} \quad (5.19)$$

Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a 1/5 o 1/6 de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre 1/4 ó 1/5 de la altura (H) a partir de la superficie del fondo. Para ambas situaciones, se adoptó una distancia igual a H/5, por lo que la altura de la pantalla difusora con orificios está dada por:

$$h(m) = H(m) - \frac{2}{5} * H \quad (5.20)$$

Se asumió un número de 4 filas ( $n_f$ ) y se calculó el número de columnas ( $n_c$ ) obteniendo un valor de 3.

Para calcular el espaciamiento entre las filas se procedió de la siguiente manera:

$$a_1(m) = \frac{h(m)}{n_f} \quad (5.21)$$

Para el espaciamiento entre columnas:

$$a_2(m) = \frac{B(m) - a_1 * (n_c - 1)}{2} \quad (5.22)$$

### 3. Zona de Recolección de Lodos

El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10 % para facilitar el deslizamiento del sedimento por lo que se adoptó un 10 %. Finalmente la altura quedó expresada como:

$$H'(m) = H(m) + 0,1 * H(m) \quad (5.23)$$

La descarga de lodos se ubicó en el primer tercio de la unidad, pues el 80 % del volumen de los lodos se deposita en esa zona. Por otro lado, se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.

El tiempo de vaciado del sedimentador ( $t_1$ ) se calculó a partir de la siguiente expresión:

$$S(m^2) = \frac{A_s(m^2) * \sqrt{H(m)}}{4850 * t(h)} \quad (5.24)$$

Donde  $A_s$  es el área superficial del sedimentador,  $H$  es la altura y  $S$  la sección del conducto de evacuación de los barros. Se adoptó diámetro de 0,15 m para el conducto, en función de las recomendaciones de ENOHSA.

Para la altura de la cámara se adoptó una revancha del 20 %.

### 5.2.2.1. Remoción del Presedimentador

El objetivo de la presente unidad es disminuir la turbidez y, por lo tanto, disminuir el consumo de coagulante. Para el tiempo de permanencia seleccionado (2 hs), en el ensayo se obtuvo una eficiencia de remoción de la turbidez del 52,4 %.

Idealmente, debería haberse realizado un ensayo para el agua en las diversas condiciones hidrológicas comprendiendo el rango de turbidez hallado. Como esto no fue posible, se decidió tomar el 35 % de eficiencia de remoción del sistema. La turbidez del agua de salida se observa en la tabla 5.6. Se puede observar que el pretratamiento de sedimentación disminuye en un 30 % el uso de coagulante y, por lo tanto, también disminuye la generación de lodos químicos.

	Mínima Turbidez (NTU)	Máxima Turbidez (NTU)	Dosis de Coagulante Recomendada (ppm)
Agua de entrada	22	404	1,44 – 26,52
Agua de salida	14,3	262,6	1 – 18

**Tabla 5.6:** Turbidez en el agua de entrada y salida considerando una eficiencia de remoción del 35 %. Dosis de coagulante teórica que se requeriría en cada caso.

### 5.2.2.2. Resumen del Diseño

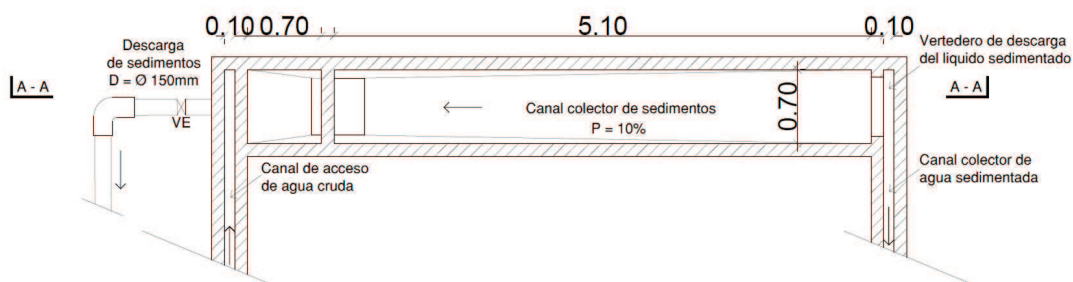
Usualmente se establece como mínimo deseable 2 decantadores a fin de que la planta no tenga que ser detenida para limpieza o mantenimiento de la unidad y se mantenga la operación continua. Sin embargo, dada la variabilidad de las condiciones esto permite a la planta que en condiciones de baja turbidez el agua sea “bypaseada” directamente a la cámara de electrocoagulación (EC) saltando el proceso de pretratamiento. Por esta razón se construirá una unidad.

En la tabla 5.7 se presenta un resumen de los parámetros obtenidos para el dimensionamiento del sedimentador simple.

Parámetro de Diseño	Unidad	Valor
<b>Zona de Sedimentación</b>		
Velocidad de Sedimentación ( $q_s$ )	m/h	0,86
Velocidad horizontal ( $V_H$ )	cm/s	0,07
Tiempo de Permanencia ( $t_s$ )	h	2
Longitud Zona Sedimentación ( $L_1$ )	m	5,1
Ancho Zona Sedimentación ( $B$ )	m	0,7
Altura Zona Sedimentación ( $H$ )	m	1,7
Altura sobre boca de desagüe ( $H'$ )	m	1,87
Altura del Sedimentador	m	2,3
Volumen Zona Sedimentación ( $V_s$ )	$m^3$	6,2
<b>Zona de Entrada y Salida</b>		
<i>Canales de entrada y salida</i>		
Ancho del canal ( $b_c$ )	m	0,1
Altura del agua máxima ( $h_{om}$ )	m	0,034
Altura del canal total ( $h_c$ )	m	0,084
Longitud del canal ( $L_c = B$ )	m	0,7
Pendiente canal Salida ( $h_c$ )	‰	3
<i>Vertedero de Descarga Libre</i>		
Longitud de Vertedero ( $B$ )	m	0,7
Altura del agua sobre vertedero ( $H_2$ )	mm	7,6
Velocidad Salida Vertedero ( $U_v$ )	m/s	0,16
<i>Pantalla Difusora</i>		
Longitud a Pantalla Difusora ( $L_2$ )	m	0,7
Velocidad Orificios ( $V_O$ )	m/s	0,15
Diámetro Orificio ( $d_o$ )	cm	2,5
Número de orificios (n)	unidad	12
Número de filas	unidad	4
Espacio entre filas ( $a_1$ )	m	0,31
Número de columnas	unidad	3
Espacio entre columnas ( $a_2$ )	m	0,16
<b>Zona de Recolección de Lodos</b>		
Pendiente	%	10
Diámetro Conducto Descarga	m	0,15
Tiempo de Vaciado ( $t$ )	min	4

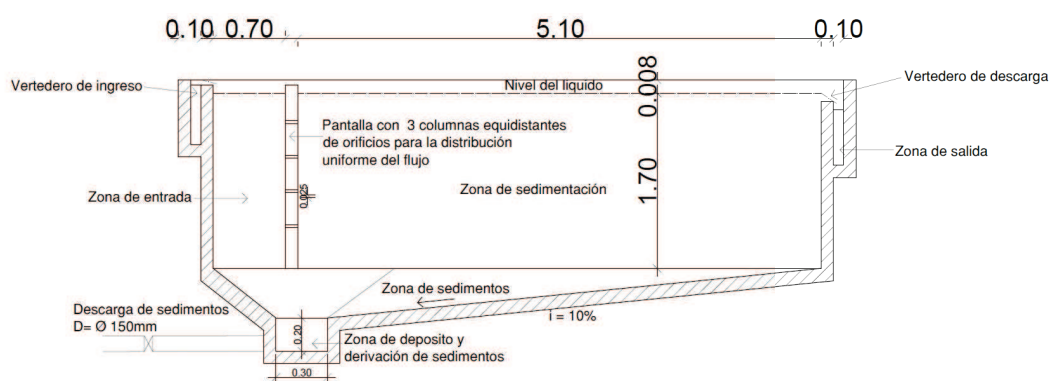
**Tabla 5.7:** Parámetros de diseño del Sedimentador Simple de Flujo Horizontal.

En las figuras 5.7 y 5.8 se presentan distintas vistas del esquema del sistema de pre-sedimentación en función de los parámetros de diseño obtenidos.



## PLANTA

**Figura 5.7:** Esquema del sistema de presedimentación (vista en planta). Unidad: m. Fuente: Elaboración propia.



## CORTE A-A

**Figura 5.8:** Esquema del sistema de presedimentación (corte longitudinal). Unidad: m. Fuente: Elaboración propia.

### 5.2.3. Cámara de Electrocoagulación

#### *Fundamentos de la Electrocoagulación*

El proceso de EC es una técnica electroquímica que se basa en la aplicación de una corriente eléctrica a electrodos sumergidos en un reactor. La corriente aplicada libera desde el ánodo el agente coagulante al medio, desestabilizando contaminantes suspendidos, emulsionados o disueltos en un medio acuoso. Por su parte en el cátodo, se libera gas hidrógeno cuyas burbujas se elevan a la superficie del reactor. Finalmente, los materiales coloidales se aglomeran para ser eliminados por flotación o por decantación.

En este proceso a partir de compuestos procedentes de la disolución del ánodo, se agrupa la materia coloidal existente en un agua residual, posibilitando su separación del agua mediante técnicas convencionales de separación sólido-líquido (decantación, flotación). La flotación ocurre debido a los gases liberados en el cátodo. El mecanismo

de funcionamiento de esta técnica fue descrito en la subsección de la EC del capítulo 3 3.3.1.2.

*Diseño de la Electrocoagulación*

El diseño del sistema es explicado en la sección 4.2.2.

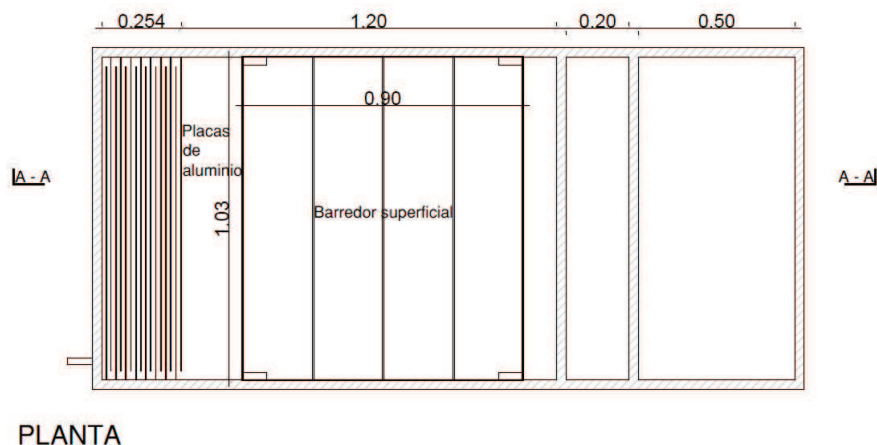
**5.2.3.1. Remoción de Electrocoagulación**

Como se comentó previamente el sistema de EC permite la remoción de otros parámetros además de los físicos, aunque no garantiza su completa remoción al no ser un tratamiento específico para los mismos. Sin embargo, en las condiciones de operación del sistema de EC se estimaron remociones del 50 y 65 % para el aluminio y el hierro respectivamente. En la tabla 5.8 se observan las concentraciones de entrada y salida al sistema de EC-Sedimentación para parámetros físicos y metálicos.

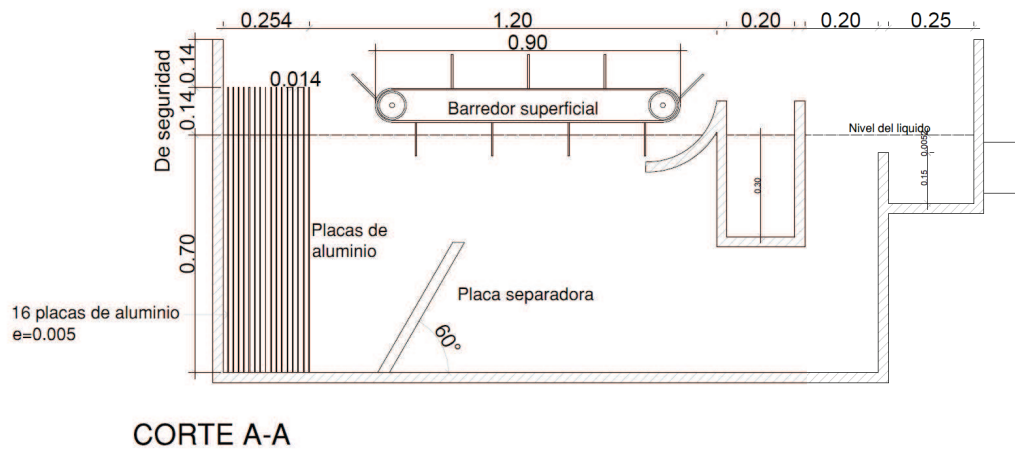
**5.2.3.2. Resumen del Diseño**

El resumen de los parámetros de diseño y operacionales se encuentra en la tabla 4.7.

En las figuras 5.9 y 5.10 se presentan distintas vistas del esquema del sistema de electrocoagulación en función de los parámetros de diseño obtenidos.



**Figura 5.9:** Esquema del sistema de electrocoagulación (vista en planta). Unidad: m.  
Fuente: Elaboración propia.



**Figura 5.10:** Esquema del sistema de electrocoagulación (corte longitudinal). Unidad: m. Fuente: Elaboración propia.

#### 5.2.4. Sedimentación

##### *Fundamento de la Sedimentación Floculenta*

En esta unidad, a diferencia del sedimentador simple, se busca remover mediante sedimentación a las partículas floculentas producto de los dos procesos previos. Se denomina a las partículas como floculentas cuando al descender en la masa líquida, se adhieren o aglutinan, cambiando de tamaño, forma y peso específico durante la caída, formando flóculos con una velocidad de sedimentación mayor que las partículas inicialmente consideradas. Este tipo de sedimentación se presenta en la clarificación de aguas, como proceso intermedio entre la coagulación-floculación y la filtración rápida.

Las unidades donde se realiza el proceso de sedimentación se dividen en convencionales de flujo horizontal, vertical ascendente y de flujo inclinado.

##### *Diseño del Sedimentador*

Se considerarán tres factores que favorecen la remoción de las partículas en el diseño de esta unidad: (1) aumento del área de sedimentación, (2) disminución de la altura de caída de la partícula y (3) régimen de flujo laminar.

Para dimensionar la unidad se hicieron las siguientes adopciones:

- Forma del tanque rectangular
- Flujo Horizontal

Los esquemas de las unidades de flujo horizontal se observan en la figura 5.5. Dentro de las mismas se reconocen 4 zonas: Sedimentación, Entrada, Salida y Recolección de lodos, explicadas en la sección correspondiente al sedimentador simple 5.2.2.

Los criterios básicos de diseño correspondientes a los sedimentadores son:

- La velocidad de sedimentación ( $U_s$ ) es uno de los parámetros básicos en el diseño y en la determinación de la eficiencia para reducir la turbidez y/o sólidos suspendidos del líquido a tratar.
- La velocidad de sedimentación se determinará en base a la Norma Brasileira (NB-592) al no poder realizar ensayos de laboratorio para su determinación.
- Las partículas al aglomerarse resultan con mayor velocidad de sedimentación al final que en el comienzo del proceso.
- La capacidad de remoción de las partículas depende de la profundidad y tiempo de retención en los sedimentadores.

## 1. Zona de Sedimentación

### *Velocidad de Sedimentación*

La NB-592 recomienda para plantas con capacidad de hasta  $1000 \text{ m}^3/\text{día}$  utilizar velocidades menores a  $25 \text{ m}^3/(\text{m}^2 * \text{día})$ . Se adoptó una velocidad de sedimentación ( $U_s$ ) de  $8 \text{ m}^3/(\text{m}^2 * \text{día})$ . Por otro lado, según las recomendaciones de ENOH-SA para plantas con capacidad menor o igual a  $10000 \text{ m}^3/\text{día}$ , se recomienda una velocidad media de escurrimiento ( $U_{em}$ ) longitudinal menor a  $0,5 \text{ cm/s}$ . Por este motivo, se adoptó una velocidad de  $0,07 \text{ cm/s}$ . Esta velocidad al ser inferior a  $0,75 \text{ cm/s}$  no crea condiciones de arrastre del lodo depositado.

Para el dimensionamiento del sedimentador se tuvieron en cuenta las siguientes relaciones que las dimensiones deben mantener:

- Largo-Ancho:  $2 \leq L_d/B_d \leq 5$
- Largo-Ancho:  $2 \leq L_d/H_u \leq 25$

Donde  $L_d$  es la longitud del decantador o sedimentador,  $B_d$  es el ancho y  $H_u$  es la altura útil del decantador.

A partir de la velocidad de sedimentación y el caudal de diseño, se calculó el área superficial de decantación a partir de la ecuación 5.25. Se adoptó una relación  $L_d/B_d$  igual a 3 que verifica el criterio establecido. Con dicha relación y conociendo el área superficial se calcularon la longitud ( $L_d$ ) y el ancho ( $B_d$ ) del decantador que resultaron ser 5,30 y 1,76 m respectivamente.



$$V_s \left( \frac{m}{h} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{h} \right)}{A_s(m^2)} \quad (5.25)$$

La altura útil ( $H_u$ ) o altura de la zona de decantación se obtuvo conociendo el caudal que pasa por el área transversal ( $A_t = H_u * B_d$ ) y la velocidad de escorrentamiento longitudinal a través de la ecuación 5.26. Luego, se verificó la relación  $L_d/H_U$ .

$$U_{em} \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{s} \right)}{H_u(m) * B_d(m)} \quad (5.26)$$

Finalmente se calculó el tiempo de detención hidráulica ( $t_d$ ) que resultó en un valor de 2 hs.

## 2. Zona de Entrada y Salida

La entrada y salida se produce por vertederos de descarga libre mediante un canal de acceso y un canal de salida a la unidad. El largo del canal de entrada y salida ( $L_c$ ) tiene una forma rectangular y ocupa todo el ancho de la unidad, es decir:  $L_c = B_d$ . Con el objetivo de evitar deteriorar la eficiencia del decantador, el ancho del canal de salida debe ocupar como máximo el 20% de la longitud del decantador. La canaleta de entrada y recolección fueron diseñadas a partir de la siguiente expresión para vertederos de descarga libre:

$$Q(m) = 1,38 * b_c(m) * (h_{om}(m))^{3/2} \quad (5.27)$$

Se adoptó un ancho de canal ( $b_c$ ) de 10 cm y despejando se obtuvo la altura máxima del líquido en la canaleta ( $h_{om}$ ) y se adoptó una revancha de 5 cm. Finalmente se calculó la altura del canal. La canaleta de recolección tendrá una pendiente de 3‰ a lo largo para la descarga del líquido.

Con la ecuación 5.7 se calculó la carga hidráulica sobre el vertedero ( $q_v$ ) cuyo valor resultó ser menor a  $1,8 L/(s*m)$  como se indica en las normas de ENOHSA para decantadores. En función de la ecuación 5.27 se calculó el tirante de agua sobre el vertedero ( $h_{om}$ ).

### *Pantalla Difusora*

La distribución de agua en la sección transversal del decantador se realiza a través de orificios dispuestos en muros. El propósito de las estructuras de entrada es:

- Distribuir el afluente uniformemente en toda el área transversal del decantador.

- Evitar chorros que puedan provocar corrientes cinéticas en la masa líquida.
- Disipar la energía que trae el agua.
- Evitar altas velocidades que puedan disipar los barros del fondo.

Según la norma NB-592 de Brasil las pantallas deben tener las siguientes características:

- La distancia entre los orificios debe ser menor o igual a 0,5 m
- La distancia entre las compuertas de entrada y la pantalla ( $L_2$ ) debe ser del orden de:

$$L_2 = 1,5 * H_u(m) * \frac{A_o(m^2)}{A_t(m^2)} \quad (5.28)$$

Donde  $A_o$  es el área total de orificios y  $A_t$  es el área transversal del decantador

- $A_o \leq 0,5 * A_t$
- El gradiente de velocidad medio es menor o igual a  $20 \text{ s}^{-1}$

Los cálculos realizados fueron similares que para la pantalla del sedimentador primario. Se adoptó una velocidad de paso en el orificio ( $V_o$ ) de 0,15 m/s lo cual verifica el rango recomendado por ENOHSA y, a partir de la ecuación 5.18, se calculó el área total de los orificios ( $A_o$ ).

Luego, se adoptó un diámetro de orificio ( $d_o$ ) de 0,025 m y con el área de cada orificio se calculó un número de 12 orificios según la ecuación 5.19. Siguiendo la recomendación de la distancia de los orificios superiores e inferiores a 1/5 de la altura de la pared ( $H_u$ ), se asumió un número de filas igual a 2, lo que da como resultado 6 columnas. La separación entre las filas y las columnas resultan ser 0,24 m y 0,23 m respectivamente. Ambas distancias menores a 0,5 m como lo establece ENOHSA.

### 3. Zona de Recolección de Barros

La remoción manual del barro se realizará en forma periódica. Para el diseño de esta zona se tuvieron en cuenta las recomendaciones indicadas por la NB-592 del Brasil:

- Tener descarga(s) de fondo para que el vaciado sea efectuado en un tiempo menor de 6 horas.
- La(s) descarga(s) debe(n) ser localizada(s) preferentemente en la zona de mayor acumulación de barro (primera mitad del tanque para longitudes menores a 20 m).

- El fondo debe tener un declive mínimo del 5 % en el sentido del lugar de la descarga.
- La cañería de descarga de barro deberá tener un diámetro mínimo de 150 mm al tener una longitud inferior a 10 m.

Se calculó la sección de la compuerta de descarga de lodos ( $S_{dp}$ ) considerando una cañería de diámetro de 150 mm. Según la ecuación 5.24 se calculó el tiempo de vaciado, el cual debe ser menor a 2 hs en función de lo recomendado por ENOHSA, obteniendo un valor de 5,5 minutos.

La pendiente de la tolva de la zona de lodos debe tener una pendiente mínima ( $i$ ) del 5%. Con el objetivo de prever una altura adicional suficiente para acumular el barro resultante de 1 día de funcionamiento, se estimó el volumen de lodo ( $V_L$ ) que se produce en un día. Algunas experiencias realizadas a escala reducida indican que el volumen de lodo decantado depende directamente de la turbidez del agua cruda y la dosis de coagulante aplicada, e indirectamente de la compactación del lodo y del tipo de partícula que origina la turbidez [43].

En función del trabajo [53], se estimó el volumen producido conociendo las dosis requeridas para las dos condiciones extremas del parámetro de turbidez. A partir del máximo volumen obtenido (para la mayor dosis aplicada), se calculó la altura que la zona de lodos debe tener, asumiendo que el volumen se calcula como para una pirámide de base rectangular:

$$V_{dl}(m^3) = \frac{B_d(m) * L_d(m) * h_{dl}(m)}{3} \quad (5.29)$$

Donde  $h_{dl}$  es la altura de la zona de lodos. Se obtuvo un valor de 0,12 m, por lo que la pendiente resulta ser 15%, mayor al mínimo establecido.

Para las alturas del tanque de sedimentación se adoptó una revancha del 20 %.

#### 5.2.4.1. Remoción del Sedimentador

La remoción correspondiente al sistema de EC y Sedimentación se presenta en la tabla 5.8.

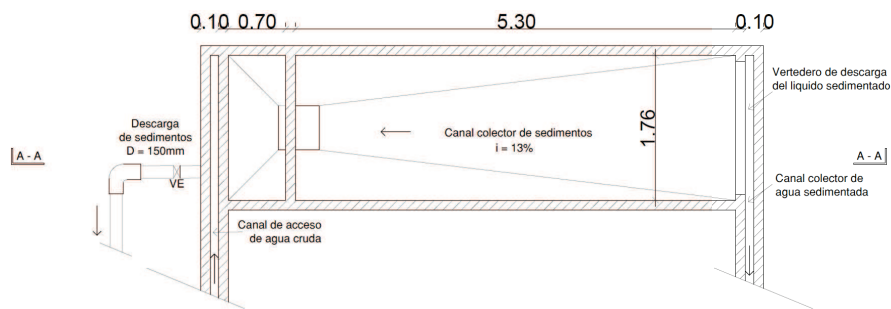
	Turbidez (NTU)	Color (Pt-Co)	SDT (ppm)	Aluminio (ppm)	Hierro (ppm)
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	90 – 100	70 – 95	80 – 90	50	65
<b>Inicial</b>	15 – 267	4,1-60,3	88 – 129	0,02 - 0,73	0,2 - 1,3
<b>Final</b>	1,5 – 1	1,23 – 3,01	1,38 - 0,71	0,01 – 0,365	0,07 – 0,455

**Tabla 5.8:** Parámetros físicos y metálicos de entrada y salida al sistema de Electrocoagulación - Sedimentación en función de los porcentajes de remoción obtenidos.

### 5.2.4.2. Resumen del Diseño

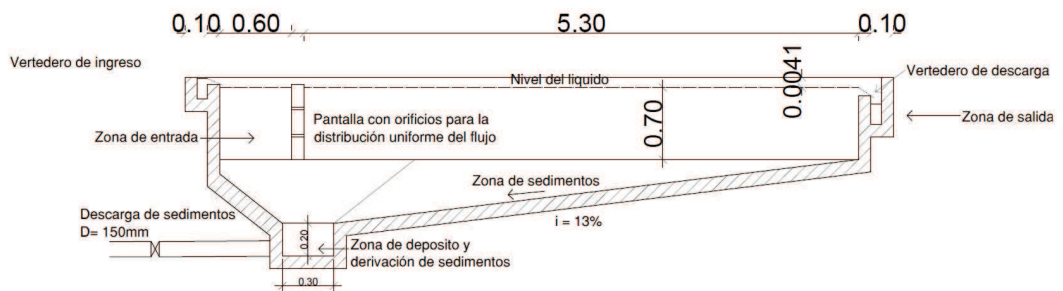
El resumen de los parámetros de diseño del sedimentador luego del proceso de EC se encuentran en la tabla 4.8.

En las figuras 5.11 y 5.12 se presentan distintas vistas del esquema del sistema de sedimentación en función de los parámetros de diseño obtenidos.



PLANTA

**Figura 5.11:** Esquema del sistema de sedimentación (vista en planta). Unidad: m.  
Fuente: Elaboración propia.



CORTE A-A

**Figura 5.12:** Esquema del sistema de sedimentación (corte longitudinal). Unidad: m.  
Fuente: Elaboración propia.

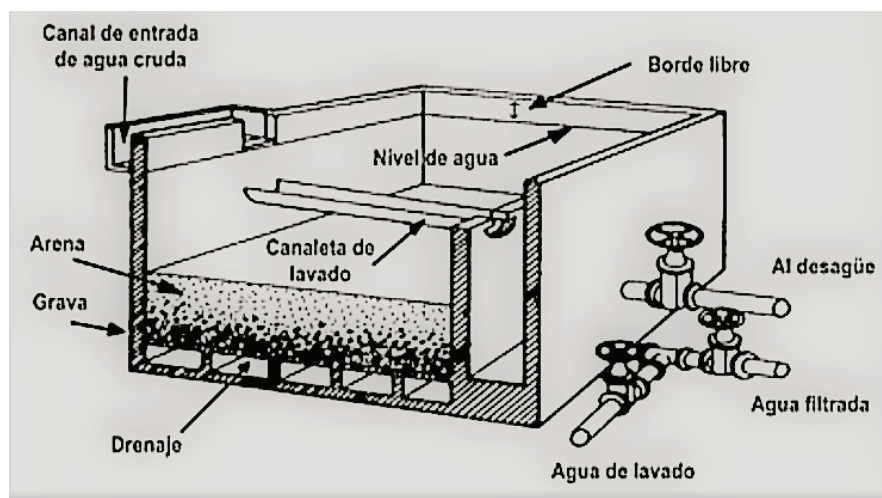
### 5.2.5. Filtro Rápido Convencional

#### Fundamento de la Filtración Rápida

La filtración es el proceso final de remoción de las partículas floculentas que no pudieron ser removidas. Existen diversos tipos de filtros. A partir de las características del agua de río (turbidez, color, coliformes) y en función de lo establecido por ENOH-SA [43], se estableció que la filtración rápida es suficiente luego de los tratamientos (mínimos) de coagulación, floculación y sedimentación.

En las figuras 5.13 se puede observar un esquema de un filtro rápido. Dentro de estas unidades pueden distinguirse distintas estructuras y elementos de la filtración:

- Manto filtrante: contiene a los materiales filtrantes (arena).
- Sistema de Drenaje: falso fondo y capa soporte que colecta el agua filtrada.



**Figura 5.13:** Esquema del Filtro Rápido de Capa Única de Arena con tamaños uniformes (Corte Longitudinal). Fuente: [66]

El material filtrante permite a los filtros operar a elevadas cargas hidráulicas minimizando la pérdida de carga. Las partículas se remueven a través de la profundidad del medio filtrante mediante un proceso llamado filtración en profundidad, el cual da al filtro la capacidad de filtrar sin que se sature con partículas rápidamente. La función de los bajos drenes es dar soporte al medio filtrante, coleccionar y dirigir el agua filtrada fuera del filtro y distribuir el agua y el aire durante el retrolavado. Los mismos deben coleccionar y distribuir el flujo uniformemente. La capa soporte previene que el medio filtrante entre a las perforaciones y provee una distribución uniforme del agua de retrolavado.

Según el sentido del flujo (ascendente/descendente) y la carga hidráulica aplicada sobre el lecho filtrante, los filtros pueden clasificarse como filtros a presión y a gravedad. Por otro lado, el manto filtrante puede estar constituido por diversas alternativas: a) Capa única de arena con subcapas de distinto tamaño; b) Capa única de arena con tamaños uniformes; c) De manto dual: antracita (superior o superficial) y arena (inferior o de fondo); d) De manto triple: granate o ilmenita, capa situada debajo del manto dual de antracita y arena.

La operación de filtración consta de dos etapas, una de filtración y otra de lavado. En los filtros convencionales, la etapa de filtrado finaliza cuando los sólidos suspendidos o turbidez en el agua de salida comienza a aumentar o, cuando la pérdida de carga es tan alta que el filtro ya no produce agua a la tasa deseada. Esto es, generalmente 2,4 m de pérdida o cuando el tiempo de filtración es de más de 72 horas [67]. En dichos casos, se suspende el proceso de filtración y se procede a lavar el filtro para remover el

material suspendido acumulado dentro del lecho filtrante y recuperar su capacidad de filtración. Para ello se inyecta agua, invirtiendo el sentido, y aplicando un flujo suficiente de agua tal que el lecho filtrante se expanda (fluidizando el medio filtrante), los granos se froten y se desprenda todo el material retenido entre ellos durante la operación de filtrado. El material es removido a través de las canaletas de lavado.

#### *Diseño del Filtro Rápido Convencional*

Previo al diseño del sistema de filtración se definió la calidad del agua de ingreso, tipo de filtro, características del lecho filtrante, tipo de sistema de lavado, falsos fondos y sistemas de apoyo y tamaño y número de filtros.

Se optó por un filtro de capa única de arena con tamaños prácticamente uniformes y flujo descendente de filtración y ascendente de lavado. La velocidad de filtración será constante durante la carrera. El número mínimo resulta de 2 filtros para funcionar de forma alterna (limpieza, maduración, etc.). Por esta razón se construirán dos.

Los parámetros de diseño y operación adoptados corresponden a experiencias de plantas de potabilización con filtración rápida y a estudios recientes [43] [68]. Los cálculos realizados y parámetros intermedios obtenidos se presentan en las figuras A.3, A.4, A.5, A.6, A.7 y A.8.

### 1. Manto Filtrante

La arena que conforma el lecho está constituida esencialmente por granos de cuarzo, producidos por la erosión natural de las rocas con un contenido de sílice mayor e igual al 99 %. Sus características principales se presentan en la tabla 5.9.

Características del medio filtrante: Arena		
Parámetro	Unidad	Valor
Tamaño efectivo ( $D_{10}$ )	mm	0,55
Diámetro más pequeño ( $D_1$ )	mm	0,42
Diámetro más grueso ( $D_2$ )	mm	0,5
Peso Específico ( $\rho_s$ )	$kg/m^3$	2650
Coefficiente de esfericidad ( $C_e$ )		0,75
Coefficiente de uniformidad		1
Porosidad arena expandida ( $\epsilon_1$ )		0,668
Porosidad arena limpia ( $\epsilon_0$ )		0,45

**Tabla 5.9:** Características de la arena que compone al material filtrante.

Se adoptó un espesor de lecho ( $L$ ) de 0,7 m y una velocidad media de filtración ( $V_F$ ) de 9,5 m/h. Conociendo la velocidad y el caudal a filtrar se obtuvo el área superficial filtrante:

$$A_F(m^2) = \frac{Q \left( \frac{m^3}{h} \right)}{V_F \left( \frac{m}{h} \right)} \quad (5.30)$$

Con el área filtrante y con la velocidad de lavado adoptada ( $V_a$ ), se obtuvo el caudal para el lavado ( $Q_r$ ). Multiplicándolo por el tiempo de lavado (5 minutos) se obtuvo el volumen de agua que se requiere para el lavado ( $V_l = 0,5 \text{ m}^3$ ) y, por lo tanto, que se debe generar durante el tiempo de una carrera ( $t_f = 36 \text{ hs}$  [68]). Entonces, el caudal que debe ingresar a esta unidad que será destinado a lavado está dado por:

$$Q_{lav} \left( \frac{m^3}{h} \right) = \frac{V_l(m^3)}{t_f(h)} \quad (5.31)$$

El caudal que se requiere durante el lavado es de  $0,0017 \text{ m}^3/s$ . El caudal que ingresa a la unidad destinada para la limpieza del filtro ( $0,02 \text{ m}^3/h$ ), será recirculada al tanque de EC luego de su uso con un tanque de almacenamiento mediante.

Para dimensionar el largo ( $L_{OF}$ ) y el ancho ( $B$ ) de la unidad, se estableció una relación  $L_{OF}/B$  de 1,5. En función de la expresión del área filtrante que se presenta a continuación, se obtuvieron ambos valores:

$$A_F(m^2) = L_{OF}(m) * B(m) \quad (5.32)$$

En función de los cálculos realizados, resultó una longitud de 0,75 m y un ancho de 0,44 m.

Los cálculos y parámetros comentados previamente se pueden ver con mayor detalle en la tabla A.3. También se puede observar los cálculos realizados para la pérdida de carga durante la filtración en la tabla A.7.

## 2. Sistema de Drenaje

Para el sistema de drenaje se consideraron viguetas prefabricadas (falso fondo) y lecho de grava (capa soporte) para soportar el lecho de arena. Las viguetas son fondos de concreto prefabricados que consisten en viguetas en forma de V invertida, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples de plástico de 6.35 mm. La parte inferior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los niples y se proyecte sobre la grava gruesa. El soporte está formado capas de grava que varían de 1,58 mm a 50 mm en una altura total de 75 mm.

Se adoptó una altura de viga mas grava ( $H_2$ ) y una altura de falso fondo ( $H_1$ ), considerando el espesor de grava y el claro que se debe ocupar tal que sistema de drenes soporte el peso. En función de la bibliografía [68] se definieron de 0,4 m y 0,3 m respectivamente.

El ancho de las viguetas resulta de 0,15 m por lo que se requieren 5 unidades. Estas tienen orificios que permiten el paso del agua y evitan el paso de la grava que soporta el lecho filtrante. Por estos orificios pasará el agua de lavado en sentido ascendente y el agua filtrada en sentido descendente. De experiencias observadas en la bibliografía, es común que las viguetas tengan orificios cuyos diámetros estén comprendidos entre 0,0125 y 0,025 m a una distancia de 0,10 m, garantizando el soporte del lecho. Por esta razón, se adoptó un diámetro de orificios de drenaje ( $d_0$ ) igual a 0,025 m y un espaciamiento entre orificios ( $x$ ) de 0,1 m.

Se calculó el número de orificios en cada vigueta (9), lo que resultó en un total de 45 orificios.

#### *Lavado*

A lo largo de la filtración, un porcentaje del caudal obtenido se derivará a un reservorio tal de almacenar el agua para el lavado del filtro. El mismo se encuentra comunicado con la unidad mediante una válvula esclusa. El almacenamiento tendrá una altura de agua de 1,68 m, un ancho igual a la del filtro y un largo en función del volumen que se desea almacenar ( $V_l$ ). La longitud obtenida es de 0,67 m.

Una vez finalizada la carrera de filtrado, se procede al lavado de la unidad. El caudal de agua de lavado necesario es  $5,94 \text{ m}^3/\text{h}$  durante 5 minutos. En el lavado de los filtros el agua, en sentido ascendente, se inyecta por los drenes a una velocidad que pueda producir expansión del lecho que varía según los diferentes autores. Degrémont (1973) propone un 15% como mínimo, mientras que según Steel y McGhee (1981) del 28 al 40% [43].

En el caso del lecho de arena elegido, las velocidades críticas de lavado (máxima  $-V_t-$  y mínima  $-V_{fl}-$ ) se calcularon a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} V_t(m/min) &= 10 * d_{60} \\ V_{fl}(m/min) &= V_t * f^{4,5} \end{aligned} \quad (5.33)$$

Donde,  $D_{60}$  es es el diámetro tal que el 60% de la masa de la muestra está compuesta de partículas con un diámetro menor que dicho valor. Reemplazando, en el presente caso se obtuvo una velocidad máxima de 8,25 m/min y una mínima



de 0,23 m/min:

$$\begin{aligned} V_t(m/min) &= 10 * (1,5 * 0,55) \\ V_{fl}(m/min) &= 8,25 * (0,45)^{4,5} \end{aligned} \quad (5.34)$$

Se adoptó una velocidad de lavado ( $V_a$ ) de 0,3 m/min. En cuanto al porcentaje de expansión, cuyo cálculo se observa en el paso 9 de la figura A.4, se obtuvo un porcentaje de 34,34 % acorde a lo establecido por Steel y McGhee (1981).

Para recoger el flujo ascendente durante el lavado, se diseñó un sistema de recolección constituido por un canal principal colocado en el centro. La canaleta tendrá una pendiente del 2 % en el fondo para ayudar al transporte del material sedimentable. La distancia de la canaleta a las paredes del filtro son tales que permiten una buena distribución del flujo. La forma de las canaletas se definió como rectangular. La longitud, el número y tamaño de estas depende de la capacidad del filtro y de la tasa de lavado que se aplique. Se adoptó una canaleta principal con una altura útil ( $h_0$ ) de 0,2 m. La altura total de la canaleta mas losa de fondo ( $H$ ) tiene un valor de 0,4 m y se obtuvo a partir del siguiente cálculo:

$$H(m) = 1,5 * h_0(m) + 0,1 \quad (5.35)$$

La distancia del borde de la canaleta a la superficie del medio filtrante se definió a partir de  $H$  y  $H_3$  como se observa en el paso 37 de la figura A.6.

Para finalizar, se verificó que la tasa promedio del filtro recién retrolavado ( $q_{max}$ ) coincida con la velocidad de filtración ( $V_F$ ).

Los cálculos de los parámetros de diseño y operativos relacionados con el sistema de drenes (falso fondo y manto soporte) y particularmente con el lavado se encuentra en las figuras A.4, A.5 y A.6.

Por último, en la figura A.8 se puede observar los cálculos realizados para verificar que la tasa promedio aplicada al filtro ( $q_{max}$ ) sea similar a la tasa propuesta ( $V_F$ ).

#### 5.2.5.1. Remoción del Filtro Rápido

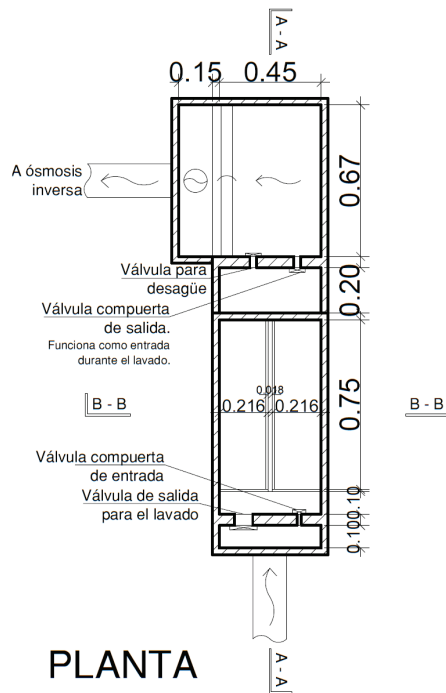
El objetivo de la presente unidad es garantizar la retención de los flóculos que han escapado del proceso previo de sedimentación tal que no ingresen al siguiente sistema de ósmosis inversa, el cual resulta muy sensible a sólidos sedimentables.

### 5.2.5.2. Resumen del Diseño

En la tabla 5.10 se observa un resumen de los parámetros principales de diseño. En las figuras 5.14 y 5.15 se presentan dos vistas de la unidad del filtro rápido convencional.

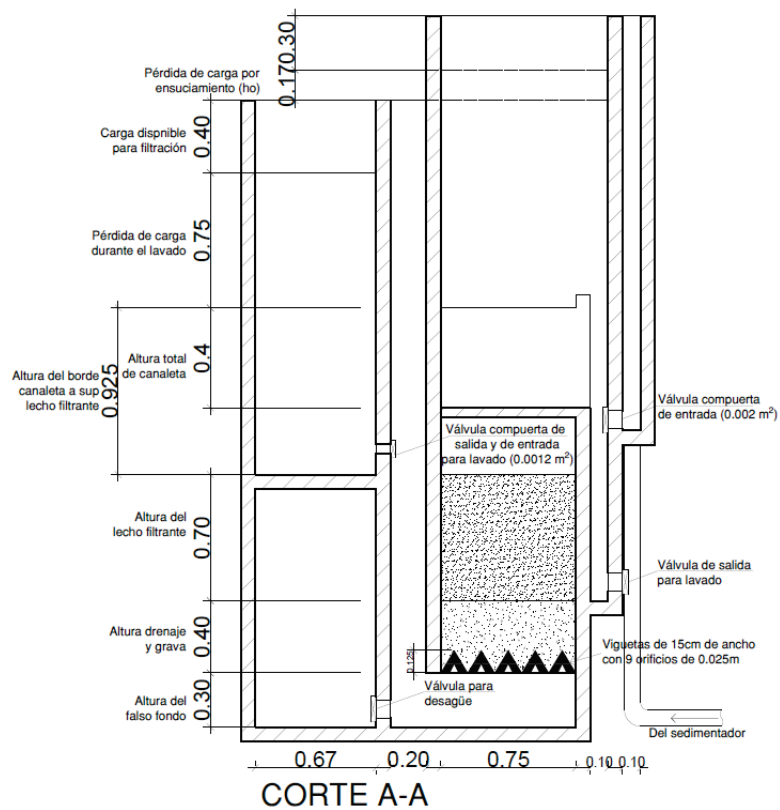
Variable	Descripción	Valor	Unidad
<b>Filtros</b>			
$Q$	Caudal	3,12	$m^3/h$
$V_a$	Velocidad de lavado	0,3	m/min
$V_F$	Velocidad de filtración	228	$m^3/m^2 * d$
$A_F$	Área filtrante	0,33	$m^2$
$L_{OF}$	Longitud del Filtro	0,75	m
$B$	Ancho Filtro	0,44	m
$t_L$	Tiempo de Lavado	5	min
$t_F$	Tiempo de Carrera de Filtrado	36	h
<b>Expansión del lecho filtrante durante el lavado</b>			
$d_{10}$	Tamaño efectivo de la arena	0,55	mm
$d_1$	Diám más pequeño de arena	0,42	mm
$d_2$	Diám más grueso de arena	0,5	mm
$E$	Porcentaje de expansión promedio	34,34	%
$L_e$	Altura del lecho expandido	0,94	m
$L$	Altura lecho de arena sin expansión	0,7	m
$C_e$	Coefficiente de esfericidad de la arena	0,75	
<b>Pérdida de carga durante el lavado de lecho filtrante</b>			
$b$	Ancho de cada vigueta	0,35	m
$N_1$	Número de viguetas del drenaje	5	
$x$	Espaciamiento entre orificios	0,1	m
$N_T$	Número total del orificios	45	
$d_0$	Diámetro de los orificios de drenaje	0,025	m
$H_1$	Altura del falso fondo	0,3	m
$h_{flav}$	Pérdidas de carga total durante el lavado	0,75	m
<b>Dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado</b>			
$N_3$	Número de canaletas recolectoras de agua de lavado	1	
$w$	Ancho de las canaletas de lavado	0,017	m
$h_0$	Altura útil de las canaletas de lavado	0,2	m
$H$	Altura total de canaletas de lavado más losa de fondo	0,4	m
$H_2$	Altura de las vigas más grava	0,4	m
$H_3$	Altura del lecho filtrante	0,7	m
$H_4$	Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estático	0,925	m
<b>Pérdida de carga durante la filtración</b>			
$A_{C1}$	Sección de la compuerta de entrada	0,001866	$m^2$
$A_{C2}$	Sección de la compuerta de salida	0,00118	$m^2$

**Tabla 5.10:** Parámetros de diseño del Filtro Rápido Convencional de Flujo Descendente.



PLANTA

Figura 5.14: Esquema del sistema de filtración rápida de arena (vista en planta).  
Unidad: m. Fuente: elaboración propia



CORTE A-A

Figura 5.15: Esquema del sistema de filtración rápida de arena (corte longitudinal).  
Unidad: m. Fuente: elaboración propia

### 5.2.6. Ósmosis Inversa

#### *Fundamento de la Ósmosis Inversa*

La ósmosis inversa (OI) es un proceso que utiliza una membrana semipermeable para remover contaminantes de un líquido. Como las membranas solamente permiten pasar agua a través de sus poros, y no iones ni compuestos orgánicos disueltos, los contaminantes se concentran en una solución salina. Es decir, la membrana separa dos fases una que concentra a los contaminantes (rechazo) y otra fase que es la purificada (permeado).

El funcionamiento y los esquemas del sistema se presentaron previamente en la sección correspondiente a la OI 3.3.2.1.

#### *Diseño del Sistema de Ósmosis Inversa*

Para el diseño y cotización del sistema de OI se solicitó la cotización y asesoramiento a una empresa externa con experiencia en procesos avanzados de tratamiento.

#### 1. Equipo de Ósmosis Inversa

El equipo cotizado está fabricado en acero inoxidable y manejado por PLC. Muestra en su display los estados de funcionamiento y alarmas como así también permite el manejo remoto en el caso que exista una red de internet en el lugar.

Tiene todas las protecciones de motores, válvulas, etc. Además en el panel de control se encuentran señalizados todos los elementos que van actuando en forma automática sin necesidad de intervención humana como también va midiendo en tiempo real la conductividad del agua de entrada y el agua de salida.

La unidad consta de dos filtros de polipropileno Big Blue de 20" de alto x 4,5" de diámetro.

#### 2. Operación

Durante la operación se medirá el caudal del producto y también del rechazo a través de caudalímetros que se incluyen en la cotización. Controlar los caudales permite conocer su relación y medida específica tal que las membranas del equipo de OI tengan mayor durabilidad.

#### 3. Mantenimiento

El mantenimiento del equipo es muy bajo y solo se limita al cambio de filtro de partículas, ubicado previo al ingreso del agua a las membranas, según sea la suciedad del agua y las horas diarias de uso del equipo de OI. Estos filtros suelen

cambiarse cada 30 a 60 días dependiendo de la cantidad de agua producida y de la turbidez del agua de ingreso.

### 5.2.6.1. Remoción de la Ósmosis Inversa

El objetivo de la presente unidad es disminuir la concentración de metales y sustancias inorgánicas. Se sabe que el sistema también remueve virus y bacterias aunque requiere de un proceso posterior, cloración, que garantice la remoción de los mismos en todo el sistema (almacenamiento y distribución). En las tablas 5.11, 5.12 y 5.13 se observan las eficiencias de remoción alcanzadas que permitieron aproximar las características del agua de salida.

	Amoníaco	Bromuro	Nitritos
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	99	99	95
<b>Inicial</b>	2	0,07	0,1
<b>Final</b>	0,02	0,0007	0,005

**Tabla 5.11:** Sustancias Inorgánicas de entrada y salida al sistema de Ósmosis Inversa en función de los porcentajes de remoción hallados.

	Aluminio	Hierro
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	98	40
<b>Inicial</b>	0,01 – 0,365	0,07 – 0,455
<b>Final</b>	<0,01	<0,05 – 0,273

**Tabla 5.12:** Sustancias Metálicas de entrada y salida al sistema de Ósmosis Inversa en función de los porcentajes de remoción hallados.

	Bacterias Coliformes	Escherichia Coli	Bacterias mesófilas
<b>Eficiencia Remoción (%)</b>	90 – 99	90 – 99	90 – 99
<b>Inicial</b>	131	5,8	8500
<b>Final</b>	1,31 – 13,1	Presencia	85-850

**Tabla 5.13:** Parámetros Microbiológicos de entrada y salida al sistema de Ósmosis Inversa en función de los porcentajes de remoción hallados.

### 5.2.6.2. Resumen del Diseño

En la tabla 5.14 se pueden observar los parámetros correspondientes al Sistema de OI. El mismo está compuesto por una bomba auxiliar Línea Grundfos Trifásica de 2 Hp para alimentar al equipo de OI y un equipo OI Marca OSMO VIC Modelo OI501-3000 de  $3,3 \text{ m}^3/h$ .

Parámetro	Unidad	Valor
Caudal de Ingreso	$m^3/h$	3,3
Recuperación del Caudal	%	85
Microfiltros	unidad	2
Largo del Microfiltro	pulgadas	20
Diámetro Microfiltro	pulgadas	4,5

**Tabla 5.14:** Características Sistema Ósmosis Inversa.

En la figura 5.16 se puede observar una imagen del sistema de OI adquirido.



**Figura 5.16:** Sistema de tratamiento de agua por Ósmosis Inversa con capacidad de 3.300 L/h. Fuente: Faisan.

## 5.2.7. Remineralización, Cloración y Almacenamiento

### 5.2.7.1. Remineralización

Luego del sistema de OI resulta necesaria la remineralización química del agua que se realiza en este caso mediante la dosificación de hidróxido cálcico ( $Ca(OH)_2$ ) seguido por el burbujeo con  $CO_2$ . El hidróxido es un sólido que no se puede dosificar directamente, por lo que se dosifica una solución al 5 % cuya densidad es de 1,03 g/L. En función de información obtenida de la OMS, para el caudal a tratar se añade 0,3 y 34,26 ml/min.

La dosificación se hace en el conducto hacia el tanque de reserva. Para el suministro del químico se utilizará un equipo que permite la agitación y dosificación de la suspensión de leche de cal. El equipo está compuesto por una tanque resistente dentro del cual, sobre un eje horizontal, están fijadas aspas bastidoras que mantienen a la leche de cal en suspensión. El equipo también cuenta con un motor eléctrico.

### 5.2.7.2. Cloración

#### *Fundamento de la Desinfección*

Si bien la calidad del agua está definida por parámetros físicos, químicos y microbiológicos, estos últimos son de gran importancia sanitaria debido a los riesgos que involucran: efectos graves y de acción rápida sobre la salud humana. Por esta razón, la desinfección del agua antes de ser distribuida por las tuberías a los usuarios tiene una importancia fundamental, ya que constituye la última barrera contra la transmisión de enfermedades bacterianas y víricas por el agua. Sin embargo, cabe destacar que las distintas etapas de tratamiento deben contribuir a garantizar la eficiencia de la desinfección final. En particular, la OI reduce la cantidad de microorganismos patógenos en un 90 y 100 % aunque no es un tratamiento suficiente para garantizar la inocuidad del agua según ENOHSA. En este tratamiento, se busca prever y garantizar una acción residual que permita que llegue hasta el usuario agua de calidad segura.

Los productos que más se utilizan con este fin son el cloro y el hipoclorito, así como las cloraminas y dióxido de cloro que tienen todos un efecto residual. También se pueden emplear ozono y radiaciones ultravioletas como barrera última antes de la entrega a la distribución.

#### *Diseño del Sistema de Desinfección*

##### 1. Desinfectante

El compuesto de cloro elegido para desinfectar es el hipoclorito de sodio, sal de ácido hipocloroso. Es recomendado para plantas pequeñas al ser sistemas más económicos y sencillos en comparación con otros desinfectantes. Es uno de los agentes desinfectantes más común para el tratamiento de agua de bebida con poder residual con el objetivo de mantener la calidad microbiológica del agua en el sistema de distribución.

El hipoclorito de sodio ( $\text{NaClO}$ ) es un líquido claro, amarillento que se comercializa a concentraciones de 9-15 %. El mismo debe ser almacenado en un lugar seco y oscuro, al resguardo del calor y la luz por tiempos no mayores de 60-90

días. Si bien no se han observado efectos adversos de seres humanos y animales expuestos al hipoclorito en el agua de bebida, la mayor parte de las personas perciben su olor y/o sabor cuando se añaden concentraciones mayores a 2,1 y 5,25 mg/L. Algunas personas incluso en concentraciones mucho más bajas, de hasta 0,315 mg/litro. En este sentido, una concentración de cloro residual de 0,6 a 1,0 mg/litro comenzará, por lo general, a crear problemas de aceptación.

## 2. Demanda de Cloro

La dosis óptima será la que produzca un residual de cloro de 0,2 a 1,4 mg/L al final del período de contacto. En particular para el hipoclorito de sodio las dosis de cloro aplicadas van de 0,2 a 2 mg/L por lo que se adoptó una dosis ( $D_{Cloro}$ ) de 1 mg/L tal de permitir un cloro residual que garantice la desinfección del agua en todo el sistema de distribución. La cantidad de cloro que se requiere ( $C_{Cl_2}$ ) se calculó de la siguiente manera:

$$C_{Cl_2} \left( \frac{mg}{día} \right) = D_{Cloro} \left( \frac{mg}{L} \right) * Q_l \left( \frac{L}{día} \right) \quad (5.36)$$

Donde,  $Q_l$  es el caudal que ingresa al sistema (62520L/día).

La solución de hipoclorito que se utiliza tiene una concentración del 15% de cloro activo y una densidad ( $\rho_{SN}$ ) de 1,27kg/l. La solución de hipoclorito sódico necesaria se calcula considerando la relación de los pesos moleculares del cloro e hipoclorito:

$$\begin{aligned} \text{Relacion} \frac{NaClO}{Cl_2} &= \frac{74,44(g NaClO/mol)}{70,9(kg Cl_2/mol)} \\ \text{Relacion} \frac{NaClO}{Cl_2} &= 1,05(g NaClO/g Cl_2) \end{aligned} \quad (5.37)$$

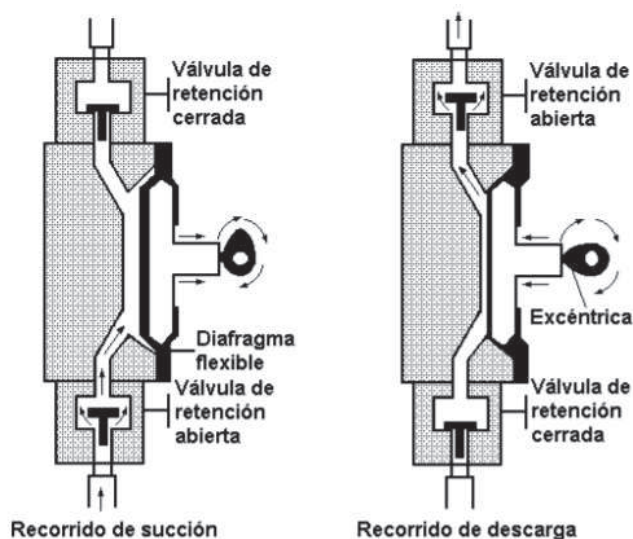
La cantidad de hipoclorito que se requiere ( $C_{NaClO}$ ) se calculó a partir de la relación:

$$C_{NaClO} \left( \frac{mg}{día} \right) = C_{Cl_2} \left( \frac{mg}{día} \right) * 1,05(g NaClO/g Cl_2) \quad (5.38)$$

Por lo que, finalmente la solución de hipoclorito resultó ser:

$$\begin{aligned} SN_{NaClO} \left( \frac{m^3}{día} \right) &= \frac{C_{NaClO} \left( \frac{kg}{día} \right)}{\rho_{SN} \left( \frac{kg}{l} \right)} \\ SN_{NaClO} &= 0,052 \left( \frac{L}{día} \right) \end{aligned} \quad (5.39)$$





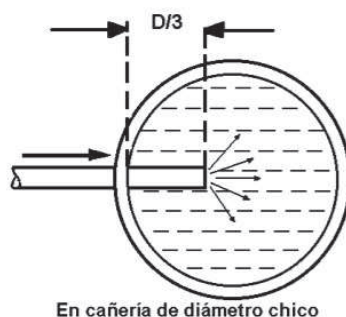
**Figura 5.17:** Esquema de operación de una bomba diafragma. Fuente: ENOHSA [43]

La solución de hipoclorito no podrá ser almacenada por un tiempo mayor a 30 días debido a su inestabilidad.

### 3. Dosificación

La estación de dosificación consistirá en cañerías de diámetro chico de PVC debido al gran poder de corrosión de las soluciones de cloro, en las cuales se dosifica y aplica la solución mediante bombas dosificadoras de diafragma de desplazamiento positivo. El mecanismo de funcionamiento de las mismas se puede observar en la figura 5.17.

La capacidad de las bombas de diafragma es amplia, pudiendo dosificar hasta 1 l/h de hipoclorito, las más pequeñas, hasta cerca de 200 l/h, las más grandes. En este caso, se desea aplicar una dosis de  $2,15 \times 10^{-3} L/h$  a una distancia de  $2/3$  del diámetro de la cañería como se observa en la figura 5.18.



**Figura 5.18:** Difusor de solución. Fuente: ENOHSA [43]

La desinfección por cloro en condiciones normales, o sea con un cloro residual libre mayor a 0,5 mg/l, durante un tiempo de contacto mínimo de 30 minutos puede reducir en un 100 % las bacterias indicadoras y ciertos virus. Sin embargo, la eficacia del proceso de desinfección depende de una buena remoción de las etapas previas, al eliminar la presencia de materia orgánica y de compuestos fácilmente oxidables que neutralizan en cierta forma la acción de los desinfectantes. Por otra parte, si existen gran cantidad de partículas, ciertos microorganismos pueden quedar adheridos a las mismas y ser protegidos contra la desinfección. Es por eso esencial llegar a esta etapa con una turbidez menor a 1 UNT. Esto se asegura en los tratamientos previos y, además, el proceso de OI remueve virus y bacterias y previene la formación de compuestos orgánicos clorados.

En conclusión, la etapa de desinfección garantiza la total remoción de los parámetros microbiológicos del agua potable a la salida de la planta y durante el sistema de distribución.

#### **5.2.7.3. Almacenamiento**

A lo largo del proceso se dispondrán tanques de almacenamiento con diversas funciones. El agua utilizada para el lavado será recirculada a un punto previo del ingreso del agua al sistema de EC. El tanque que se utilizará se presenta en la figura A.10, corresponde al tanque con 2000 L de capacidad. También se almacenará el agua en un tanque con el objetivo de que el agua sea bombeada y llegue al sistema de OI con la presión requerida A.12.

Por otro lado, luego de la cloración el agua será almacenada en un tanque de reserva o almacenamiento, con el objetivo de atender la demanda ante eventualidades que impidan el correcto funcionamiento de la planta. La capacidad de almacenamiento del mismo será para el volumen generado en 12 horas de operación.

En lo que respecta a la distribución se diseñará un tanque elevado a 10 m del suelo para garantizar la energía suficiente para la distribución del agua. La capacidad de almacenamiento es la del volumen de agua potable generado en 3,5 hs. El tanque TC110000 se utilizará para el almacenamiento de agua previa la distribución A.12.

#### **5.2.7.4. Resumen del Diseño**

En la tabla 5.15 hay un resumen del sistema de desinfección. En la tabla 5.16 se puede ver el resumen de los parámetros de diseño de las cisternas de almacenamiento.

Variable	Unidad	Valor
Caudal ( $Q$ )	$m^3/h$	2,6
Dosis de Cloro Activo ( $D_{Cl_2}$ )	mg/L	1
Caudal de Solución de Hipoclorito	L/día	24,5
Caudal de Dióxido de carbono	L/día	35

**Tabla 5.15:** Parámetros de diseño del Sistema de Desinfección.

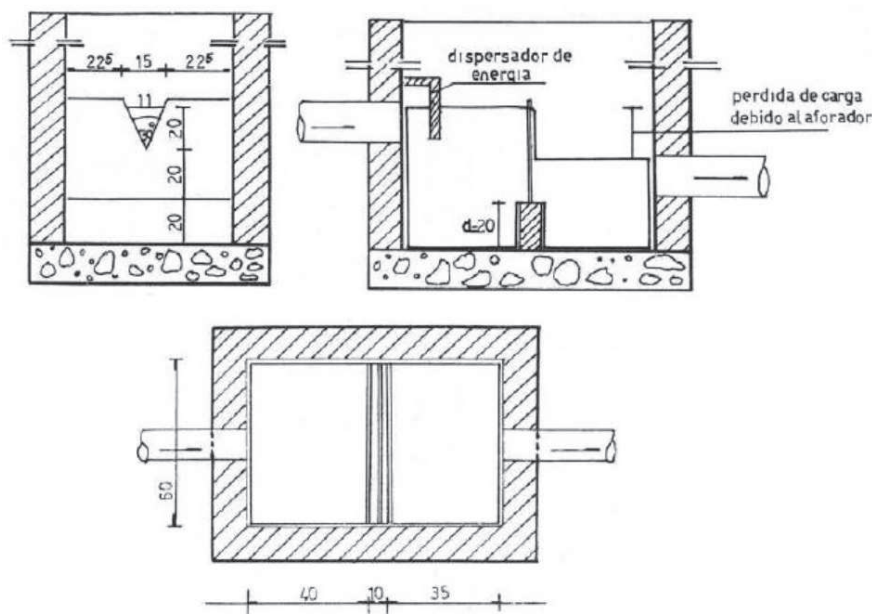
Función	Caudal de Ingreso ( $m^3/h$ )	Tiempo de permanencia (h)	Volumen ( $m^3$ )	Diámetro (m)	Altura (m)
Pozo de Bombeo	3,3	0,5	1,65	1,45	1,60
Agua a Recircular	5,93	5 min	0,5	700	1300
Tanque de Reserva	2,6	12	31,2	4*5 (largo*ancho)	1,6
Tanque de Distribución	2,6	3,5	9,1	2,5	2,3

**Tabla 5.16:** Parámetros de diseño de las cisternas de almacenamiento.

### 5.2.8. Cámara de Muestreo

Se propone el diseño de una cámara de muestreo según las especificaciones de construcción establecidas por la Resolución SAyDS N°607/12 para caudales hasta  $25m^3/h$  al final del tratamiento, en la salida del tanque de reserva.

Su función principal es facilitar la toma de muestras para las mediciones de control de calidad final del agua. Las condiciones de mezcla garantizan la homogeneidad de la muestra mediante el uso de un vertedero triangular como se observa en el esquema 5.19.



**Figura 5.19:** Esquema de Cámara de Muestreo: corte transversal, longitudinal y en planta. Fuente: Resolución Resolución N° 607/2012, SAyDS.

Las medidas de la cámara se observan en la tabla 5.17.

Variable	Unidad	Valor
Ángulo Placa	°	30
Ancho Placa	cm	15
Distancia Borde del vertedero a la pared	cm	22,5
Altura Placa	cm	40
Altura de Vertedero	cm	20
Ancho Vertedero	cm	60
Ancho Base de apoyo del vertedero	cm	10
Altura Base de apoyo del vertedero	cm	20
Distancia base a la pared de ingreso	cm	40
Distancia a la pared de egreso	cm	35

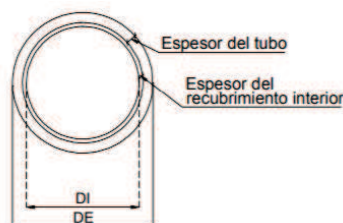
**Tabla 5.17:** Parámetros de diseño de la cámara de muestreo

### 5.2.9. Conducción

Para las conducciones para la captación, entre las distintas unidades y el agua de salida de la planta, se adoptó el transporte por conductos cerrados. Para su diseño se priorizó que los mismos sean de la menor longitud posible y con la menor cantidad de cambios de dirección y bombeos necesarios.

La conducción entre la mayoría de las unidades ocurre por gravedad a una velocidad de 0,5 m/s considerando una pendiente ( $i$ ) del 0,3% correspondiente al mínimo recomendado por ENOHSA. La diferencia de altura hidráulica establecida entre las unidades permitió la conducción a gravedad sin necesidad de requerir sistemas de impulsión intermedios. Las conducciones, en general, tendrán las mismas características al conducir caudales similares a las velocidades y pendientes mínimas requeridas.

Los principales elementos geométricos de la sección transversal de una tubería se observan en la figura 5.20. El diámetro nominal ( $DN$ ) corresponde al diámetro con que son habitualmente designadas las tuberías, tanto técnicamente como en el comercio. El diámetro exterior ( $DE$ ) es el máximo de la sección normal de la tubería. El diámetro interior ( $DI$ ) corresponde al diámetro neto de la sección, es decir, el mínimo de la sección normal de la tubería.



**Figura 5.20:** Diámetro Interno y Exterior de tubería. Fuente: Información obtenida de ENOHSA [43]

### Conducción Captación .

El conducto de aspiración debe estar ubicado tal de resistir los esfuerzos de succión.

Para estimar la potencia de la bomba necesaria se estimó la altura de columna de agua que tiene que ser capaz de ser levantada por la bomba. Al estar la misma en una plataforma flotante, el régimen hidrológico no afecta la altura de succión.

Cabe aclarar que debido a las modificaciones realizadas por Colony, para llegar al sitio donde se instalaría la planta se debe superar un albardón de una altura de 4 m en condiciones de bajamar. Además debe considerarse la energía necesaria tal de permitir que el flujo en la planta sea por gravedad. En la planta, la primer unidad es el presedimentador cuya altura es de 1,7 m, por lo que la altura de succión que la bomba debe suministrar será de 5,7 m.

Se calculó la carga total de bombeo que consiste en determinar la energía requerida para impulsar el líquido desde el nivel de succión hasta el nivel de descarga, venciendo la resistencia que ofrecen la tubería y los accesorios al paso del fluido.

La carga de succión total de bombeo (*NPSHA*) se definió como la suma total de resistencias del sistema, correspondientes a la carga estática total ( $H_d$ ), a la pérdida de carga por fricción en la tubería de succión y descarga ( $H_d$ ) y a la carga de velocidad ( $H_s$ ) como se muestra en la siguiente ecuación:

$$NPSHA = H_d + H_f + H_s \quad (5.40)$$

Se asumió que el agua a conducir se comporta como un fluido ideal, no viscoso, incompresible y que presenta un régimen estacionario, es decir, la velocidad es constante. Se consideró un régimen turbulento dentro de las cañerías de conducción entre las unidades, es decir, el perfil de velocidades del fluido se considera completamente desarrollado en todo el conducto.

Para determinar la carga dinámica total del sistema, se utilizó la ecuación de Bernoulli. Aplicada a un sistema de bombeo entre la captación (punto "c") y la primer unidad (punto "1") se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{P_c}{\gamma} + \frac{(V_c)^2}{2g} + h_s + NPSHA - H_{s-d} = \frac{P_1}{\gamma} + \frac{(V_1)^2}{2g} + h_d \quad (5.41)$$

Donde,

$P_c$  y  $P_1$ : Presiones sobre la superficie del líquido en el punto de captación y primer unidad respectivamente [*Pa*]

$V_c$  y  $V_1$ : Velocidad que presenta el fluido en los puntos *c* y 1 [*m/s*].

$h_s$  y  $h_d$ : Carga de succión y carga a la descarga respectivamente [*m*].

$NPSHA$ : Carga de succión que la bomba tiene que desarrollar para conducir el fluido del punto de captación a la primer unidad [ $m$ ].

$H_{s-d}$ : Pérdidas totales de carga que el líquido experimenta en la tubería de succión y descarga [ $m$ ].

$\gamma$ : Peso específico del fluido [ $N/m^3$ ].

$g$ : Aceleración debido a la gravedad [ $m/s^2$ ].

Reescribiendo los términos, la carga dinámica total resultó ser:

$$NPSHA = \frac{P_1 - P_c}{\gamma} + \frac{(V_1)^2 - (V_c)^2}{2g} + (h_d - h_s) + H_{s-d} \quad (5.42)$$

Reemplazando:

$$NPSHA = \frac{(0,16m/s)^2}{2 * 9,8(m/s^2)} + (5,7m) + H_{s-d} \quad (5.43)$$

La pérdidas de carga por fricción desde la captación hasta el sistema de presedimentación se puede calcular en función de las pérdidas de carga por las tuberías y accesorios:

$$H_{s-d} = f \frac{L * V^2}{D * 2 * g} + \sum K_{acc} \frac{V^2}{2g} \quad (5.44)$$

Donde,

$f$ : Factor de fricción [adimensional].

$L$ : Longitud de la tubería [ $m$ ].

$D$ : Diámetro de la tubería [ $m$ ].

$V$ : Velocidad media del flujo [ $m/s$ ].

$g$ : Aceleración debido a la gravedad [ $m/s^2$ ].

$h_f$ : Pérdida de energía por fricción [ $m$ ].

$K_{acc}$ : Factor de pérdidas de accesorios [ $m$ ].

El coeficiente de pérdidas está en función de la rugosidad de las paredes de la tubería. En general son de PVC debido a su carácter inerte y sus bajos coeficientes de rugosidad, lo que implica una mayor eficiencia hidráulica. En este caso, la conducción de la captación está compuesta por dos tramos un primer tramo de material flexible (caucho) que permite el movimiento de la plataforma flotante de 6 m de longitud, y un segundo tramo de pvc que tiene por objetivo conducir el agua hasta la primer unidad con la menor pérdida de carga posible de 3,7 m de longitud.

Para ambos tramos, el diámetro de la tubería se obtuvo realizando el cociente entre el caudal que se desea captar y la velocidad del flujo. En las tuberías de impulsión, la velocidad mínima debe ser de 0,5 m/s. El valor obtenido fue de 50 mm considerando la oferta del mercado.

El coeficiente  $f$  depende del diámetro y la rugosidad del material de la tubería y del número de Reynolds  $Re$ :

$$Re = \frac{V * D}{\nu} \quad (5.45)$$

Donde,  $\nu$  es la viscosidad cinemática del fluido ( $m/s$ ).

El número de Reynolds obtenido resultó de 24900, por lo que el coeficiente de fricción pudo ser calculado a través de la correlación de Haaland:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -3,6 * \log \left[ \left( \frac{\epsilon/D}{3,7} \right)^{10/9} + \frac{6,9}{Re} \right] \quad (5.46)$$

Donde,  $\epsilon$  es la rugosidad absoluta de la pared interior del tubo ( $mm$ ).

En el caso de la tubería de impulsión será de material flexible (PVC Caucho,  $\epsilon = 0,01$ ) por lo que se obtuvo un valor  $f$  de 0,04. Para el caso de la tubería de PVC el mismo fue de 0,015.

La pérdida de carga de los accesorios corresponden al segundo tramo y tiene en cuenta la incorporación de dos codos de 90°, una válvula esclusa y una te en la conexión en caso de que sea necesario el corte para realizar mantenimientos en la primer unidad en condiciones hidrológicas y de calidad del agua no extremas. El factor de pérdida para los codos y la válvula abierta es de 0,7 y de la te 1 para Reynolds en régimen turbulento. Por lo que la pérdida de carga de los accesorios resultó ser de 0,04m.

Finalmente, la carga de succión que la bomba tiene que desarrollar es de:

$$\begin{aligned} NPSHA &= 0,008m + 5,7m + 0,118m \\ NPSHA &= 5,83m \end{aligned} \quad (5.47)$$

En el equipo de bombeo la potencia consumida por éste no es igual a la potencia que finalmente se transmite al fluido. La potencia que requiere la bomba ( $P_b$ ) es función del caudal ( $Q$ ) y altura manométrica ( $H$ ) y se obtuvo de la siguiente expresión:

$$P_b(kW) = \frac{\gamma * Q * H}{1000} \quad (5.48)$$

Donde,  $\gamma$  es el peso específico del fluido ( $N/m^3$ ).

El valor obtenido es la potencia que debe absorber el eje de la bomba ( $P_b$ ). La bomba propuesta tiene una potencia de 1 HP con una capacidad de bombeo de 92 L/min desarrollando una altura total de 6 m trabajando a una eficiencia del 33%. Las características del modelo se pueden observar en la figura A.9.

Se recomienda la instalación de dos bombas para realizar el mantenimiento preventivo.

### Conducción Presedimentador - Electrocoagulación .

La conducción del presedimentador al electrocoagulador se realiza mediante un conducto a gravedad y se dimensionó utilizando la ecuación de Gauckler - Manning - Strikler:

$$\frac{H}{D} = \frac{Q * n}{D^{8/3} * i^{1/2}} \quad (5.49)$$

Donde,  $H/D$  es la relación entre el diámetro de la tubería y la lámina de agua,  $n$  es el coeficiente de Manning (0,009 para PVC),  $i$  es la pérdida de carga o pendiente adoptada,  $Q$  es el caudal en la conducción y  $D$  es el diámetro de la cañería (m).

Para el calculo se optó por una relación entre el diámetro de la tubería y la lámina de agua de 0,81 para obtener la mínima resistencia. Con la pendiente adoptada, se calculó el diámetro de la cañería el cual es de 40 mm.

Se calculó la pérdida de carga en la conducción con el mismo procedimiento que se realizó para la captación usando la ecuación 5.44. La longitud de la conducción entre ambas unidades es de 2 m para permitir la circulación en el caso de ser necesarias operaciones de mantenimiento y control. El caudal de lavado del filtro será recirculado, por lo que también se consideró la pérdida de carga debido a la te en la conexión (factor de pérdida = 1). La pérdida de carga total resultó ser de 0,04 m.

### Conducción Electrocoagulación - Sedimentador .

La diferencia de elevación de las unidades permite que el líquido continúe circulando por gravedad. Las conducciones tendrán las mismas características (40 mm) al conducir el mismo caudal a las velocidades y pendientes mínimas requeridas.

La pérdida de carga se calculó igual que el ítem previo. En este caso la longitud de la conducción entre ambas unidades sera de 1 m al sedimentador. La pérdida de carga resulta de sumar la pérdida de la tubería mas la pérdida de los accesorios (codo a 90°). El valor obtenido resulta de 0,023 m.



### Conducción Sedimentador - Filtro de Arena .

Las conducciones tendrán las mismas características (40 mm) al conducir el mismo caudal a las velocidades y pendientes mínimas requeridas.

La pérdida de carga se calculó según el procedimiento ya comentado. En este caso la longitud de la conducción del sedimentador es de 6m. La pérdida de carga resulta de sumar la pérdida de la tubería mas la pérdida de los accesorios (2 válvulas esclusas, 2 te y 3 codos a 90°). También se consideró la pérdida de carga producto de la expansión del conducto para el ingreso en la unidad cuyo conducto resulta tener un diámetro de 50 mm. El factor de pérdida en ensanchamientos bruscos se calcula como:

$$K_{exp} = \left( 1 - \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right) \quad (5.50)$$

Se obtuvo un valor de 0,13. Finalmente el valor de pérdida de carga máxima obtenido fue de 0,19 m.

### Conducción Recirculado a EC .

El filtro posee una conducción de entrada y una de salida de 50mm de diámetro cada una que se utilizan para el ingreso del agua que se desea filtrar y la salida del agua filtrada. Como ya se comentó cada 36 hs se debe parar la unidad en funcionamiento y utilizar el filtro de reserva para realizar las acciones de mantenimiento correspondientes. Esta conducción permite que el agua utilizada sea conducida a un tanque de donde es bombeada para recircularla al sistema de EC. Las características del tanque elegido se pueden observar en la figura A.10. El diámetro calculado en función de la ecuación 5.49 para la conducción de salida del mantenimiento resulta ser 50 mm de diámetro y se realiza por gravedad con una pendiente 3‰ a un tanque que se ubica a 1,5 m. La pérdida de fricción en ese tramo resulta de la fricción con la tubería y la pérdida producto de la expansión. La pérdida de carga total obtenida resulta ser de 0,027 m.

Para la recirculación del agua del retrolavado al tanque de EC, la misma se impulsará mediante una bomba. Mediante la ecuación 5.41 se calculó la carga de succión que la bomba tiene que desarrollar para conducir el fluido del punto de captación a la primer unidad (*NPSHA*). El procedimiento fue el mismo que el realizado para la bomba de captación de agua. La salida del tanque se encuentra a la altura del suelo y debe ser elevada a 1,7 m:

$$NPSHA - H_{1-2} = \frac{(0,5m/s)^2}{2 * 9,81m/s^2} + 1,7 \quad (5.51)$$

La derivación en cuestión consta de un tubo flexible de PVC de diámetro 4 mm. La pérdida de carga de carga se calculó partiendo de la ecuación 5.44. La longitud de la conducción es de 8 m y la pérdida por los accesorios se debe a los 4 codos. La pérdida de carga total del tanque con el agua de lavado (Punto inicial) al conducto de ingreso al electrocoagulador (Punto final) resultó ser 0,56 m. Finalmente, la carga resultó ser de 2,3 m.

Se calculó la potencia que se transmite al fluido ( $P_s$ ) con la ecuación 5.48. Finalmente se optó por una electrobomba de agua periférica cuya información técnica se presenta en la figura A.11.

### **Conducción Filtro de Arena - Ósmosis Inversa .**

Luego del filtro el agua debe ser bombeada desde un tanque de almacenamiento de capacidad 2000 L Waterplast® que se observa en la figura A.12. El mismo se encuentra a 1 metro de distancia y dicha conducción se produce por gravedad. La pendiente del conducto y el caudal ( $3,1m^3/h$ ) resultan iguales que el resto de las conducciones por lo que el diámetro resultó ser 40 mm. Se procedió a calcular la pérdida de carga total que resultó ser de 0,02 m considerando la derivación del caudal recirculado dentro del mismo sistema de OI.

La conducción del líquido del tanque al sistema de OI se produce a presión mediante la bomba otorgada por la empresa que cotizó al sistema de OI. Esta es una bomba trifásica línea Grundfos de 2Hp. Las conducciones de entrada y de salida a esta unidad serán definidas por la empresa que cotizó el sistema. El caudal de salida está compuesto por dos fases el permeado y el rechazo. El rechazo será destinado al tratamiento correspondiente. En tanto que el permeado consta de un caudal de  $2,805m^3/h$ , del cual el 7,13 % será recirculado como se comentó previamente.

El tanque, por lo tanto, tiene un ingreso también del caudal recirculado de  $0,2m^3/h$  que es conducido 3 m por un conducto flexible de PVC de 12 mm. La presión del agua a la salida del sistema de OI permite que el recirculado sea conducido. La pérdida de carga es de 0,095 m.

### **Conducción Ósmosis - Tanque de Almacenamiento .**

El caudal restante ( $2,605 m^3/h$ ) continua hacia el tanque de almacenamiento. El flujo sale del sistema de OI a una altura de 1 m del suelo. La primer parte del tramo (2 m) con una pendiente de 0,3 % y una relación H/D de 0,75, el diámetro se calculó a partir de la ecuación de Gauckler - Manning - Strikler y se obtuvo un valor de 40 mm . Esto permite que el agua escurra por gravedad y en dicho tramo se dosifican los insumos para la remineralización y cloración. A lo largo de este conducto hay tres puntos de dosificación, los dos primeros distanciados 0,3

m garantizando un tiempo de contacto suficiente de la lechada, primer químico dosificado. El tercer punto está distanciado 1 metro de la dosificación del  $CO_2$  y es el punto donde se dosifica el hipoclorito de sodio.

La presión de salida del sistema de OI permite una elevación del agua hasta el tanque de reserva (0,6 m). La longitud total del conducto es de 3,609 m. El factor de fricción en la tubería resultó de 0,042 y el factor de pérdida de los accesorios (te para desviación del recirculado) de 1, por lo que en todo el trayecto se produce una pérdida de carga de 0,06 m.

### Conducción Tanque de Almacenamiento - Tanque de Distribución .

Esta conducción es a presión dado que se desea elevar el líquido 10 m a una altura suficiente para disponer de las presiones necesarias para su distribución a través de las tuberías de la red principal y secundaria y vencer las pérdidas de energía en las conexiones y medidores de consumo en algunas zonas del radio servido, situación.

Para el cálculo de la carga de succión que la bomba tiene que desarrollar se procedió de igual forma que para el caso de la bomba de captación. Se partió de la ecuación 5.41 reemplazando por los términos correspondientes:

$$1,6 + NPSHA - H_{s-d} = \frac{P_1}{\gamma} + 12,3m \quad (5.52)$$

La caída de presión ( $H_{s-d}$ ) se calculó a partir de la ecuación de Hazen - William para conductos a presión:

$$H_{s-d} = \frac{L * Q^{1,85}}{((0,275 * c)^{1,85} * D^{4,85})} \quad (5.53)$$

Donde,

L: es la longitud de conducto (m)

Q: es el caudal que se debe transportar

D: es el diámetro del conducto (m)

c: es la constante de Hazen - William (140 para el PVC)

Para evitar la colocación de reducciones en el sistema de cañerías, aumentando la pérdida de fricción consecuentemente, se propone la colocación de cañerías del mismo diámetro que el especificado en la bomba. Por esta razón, el agua será conducida por un conducto de 25 mm una longitud de 13,3 m. Para las pérdidas de carga por los accesorios se tuvo en cuenta 2 codos a  $90^\circ$  y una válvula esclusa abierta cuyos factores de pérdida son 0,7 para ambos. Finalmente, la pérdida de carga total resultó ser de 1,7 m. Reemplazando:

$$NPSHA - 1,7m = 10,7m$$

$$NPSHA = 12,4m \quad (5.54)$$

La potencia que requiere la bomba se calculó con la ecuación 5.48. La bomba elegida tiene una potencia de 1 HP con una capacidad de bombeo de 92 L/min desarrollando una altura total de 11,5 m. Se puede observar su ficha en la figura A.9.

### 5.2.10. Manejo de Lodos

Resulta de importancia estimar la cantidad y características de los residuos generados en la planta de potabilización. Los mismos se pueden observar en la tabla 5.18. El tipo de tratamiento a aplicar a los residuos y la forma de disposición prevista para los residuos tratados no es parte del proyecto. Esto estará a cargo de un tercero contratado quedando fuera del alcance de este proyecto. El tratamiento de los lodos tendrá como prioridad la disminución del volumen de los mismos con el objetivo de disminuir los barros químicos peligrosos a disponer.

Etapa de Tratamiento	Tipo de Residuo
Presedimentación	Sólidos
EC y Sedimentación	Lodos*
	Espuma*
Filtración	Lodos*
Ósmosis Inversa	Solución líquida concentrada
Desinfección	Ninguno

**Tabla 5.18:** Residuos generados en la Planta de Potabilización según la etapa de tratamiento. Nota:\* Se generan residuos con incorporación de compuestos químicos.

Cabe destacar que se generan residuos químicos peligrosos provenientes de las etapas de EC-Sedimentación y de la Filtración. Estos últimos serán recirculados dentro de la misma planta como ya se comentó previamente, aunque se considera que su turbidez será muy baja. Los residuos químicos generados en la EC-Sedimentación son de dos tipos, espuma y lodos. La cantidad producida de ambos depende de la dosis de coagulante aplicada, en función de bibliografía y ensayos de EC realizados en laboratorio, se estimó la producción de ambos. La espuma generada varía de 0,04 a 0,715  $m^3/día$ , mientras que los lodos de 0,011 a 0,202  $m^3/día$ .

En cuanto a los residuos no químicos provenientes de la presedimentación, su cantidad depende de los sólidos suspendidos presentes, se estimó una generación de

$0,05m^3/h$ . El residuo líquido proveniente de la OI tendrá un rechazo de  $0,495m^3/h$ . Los primeros, al ser lodos naturales sin aditivos químicos, deberán ser caracterizados para evaluar la posibilidad de volcarlos nuevamente al río. Los segundos serán tratados en una planta de tratamiento de líquidos por una empresa contratada.

### 5.3. Configuración Espacial de las Unidades

Si bien el espacio no resulta una limitación, se buscará disponer las unidades de forma tal que ocupen la menor área posible. En el plano SPD007, presentado en el documento adjunto, se observa la disposición de las distintas unidades, tanques, equipos y espacios destinados a la planta de potabilización.

Por otro lado se buscó que las conducciones puedan realizarse a gravedad por lo que algunas unidades fueron elevadas evitando el enterramiento de las mismas y disminuyendo por lo tanto en costos constructivos. En el plano SPD008 se observa el perfil hidráulico de la planta.

Finalmente la superficie total ocupada por la planta de potabilización es de  $100m^2$ .

### 5.4. Puesta en Marcha/Período de Evaluación

La puesta en marcha tiene por objetivo comprobar el correcto funcionamiento de las unidades previa apertura de la planta. El llenado de las unidades en la planta para el inicio no debe superar una velocidad de  $0,5 m/s$  [43]. Esta etapa incluirá diversas actividades. Por un lado se realizarán pruebas hidráulicas, electromecánicas, de hermeticidad de cañerías y control de las eficiencias de los diversos tratamientos garantizando la correcta remoción de los contaminantes presentes. En el caso de ser necesario se realizarán todos los ajustes, reparaciones y/o modificaciones que sean necesarios.

La puesta en marcha contará con la participación de la empresa constructora, ingenieros e ingenieras proyectistas, el personal que tendrá a su cargo la operación de la planta y la comunidad usuaria.

Durante esta etapa se elaborará el Manual de Operación en el cual participará el personal que tendrá a su cargo la operación de la planta. Si el personal de la planta participa de la elaboración del manual se logra una mejor capacitación y que el contenido esté claro. Los procedimientos, luego podrán modificarse a raíz de problemas

surgidos o mejoras que se realicen con posterioridad, por lo que deberá actualizarse periódicamente.

El Manual de Operación contará con los procedimientos de operación para la operación normal de la planta. La operación normal ENOHSA la define como aquella en la cual la planta funciona a la capacidad de consumo y las únicas variaciones en la cantidad de agua tratada se deben a la variación de la demanda. Los procedimientos incluirán cómo calibrar los equipos dosificadores, cómo calcular las dosis, cómo controlar el proceso, etc.

El Manual también incluirá los procedimientos para la operación eventual y para la operación de emergencia. La operación eventual es aquella que se presenta con alguna frecuencia, y para la que las medidas están programadas con anterioridad. La operación de emergencia es aquella en la cual la capacidad de la planta se suspende o modifica por daños imprevistos en las instalaciones, estructuras o equipos, por falta de energía eléctrica y/o por desastres naturales. Estas circunstancias se dan por razones de fuerza mayor y se presentan en forma imprevista. En el caso puntual de este sitio puede ser:

- Fallas de energía.
- Catástrofes naturales: incendios, inundaciones.
- Fallas de estructuras y equipos esenciales.
- Escapes de cloro.
- Deterioro notable en la calidad del agua cruda.

Se realizará otro manual más breve en conjunto con el consejo permanente de la planta, conformado por la comunidad usuaria, con el objetivo de difundir los procesos de tratamientos que se realizan en el sitio y el manejo de los residuos realizados. Este manual será repartido entre las familias y escuelas del Delta.

## **5.5. Recomendaciones**

A lo largo de la memoria descriptiva se realizaron recomendaciones y sugerencias sobre la operación y mantenimiento de cada unidad. A continuación se realizan algunas recomendaciones que no fueron comentadas previamente:

- Realizar una mayor cantidad de ensayos del proceso de EC para las diversas calidades de agua de ingreso en las distintas condiciones hidrológicas para ajustar la corriente necesaria y estimar mejor la cantidad de lodo y espuma que se producirá.
- Incluir un sistema de automatización de la planta de tratamiento que permita disminuir los tiempos operativos.
- Caracterizar el lodo producido en el presedimentador con el objetivo de evaluar la posibilidad de volcarlo al curso de agua nuevamente.
- Considerar un sistema de tratamiento del lodo y la espuma con aditivos químicos producidos en las unidades de EC y sedimentación.
- Caracterizar el rechazo producido en el sistema de OI para analizar su correcto tratamiento a fin de reducir el volumen producido y su correcta disposición.
- Considerar la posibilidad de generar distintas calidades de agua en función del uso al cual se la destinará.
- Es esperable que los tratamientos elegidos funcionen ante eventos de contaminación puntual, dado que la OI es una metodología que garantiza la remoción de una gran cantidad de contaminantes. En particular para las floraciones de cianobacterias, la EC removería a las cianobacterias y la OI a las cianotoxinas. Sin embargo, la eficiencia de remoción debe ser estudiada.
- Diseñar y realizar simultáneamente a la construcción de la planta un sistema que permita tratar los efluentes cloacales a nivel domiciliario con el fin de evitar su vuelco en los cuerpos de agua de los que se captaría el agua.

En lo que respecta a la organización y gestión de la planta, se recomienda contar con una estructura organizativa clara que permita mejorar los procesos de gestión y garantizar la retribución económica de quienes dedican el tiempo tanto en la construcción, operación y mantenimiento como administración de la planta. En ese sentido, resulta de gran importancia contar con los recursos financieros suficientes a través del pago mensual o anual de los usuarios del sistema y de la búsqueda de fuentes de financiamiento de organismos o instituciones nacionales o de cooperación internacional.

Por último, el control y vigilancia de la calidad del agua y el cumplimiento de los objetivos establecidos en el Código Alimentario Argentino deberán ser garantizados, por lo que será necesario que quienes operen tengan las capacidades y el conocimiento para detectar cualquier problema en las unidades del sistema. Para ello se deberá prever una continua capacitación de los mismos y la regulación de entes externos.

En lo que respecta a la fuente de energía utilizada, se recomienda pensar en utilizar una fuente renovable no contaminante como la energía solar. Como ya se comentó previamente, pensar en un proceso como la EC, es posible debido a las bajas corrientes y potencias de consumo que requiere el proceso.

## **5.6. Conclusiones**

A lo largo del presente capítulo se desarrolló la memoria descriptiva y de cálculo de la planta potabilizadora, comentando los criterios de diseño y las observaciones relevantes para la propuesta realizada. El diseño propuesto es técnicamente viable. Además, la planta se adecua a las características de la población y al ecosistema particular donde la misma se encuentra inserta, permitiendo alcanzar el objetivo planteado que es garantizar el acceso al agua potable a la población de la Cooperativa Isla Esperanza ubicada en la primer sección del Delta del Paraná.

Si bien la mayoría de las unidades fueron diseñadas con un margen de seguridad como con unidades de reserva, permitiendo soportar demandas levemente mayores, se recomienda que para futuros aumentos poblacionales o para otras comunidades de mayor población del Delta, se piense en la posibilidad de construir una segunda planta y no aumentar su capacidad por varios motivos. En primer lugar, como se comentó previamente, la cercanía de las plantas a quienes forman parte de su gestión y acceden al consumo del agua, permite tener una mayor conciencia del uso de la misma y un mayor conocimiento del proceso por el que esta pasa antes que llegue a los domicilios. Esto permite también, que cuando el sistema falla en algún punto, la información y los correctivos se activan con facilidad, son oportunos y han sido validados bajo acuerdos propios de la cultura en cada territorio.

En segundo lugar, siendo poblaciones dispersas, los sistemas de distribución requieren de grandes infraestructuras y mantenimiento que aumentan los costos y, muchas veces, interfieren en los ecosistemas del lugar. También cuando las poblaciones son dispersas se suele pensar en plantas de menor tamaño, descentralizadas y distribuidas en varios sitios, lo que evita la construcción de grandes instalaciones que captan agua de un único sitio requiriendo de mayores áreas y teniendo un mayor impacto en el ecosistema. En este sentido, una de las ventajas de la gestión comunitaria es la consideración de una visión integral del recurso agua, fundamental para el ecosistema del Humedal, aportada por las comunidades, que se traduce en la protección de las fuentes y la gestión ambientalmente sustentable del recurso.



Otro punto a considerar son los diversos eventos de contaminación, en particular, la actual floración algal que está ocurriendo en varios puntos del Delta. Tener diversas plantas que capten el agua de diversos puntos, permite garantizar el acceso al agua potable en sitios más cercanos que continente. Los recientes eventos de floración se manifestaron con intensidad variable según el sitio. Contar con plantas distribuidas permitiría detener aquellas bajo la influencia de floraciones, abasteciendo a la correspondiente población con el agua tratada en la planta en funcionamiento más cercana. Sin embargo, se recomienda investigar y pensar en tratamientos que garanticen la remoción de las cianobacterias y cianotoxinas posibles de ser aplicados en territorio.

Por último, la principal causa de la alteración en la calidad de agua por presencia de contaminantes son las actividades industriales y agrícolas extensivas. Más allá del tratamiento aplicado, es fundamental prohibir y/o controlar aquellas actividades que contaminan los cursos de agua.

## Capítulo 6

# Planos

En el presente capítulo se mencionan los planos de la Planta de Potabilización de Agua de Río realizados y adjuntados en un documento aparte. Los mismos corresponden a las unidades que se deberán construir para completar el proyecto. El objetivo es que las representaciones gráficas sean complementarias a la memoria descriptiva y de cálculo del capítulo 5.

A continuación, se nombran los planos presentados:

1. SPD001: Presedimentador, vista en planta y corte longitudinal.
2. SPD002: Electrocoagulador, vista en planta y corte longitudinal.
3. SPD003: Sedimentador, vista en planta y corte longitudinal.
4. SPD004: Filtro Rápido de Arena, vista en planta y corte longitudinal.
5. SPD005: Sistema de Ósmosis Inversa.
6. SPD006: Tanque de Reserva, vista en planta.
7. SPD007: Planta de Potabilización, vista en planta.
8. SPD008: Perfil hidráulico de la planta de Potabilización.

## Capítulo 7

# Cómputos y presupuesto

A lo largo del presente capítulo se calculará el presupuesto que permite llevar a cabo el proyecto. Para el cálculo se considerarán los costos generales representados por la suma del costo de inversión inicial y los costos que se generan durante el funcionamiento de la planta, es decir, costo administrativo, operativo y de mantenimiento. Por último, se analizan posibilidades de financiamiento de la obra para que la construcción de la planta resulte viable.

Cabe aclarar, como se comentó previamente, que los costos correspondientes a la gestión de los lodos no se desarrollarán en detalle, ya que los mismos serán tratados y dispuestos por un tercero.

### 7.1. Costo Inicial

El costo de inversión inicial hace referencia al capital necesario para la construcción y puesta en funcionamiento de la planta de potabilización. Se compone de los costos directos correspondientes al costo de construcción, adquisición e instalación de las unidades de tratamiento que conforman la planta, y de los costos indirectos correspondientes a los costos de diseño, ingeniería, supervisión durante la construcción, administración y a los costos derivados de los permisos que se requieren legalmente.

Para el presupuesto total estimado se consideró el AIU (Administración, Imprevistos y Utilidad), con el objetivo de cubrir los gastos imprevistos que surgen durante la instancia de construcción e instalación de la planta. Se definió un valor en función de la complejidad de la obra, capacidad financiera y características de la cooperativa.

Se presenta en las tablas 7.1 y 7.2 los costos de adquisición y construcción de las unidades, equipos y materiales que integran la planta de potabilización, como los costos detallados de las tareas requeridas para su correcta instalación. Los mismos fueron agrupados en etapas con el fin de facilitar su lectura y se indicó el porcentaje que cada uno representa en el total. En la descripción del costo unitario de cada material se incluyó un 10 % correspondiente al costo asociado a su instalación como el posicionamiento y anclaje de equipos e instrumentos, tendido y conexión eléctrica, tendido de cañerías y accesorios para el empotramiento, sistema de captación, entre otros.

La mampostería, revoques y elementos estructurales fueron considerados para el recinto donde se dispondrán los sistemas de ósmosis inversa (OI), remineralización y cloración. También se instalará allí un laboratorio que permita monitorear parámetros básicos de la calidad de agua de entrada y de salida del tratamiento.

El importe del presupuesto base para la realización de la Planta de Potabilización es de \$6.535.202,53 (pesos seis millones quinientos treintaicinco mil doscientos dos con cincuenta y tres centavos) con una capacidad de generación de 62,52 m<sup>3</sup>/día de agua potable. Esto representa USD 61.076,66 (dolares sesenta y uno mil setenta y seis con 66 centavos) considerando el valor oficial de conversión a la fecha 19/12/2021.

NÚMERO RUB.	ÍT.	DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS	UN.	CANT.	COSTO UNITARIO	IMPORTE ÍTEM	IMPORTE RUBRO	% INCIDENCIA	
								ÍT.	RUB.
<b>1</b>		<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>					<b>26.831,67</b>		<b>0,53</b>
	1.01	Limpieza del terreno	m <sup>2</sup>	200,00	99,00	19.800,00		0,39	
	1.02	Nivelación del terreno	m <sup>2</sup>	47,00	149,61	7.031,67		0,14	
<b>2</b>		<b>MOVIMIENTO DE TIERRA Y MATERIAL</b>					<b>18.045,17</b>		<b>0,36</b>
	2.01	Excavación para bases estructurales	m <sup>3</sup>	8,05	2.141,01	17.227,50		0,34	
	2.02	Excavación para conducciones	m <sup>3</sup>	1,50	545,11	817,67		0,02	
<b>3</b>		<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>					<b>111.101,46</b>		<b>2,21</b>
	3.01	Bases de Columnas	m <sup>3</sup>	0,71	9.029,28	6.374,67		0,13	
	3.02	Columnas de Madera	m <sup>3</sup>	1,59	12.205,45	19.438,70		0,39	
	3.03	Vigas + Bovedillas de madera	m <sup>3</sup>	1,32	11.615,00	15.331,80		0,30	
	3.04	Losa de HA	m <sup>3</sup>	2,00	34.978,14	69.956,28		1,39	
<b>4</b>		<b>MAMPOSTERÍA PARA SALAS</b>					<b>53.061,48</b>		<b>1,06</b>
	4.01	Botellas de vidrio recicladas	u	660,00	80,40	53.061,48		1,06	
<b>5</b>		<b>CAPAS AISLADORAS</b>					<b>106.137,02</b>		<b>2,11</b>
	5.01	Capa aisladora horizontal	m <sup>2</sup>	46,63	618,93	28.858,21		0,57	
	5.02	Capa aisladora vertical	m <sup>2</sup>	93,25	828,71	77.278,81		1,54	
<b>6</b>		<b>REVOQUES</b>					<b>89.000,00</b>		<b>1,77</b>
	6.01	Barro y paja	m <sup>3</sup>	11,00	8.090,91	89.000,00		1,77	
<b>7</b>		<b>CARPINTERÍA</b>					<b>39.811,08</b>		<b>0,79</b>
	7.01	Carpintería de Madera: Puertas y ventanas	m <sup>2</sup>	6,50	6.047,55	39.309,08		0,78	
	7.02	Carpintería de Acero Inoxidable: Rejillas de ventilación y drenaje, Rejas	m <sup>2</sup>	0,30	1.673,34	502,00		0,01	
<b>8</b>		<b>INSTALACIONES ELÉCTRICAS</b>					<b>529.755,47</b>		<b>10,54</b>
	8.01	Tableros eléctricos	gl	1,00	9626,00	9626,00		0,19	
	8.02	Tablero general de automatización: PLC	gl	1,00	520129,47	520129,47		10,35	
<b>9</b>		<b>CAÑERÍAS Y ACCESORIOS</b>					<b>93.684,13</b>		<b>1,86</b>
	9.01	Manguera de caucho DN 50 mm	m	6,00	3.806,31	22.837,86		0,45	
	9.02	Cañería PVC DN 25 mm	m	13,30	83,00	1.103,90		0,02	
	9.03	Cañerías PVC DN 40 mm	m	23,70	323,33	7.662,92		0,15	
	9.04	Cañerías PVC DN 50 mm	m	9,30	447,50	4.161,75		0,08	
	9.05	Manguera de PVC 4 mm	m	5,00	35,24	176,20		0,00	
	9.06	Codo microtubo 4mm	u	6,00	120,00	720,00		0,01	
	9.07	Codo 90° DN 25 mm	u	2,00	73,54	147,08		0,00	
	9.08	Codo 90° DN 40 mm	u	6,00	207,77	1.246,62		0,02	
	9.09	Codo 90° DN 50 mm	u	4,00	322,53	1.290,12		0,03	
	9.10	Tee DN 40 mm	u	5,00	305,00	1.525,00		0,03	
	9.11	Tee DN 50 mm	u	1,00	465,00	465,00		0,01	
	9.12	Válvula esclusa DN 25 mm	u	1,00	1.522,74	1.522,74		0,03	
	9.13	Válvula esclusa DN 40 mm	u	4,00	3.399,46	13.597,84		0,27	
	9.14	Válvula esclusa DN 50 mm	u	1,00	5.534,77	5.534,77		0,11	
	9.15	Válvula compuerta DN 20 mm	u	2,00	1.074,00	2.148,00		0,04	
	9.16	Válvula compuerta DN 25 mm	u	1,00	1.300,00	1.300,00		0,03	
	9.17	Válvula compuerta DN 40 mm	u	1,00	16.504,32	16.504,32		0,33	
	9.18	Accesorios: Abrazaderas, Uniones, Boquilla de descarga.	gl	1,00	2.539,71	2.539,71		0,05	
	9.19	Instalación sistema de conducción (20%)				9.200,30		0,18	

Figura 7.1: Descripción del Costo de Inversión de la planta de potabilización.

<b>10</b>	<b>EQUIPAMIENTOS Y UNIDADES</b>					<b>2.969.651,40</b>		<b>59,07</b>
10.01	Bomba centrífuga monofásica Gamma CP 100 1 hp 50Hz	u	2,00	17.699,00	35.398,00			0,70
10.02	Bomba periférica 0.5 hp G2763AR	u	1,00	9.220,00	9.220,00			0,18
10.03	Estación de tanque dosificadora Grundfos 98500153	u	2,00	70.000,00	140.000,00			2,78
10.04	Medidor Portatil Multiparamétrico HQ2100 Hach	u	1,00	257.534,02	257.534,02			5,12
10.05	Caudalímetro sensor flujo 60 L/min FS300A	u	1,00	2.574,90	2.574,90			0,05
10.06	Kit Determinación Cloro libre Hach-66F	u	1,00	13.910,00	13.910,00			0,28
10.07	Plataforma Flotante de Captación	u	1,00	100.000,00	100.000,00			1,99
10.08	Cámara de muestreo HA 0.8x1x1 con placa vertedero 30°	u	1,00	7.124,95	7.124,95			0,14
10.09	HA para sistema de presedimentación	m³	0,48	15.550,00	9.288,51			0,18
10.10	HA para sistema de electrocoagulación	m³	0,29	15.550,00	5.655,64			0,11
10.11	HA para sistema de sedimentación	m³	0,82	15.550,00	15.847,06			0,32
10.12	HA para sistema de filtración	m³	4,36	15.550,00	84.815,77			1,69
10.13	HA tanque de reserva: 5*2, 0.1 m espesor	m³	7,45	15.550,00	115.876,39			2,31
10.14	Pantalla difusora Sedimentador Simple de HA	m³	0,13	15.550,00	4.683,00			0,09
10.15	Pantalla difusora Sedimentador de HA	m³	0,07	15.550,00	2.537,00			0,05
10.16	Barredor superficial de espuma	u	1,00	33.800,00	33.800,00			0,67
10.17	Lecho filtrante: arena sílica	kg	693,00	2,79	1.933,47			0,04
10.18	Capa soporte: grava (tamaño: 20/40 mm, 8/12 mm, 0.08/1 mm)	kg	1.614,21	3,54	5.714,30			0,11
10.19	Falso fondo: viguetas	u	5,00	786,71	3.933,55			0,08
10.20	Sistema de Ósmosis Inversa	u	1,00	1.732.223,00	1.732.223,00			34,46
10.21	Carpintería de Acero Inoxidable: Vertederos	kg	13,50	107,00	2.166,73			0,04
10.22	Tanque almacenamiento agua a recircular: 500 L fondo cónico	u	1,00	44.977,10	44.977,10			0,89
10.23	Tanque elevado de almacenamiento de agua: 10000	u	1,00	167.899,00	167.899,00			3,34
10.24	Tolva de almacenamiento de lodos y espumas químicas: 4000 L	u	1,00	77.600,00	77.600,00			1,54
10.25	Tolva de almacenamiento de barro: 400 L	u	1,00	8.240,00	8.240,00			0,16
10.26	Tanque de almacenamiento de rechazo de Ol: 4000 L	u	1,00	86.699,00	86.699,00			1,72
<b>11</b>	<b>HONORARIOS</b>					<b>780.000,00</b>		<b>15,52</b>
11.01	Elaboración proyecto ingeniería básica y en detalle	gl	1,00	330.000,00	330.000,00			6,56
11.02	Informe técnico	gl	1,00	80.000,00	80.000,00			1,59
11.03	Planos de obra	gl	1,00	100.000,00	100.000,00			1,99
11.04	Supervisión y capacitación	gl	1,00	140.000,00	140.000,00			2,78
11.05	Licencias, permisos, autorizaciones y seguros	gl	1,00	90.000,00	90.000,00			1,79
11.06	Limpieza periódica y final de obra	gl	1,00	40.000,00	40.000,00			0,80
<b>12</b>	<b>ENTREGA FINAL</b>					<b>210.000,00</b>		<b>4,18</b>
12.01	Puesta en marcha	gl	1,00	100.000,00	100.000,00			1,99
12.02	Revisión y ajuste de diseño	gl	1,00	110.000,00	110.000,00			2,19
<b>TOTAL</b>	<b>COSTO NETO</b>			<b>\$</b>		<b>5.027.078,87</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>
	<b>PRECIO ESTIMADO (AIU 30%)</b>			<b>\$</b>		<b>6.535.202,53</b>	<b>100,00</b>	<b>100,00</b>

Figura 7.2: Descripción del Costo de Inversión de la planta de potabilización (continuación).

## 7.2. Costos de Operación y Mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento comprenden aquellos generados con el objetivo de asegurar el correcto funcionamiento de la planta. Se compone de los sueldos para pagar la mano de obra y de los costos de los insumos químicos y de los servicios, energéticos y de gestión de lodos.

### 7.2.1. Insumos Químicos

Los procesos que demandan insumos químicos son la electrocoagulación (EC), remineralización y desinfección. Los relacionados a la EC ya fueron comentados previamente en la tabla 4.12. El consumo anual en función de las dosis requeridas de aluminio es de *USD* 110 a *USD* 1.968. En lo que respecta a la remineralización, se requieren 35 L/día de  $CO_2$  y 24,5 L/día de hidróxido cálcico. Por último, la cantidad de hipoclorito que se requiere es de 0,052 L/día. Finalmente, se calcularon los costos de los insumos químicos cuyos resultados se observan en la tabla 7.1

Producto	Consumo (kg/año)	Precio (USD/kg)	Costo anual (\$/año)
Aluminio	27,33 – 491,96	4,00	109,32 – 1967,84
Hidróxido Cálcico	9,22	0,45	4,15
$CO_2$	25,24	0,27	6,82
Hipoclorito de Sodio	25,00	0,36	9,00
<b>Total</b>			<b>129,28 - 1.987,80</b>

**Tabla 7.1:** Costo anual de insumos químicos.

El costo anual de los insumos químicos es de *USD* 129,28 a *USD* 1.987,80. Tomando el valor oficial de conversión a la fecha 19/12/2021 se obtiene un valor de \$13.832,96 a \$212.694,6 por año.

### 7.2.2. Servicio: Energía Eléctrica

Resulta de importancia calcular el consumo energético de los equipos y de las principales unidades en funcionamiento, para estimar el gasto energético durante la operación de la planta. Se considera además, un costo asociado a la iluminación, computadoras, sistemas de control, dosificadores, equipos de laboratorio, etc.

El costo del suministro energético asumido es el correspondiente al cuadro tarifario de la Resolución ENRE N° 265/2021. Se consideró una Tarifa 3 (Grandes Demandas) con potencias mayores o iguales a 300 kW (Organismos de Educación y Salud). El costo

Producto	Tarifa 3 (Grandes Demandas) Pot =>a 300 kW (Org. Púb de Educ y Salud)	
	Unidad	Valor
Cargo Fijo	\$/mes	5.086,85
Cargo Potencia Contratada	\$/kW-mes	536,30
Cargo Potencia Adquirida	\$/kW-mes	75,88
Cargo Variable Pico	\$/kW	3,684
Cargo Variable Resto	\$/kW	3,536
Cargo Variable Valle	\$/kW	3,387

**Tabla 7.2:** Costo mensual para provisión de energía eléctrica.

Unidad/Equipo con Consumo Energético	Potencia (kW)	Cant	Consumo Anual (kW/año)	Costo Variable Resto (USD/año)
Bomba Gamma Centrífuga CP 100	0,75	2,00	13.069,92	431,92
Bomba Gamma Periférica	0,37	1,00	3.267,48	107,98
Electrocoagulación: Dosificación de Aluminio	4,61	1,00	40.409,03	1.974,55
Electrocoagulación: Barredor Superficial	0,30	1,00	2.628,00	86,85
Sistema de OI: Bomba Grundfos Trifásica	1,49	1,00	13.052,40	431,34
Dosificadores de insumos químicos	0,30	3,00	7.884,00	260,54
Agitadores de insumos químicos	0,18	2,00	3.153,60	104,22
Iluminación	0,01	20,00	1.927,20	63,69
Computadoras, sistemas de control, equipos de laboratorio, etc.	0,10	5,00	4.380,00	144,74
Dispenser y heladera	0,09	1,00	770,88	25,48
<b>Promedio de Potencia Contratada (kW)</b>	<b>10,33</b>			
<b>Consumo Energético Mensual (kW/mes)</b>				<b>7.545</b>
<b>Consumo Energético Anual (kW/año)</b>				<b>90.543</b>
<b>Cargo Variable Resto Total Anual (USD/año)</b>				<b>3.631</b>

**Tabla 7.3:** Cargo variable resto total asociado al consumo energético de la planta. Para la conversión de pesos a dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021.

	Cargo Fijo (USD/año)	Cargo por potencia contratada (USD)	Cargo por potencia adquirida (USD)	Cargo Variable Resto (USD/año)
<b>Costo Diferenciado</b>	639,16	37.278,36	5.274,44	3.631,30
<b>Costo Total</b>			<b>46.823,26</b>	

**Tabla 7.4:** Costo estimativo asociado al consumo energético de la planta. Para la conversión de pesos a dolares se tomó el valor oficial a la fecha 19/12/2021.

se compone de un cargo fijo mensual, un cargo por potencia contratada y por potencia adquirida y un cargo variable en función de la potencia máxima registrada en el mes de facturación, cuyos valores pueden observarse en la tabla 7.2.

En la tabla 7.3 se observa el consumo energético requerido para el funcionamiento de la planta. Finalmente, considerando los diversos cargos se calculó el costo energético total y se presenta en la tabla 7.4. El mismo resultó de *USD* 46.823,26 al año. Tomando el valor oficial de conversión a la fecha 19/12/2021 se obtiene un valor de \$5.010.099,82 al año.



Residuo	Origen	Cant. (kg/año)	Costo Unitario (USD/kg)	Costo Anual (USD/año)
Espuma	Electrocoagulador	208.780,00	0,37	77.248,60
Lodo Químico	Sedimentador	77.416,50	0,37	28.644,11
<b>Costo Total de Gestión de Lodos (USD/año)</b>				<b>105.892,71</b>

**Tabla 7.5:** Costo estimativo asociado a la gestión de lodos de la planta.

### 7.2.3. Servicio: Gestión de Lodos y Espuma

El tratamiento y disposición de los lodos y espumas generados, como se comentó previamente, será realizado por una empresa contratada, por esta razón los costos corresponden al servicio otorgado por la misma para el retiro, tratamiento y disposición. En lo que respecta a los residuos provenientes de la presedimentación y de la OI, se analizará su composición con el objetivo de determinar si la disposición propuesta resulta correcta.

La espuma y los lodos son generados en el proceso de EC y sedimentación. Ambos residuos se caracterizan por ser residuos químicos y, por lo tanto, peligrosos. El costo de retiro, tratamiento y disposición se encuentran en la tabla 7.5. El costo total anual es de *USD* 105.892,71. Tomando el valor oficial de conversión a la fecha 19/12/2021 se obtiene un valor de \$11.330.519,44 al año.

### 7.2.4. Mano de Obra

El costo de mano de obra proviene del personal encargado del funcionamiento de la planta de tratamiento durante las 24 hs. El personal se encargará de los análisis de laboratorio, tareas administrativas, supervisión, mantenimiento y limpieza.

Como se comentó previamente la planta tendrá una gestión comunitaria, por lo que las personas que operarán la planta serán miembros de la cooperativa capacitados previamente. Para el desarrollo de tareas puntuales se contará con el acompañamiento semanal de personal técnico especializado. Las tareas puntuales comprendidas son análisis de laboratorio de parámetros con frecuencia de medición igual o mayor a la mensual, capacitación de les operaries, asistencia en el control y mantenimiento de la planta. Por otro lado, habrá disponible un ingeniere que visitará la planta mensualmente. El salario del personal contratado se presentan en la tabla 7.6.

El costo de mano de obra anual es de \$581.224,00. Tomando el valor oficial de conversión a la fecha 19/12/2021 se obtiene un valor de *USD* 5.432,00 al año.

Personal	Cant.	Frecuencia semanal	Sueldo (\$/mes)
Operarixs	2	Diaria	359.520,00
Limpieza y mantenimiento	1	2 veces	54.784,00
Técnicx Electricista	1	Semanal	68.480,00
Técniqix Químicox	1	Semanal	68.480,00
Ingenierx	1	Mensual	29.960,00
<b>Costo Total de Mano de Obra (\$/año)</b>			<b>581.224,00</b>

**Tabla 7.6:** Costo estimado asociado al personal de la planta.

### 7.2.5. Costos Variables, Indirectos y Esporádicos

Durante el funcionamiento de la planta pueden surgir costos operativos, producto de la adquisición de insumos, mantenimiento y análisis de laboratorio como de la administración y de cuestiones legales que no fueron considerados. Dada la magnitud de la planta, dichos costos serán cubiertos estimando un 5 % del costo de operación total. Esto resulta en un total de \$98.033,30 por mes.

### 7.3. Resumen de Costos

En la tabla 7.7 se puede observar un resumen de los costos totales, diferenciando los iniciales como los que se generan durante el funcionamiento de la planta. En la misma tabla se dispone el costo de tratamiento por  $m^3$  de agua potable generada. Si se observa la tabla pueden diferenciarse dos costos. La opción uno corresponde al costo de la planta presentada, que considera la gestión tercerizada de los lodos sin tratamiento previo. La opción dos corresponde al costo de la planta sin considerar el costo derivado del manejo de lodos. Se observa así, que casi el 50 % del costo de tratamiento corresponde al manejo de lodos. Por esta razón, se recomienda nuevamente analizar la posibilidad de tratar los lodos en el sitio ya que la reducción del volumen a gestionar puede ser de alrededor de un 35 %, disminuyendo también el costo asociado al retiro, transporte y disposición.

Opc.	Capacidad (m <sup>3</sup> /h)	Costo de Inversión (\$)	Costo Operativo (\$/mes)	Costo tratamiento (\$/m <sup>3</sup> )
1	2,605	6.535.202,53	2.058.699,28	1.062,21
2		6.535.202,53	1.114.489,33	575,04

**Tabla 7.7:** Costo total de inversión y de operación y mantenimiento de la Planta de Potabilización. La opción 1 considera la gestión tercerizada de los lodos, la opción 2 no considera la gestión de lodos.

## 7.4. Sistema de Financiamiento

El nivel de inversión necesario requiere de la participación financiera por parte de todos los actores involucrados: operadores, gobierno, usuarios, donantes y entidades financieras (locales y multilaterales). De esta forma, los recursos financieros para asumir los costos iniciales serán obtenidos del cofinanciamiento entre el operador, la Nación y la Provincia, apalancados con recursos provenientes del financiamiento externo a la operación (banca multilateral, banca extranjera y local). Se tendrá por objetivo garantizar una gestión eficiente del servicio y alcanzar la sostenibilidad financiera de la planta.

La estrategia de financiamiento, en función de lo establecido en el Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento del Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, partirá de la premisa que 2/3 del costo de las obras se financiarán con fondos nacionales y 1/3 con aporte local. Para financiar el aporte local, se aprovecharán los programas actualmente financiados por ENHOSA para la eficiencia en la inversión, operación y mantenimiento de la infraestructura destinada al tratamiento de agua. La cooperativa podrá buscar otras formas de financiar el costo de inversión inicial con el objetivo de poder construir la planta y afrontar los costos asociados a la construcción de la misma.

Por otro lado, la cooperativa podrá buscar subvenciones con el objetivo de disminuir los costos operativos. Una subvención posible es la financiada por la fundación Rotaria debido a que el proyecto corresponde a una de las áreas de interés, "Proyectos Humanitarios: con resultados sostenibles y mensurables que aborden las necesidades reales de las comunidades".

## 7.5. Conclusiones

El costo operativo para el tratamiento de potabilización avanzado que permite el acceso al agua a la población de la Cooperativa Isla Esperanza es de 1,062, 21\$/m<sup>3</sup> de agua potable.

Se pudo comprobar la factibilidad técnica de poder suministrar agua potable a partir de una fuente de agua de río que presenta parámetros físicos, químicos y microbiológicos que superan a los límites establecidos por el Código Alimentario Argentino. A través del presente proyecto se garantiza el acceso al agua a la población en calidad y cantidad, evitando el consumo de la misma sin los tratamientos mínimos necesarios.

Considerando que actualmente en el sitio no cuentan con un servicio de agua potable que garantice la calidad, cantidad y accesibilidad, el proyecto resulta económicamente viable debido a los beneficios que presenta para la comunidad.

La estrategia de financiamiento del proyecto será  $2/3$  del costo de las obras se financiarán con fondos nacionales y  $1/3$  con aportes locales, pudiendo la cooperativa acceder a diversos créditos previamente comentados. Los costos de operación podrán ser subvencionados para disminuir el costo mensual que cada familia integrante de la cooperativa deba pagar.

## Capítulo 8

# Estudio de Impacto Ambiental

A lo largo del presente capítulo se presentará el Estudio de Impacto Ambiental (EsIA) generado para la construcción y operación de la Planta de Potabilización de agua de río destinada a la población de la Cooperativa Isla Esperanza, localizada en la Primer Sección del Delta de Paraná, Municipio de Tigre.

El EsIA es el documento técnico central de la Evaluación de Impacto Ambiental (EIA). La EIA es un procedimiento técnico-administrativo obligatorio de carácter preventivo, previsto en la Ley n.º 25675: "Ley General del Ambiente". Tiene por objetivo fomentar la consideración del ambiente en los procesos de planificación y toma de decisiones para lograr que las acciones a desarrollar sean más compatibles ambientalmente. En ese sentido, para adecuar el proyecto se presenta el EsIA, de manera de identificar los posibles impactos generados por las actividades que el proyecto comprende y sugerir prácticas o actividades que minimicen los impactos.

En general, las obras de sistemas de potabilización tienen un impacto global positivo para la población humana al tener como finalidad introducir mejoras en el medio que aumenten la calidad de vida. Sin embargo, las modalidades de construcción o de solución de los impactos generados durante la operación pueden provocar efectos negativos. Este tipo de efectos es el objeto de estudio del presente EsIA.

### 8.1. Objetivo y Alcance

El objetivo del Estudio es identificar, predecir, evaluar y mitigar los potenciales impactos que el proyecto de obra y operación pueda causar al ambiente y la comunidad en el corto, mediano y largo plazo. De esta forma, permite una toma de decisión informada

por parte de la autoridad ambiental competente respecto de la viabilidad ambiental del presente proyecto y su gestión ambiental.

Para la confección del Estudio se realizó un análisis y descripción del proyecto en sus diferentes etapas y su línea de base ambiental y social, identificando y evaluando los impactos ambientales y sociales positivos y negativos generados por las actividades llevadas a cabo en cada etapa. Se procedió con la valoración de los potenciales impactos a través de la confección de la Matriz de Leopold, aplicando la metodología descripta, y luego se elaboraron los planes de prevención, mitigación, contingencias, seguimiento y monitoreo correspondientes.

## **8.2. Metodología**

En primer lugar, se realizó una recopilación y un análisis sobre la información bibliográfica y documental disponible para caracterizar el escenario de intervención en lo que respecta a la geología, geomorfología, hidrología y biología. Además del diagnóstico ambiental, se realizó un diagnóstico socioeconómico del área de influencia del proyecto.

En segundo lugar, se realizó un resumen de las principales características y actividades comprendidas en el proyecto con el objetivo de elaborar fundamentos de la evaluación, en orden de identificar los procesos actuantes y el grado de incidencia positiva y negativa de la actividad en el medio circundante. Se cuantificaron y valorizaron los impactos negativos

En último lugar, en función de la magnitud del impacto, se analizaron posibles prácticas y acciones a establecer con el fin de prevenir y mitigar los impactos negativos del proyecto. Las mismas están comprendidas en el Plan de Gestión Ambiental.

## **8.3. Descripción del Proyecto**

El proyecto tiene por objetivo la construcción de una planta de potabilización de agua de río (PPAR) destinada al consumo de la población de la comunidad de la Cooperativa Isla Esperanza, localizada en la Primer Sección del Delta del Paraná, Buenos Aires. En la figura 8.1 se puede observar el área destinada a la construcción de la planta.

El proyecto surge a partir de la falta de acceso al agua potable por parte de la comunidad, por lo que el proyecto busca garantizar el acceso cumpliendo con los valores

