



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

Micaela Bellon

Lucía Rivadavia

Ianla Rivera

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Tutores:

Msc. Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Tribunal:

Msc. Ing. Julieta López

Msc. Ing. Juan Sanguinetti

Dr. Ing. Pablo Santoro

Montevideo, Uruguay

Diciembre de 2025



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR



Proyecto Hidráulica - Ambiental

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

RESUMEN EJECUTIVO

Micaela Bellon

Lucía Rivadavia

Ianla Rivera

Tutores:

Msc.Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Montevideo, Uruguay
Diciembre de 2025

Descripción general del Proyecto

Los estudios del proyecto *“Estrategia de implementación de soluciones de gestión de efluentes con foco en valorización de lodos y efluentes para sistemas Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural (MEVIR)”* indican que los sistemas existentes, si bien son funcionales, presentan un elevado potencial de mejora hacia modelos más eficientes y orientados a la recuperación de recursos. Se destaca especialmente la posibilidad de reúso seguro del efluente tratado Y valorización de lodos, alineado con el marco normativo vigente, reforzado por el Artículo 67 del Decreto 226/025.

La solución propuesta incorpora el reúso del efluente tratado como eje central, permitiendo evitar la descarga directa y, en consecuencia, reducir en más de un 99 % la carga de materia orgánica y fósforo que ingresaría a los cursos de agua.

Este enfoque resulta particularmente beneficioso en zonas ambientalmente sensibles, en cursos de agua de bajo caudal o en localidades con restricciones hídricas y una fuerte presencia de actividades agropecuarias, donde el riego con efluente tratado se presenta como una alternativa ambientalmente favorable y productivamente útil.

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) tipo propuesta se basa en un tratamiento extensivo que incluye una fosa séptica, una laguna facultativa, un humedal de flujo subsuperficial vertical, un reservorio de almacenamiento, un sistema de desinfección y una unidad de deshidratación de lodos mediante geotubos. El conjunto se diseña para cumplir con los requisitos de la categoría de reúso urbano con acceso público libre definidos por la EPA, habilitando aplicaciones como el riego de áreas verdes, espacios públicos y superficies deportivas.

Caso de estudio

La aplicación del diseño específico en Palmitas confirmó la viabilidad técnica del esquema de tratamiento extensivo con reúso urbano. El sistema alcanza eficiencias de remoción superiores a la alternativa tradicional, reduce significativamente las descargas superficiales y permite aprovechar cerca del 90 % del efluente tratado. Además, el dimensionamiento consideró la futura ampliación del plan IVb, demostrando la capacidad de adaptación del esquema frente al crecimiento poblacional.

La comparación entre alternativas evidencia diferencias marcadas en costos, aportes

contaminantes y potencial de valorización del recurso hídrico. Tal como se sintetiza en la [Tabla 1](#), la solución propuesta presenta ventajas ambientales claras, con reducciones de DBO y fósforo de varios órdenes de magnitud y una drástica disminución del volumen y frecuencia de vertidos, aunque con costos de inversión y operación superiores debido a la incorporación de tecnologías adicionales y la infraestructura requerida para el reúso.

Tabla 1: Comparación entre la solución propuesta y la alternativa tradicional de MEVIR.

Criterio	Alternativa de reúso	MEVIR actual
Costo de inversión (\$ CAPEX/hab)	74 285	72 480
Costo de OyM (\$ OPEX/hab·año)	1 100	740
Costo de consumo energético (\$/año)	80 000	0
Eficiencia en remoción de DBO	96 %	83 %
Aporte anual de DBO al curso (kg/año·hab)	1	1200
Aporte anual de P al curso (kg/año·hab)	2	200
Aprovechamiento del efluente tratado	89 %	0 %
Frecuencia anual de vertidos	11,4 % ^a	100 %
Volumen de efluente vertido	11,3 % ^b	100 %

^a Porcentaje anual de vertidos de contingencia en caso de lluvia.

^b Porcentaje calculado a partir volumen tratado en 30 años.

Principales Resultados

Los resultados obtenidos permiten evaluar integralmente el desempeño de la solución propuesta frente a la alternativa utilizada por MEVIR y frente a opciones intensivas consideradas en el Plan de Universalización de saneamiento del Uruguay (PUSU).

El desarrollo del Tomo 1 permitió establecer la base conceptual del proyecto mediante el análisis de los sistemas de saneamiento existentes. Un componente fundamental fue la revisión detallada de normativa internacional sobre reúso de aguas tratadas, incluyendo lineamientos de EPA, UE y marcos latinoamericanos, que permitió definir la categoría de reúso urbano con acceso público libre como referencia para los criterios de calidad y diseño empleados en el proyecto.

A partir de estos lineamientos, el Tomo 2 desarrolló la planta tipo, estableciendo relaciones de diseño, áreas mínimas requeridas, parámetros hidráulicos y pautas de operación y mantenimiento que facilitan la adaptación del sistema a distintos contextos dentro de

MEVIR.

La aplicación del diseño específico en Palmitas (Tomo 3) confirma la viabilidad técnica del esquema con reúso urbano. El sistema alcanza eficiencias de remoción superiores a la solución tradicional, redujo significativamente las descargas superficiales.

Finalmente, el análisis ambiental del Tomo 4 verificó que la solución presenta impactos bajos y manejables, con adecuada integración al entorno. Destacan la reducción del estrés sobre cursos superficiales, el incremento de disponibilidad hídrica gracias al reúso y la mejora en la gestión de lodos mediante su deshidratación y potencial aprovechamiento.

Síntesis del trabajo

El proyecto se estructura en cuatro componentes:

1. Un estudio de los sistemas de saneamiento de MEVIR y de la normativa internacional de referencia, incluyendo evaluación multicriterio de alternativas (Tomo 1).
2. Recomendaciones para un diseño rápido de la planta tipo, basadas en los resultados del Tomo 1 (Tomo 2).
3. El anteproyecto completo para la PTAR de Palmitas, incorporando cálculos, planos, costos y plan de operación y mantenimiento (Tomo 3).
4. Un análisis ambiental preliminar para la implantación en Palmitas, complementado con la elaboración de la Solicitud de autorización de desagüe (SAD) (Tomo 4).



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR



Proyecto Hidráulica - Ambiental

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

TOMO 1

ESTUDIOS BÁSICOS

Micaela Bellon - 5.444.011-7

Lucía Rivadavia - 5.029.187-3

Ianla Rivera - 5.307.020-8

Tutores:

Msc. Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

7 de enero de 2026

Agradecimientos

Queremos expresar nuestro agradecimiento a todas las personas e instituciones que hicieron posible la realización de este proyecto. En primer lugar, agradecemos a nuestros tutores, Nicolás Rezzano y Esteban Pérez, por su acompañamiento constante, su compromiso y sus aportes técnicos y conceptuales en cada etapa. Sus sugerencias, devoluciones y orientación metodológica fueron fundamentales para mantener el enfoque y la rigurosidad del trabajo, así como los espacios de intercambio que enriquecieron el proceso y la motivación que nos brindaron a lo largo del desarrollo del proyecto. Agradecemos especialmente a MEVIR, OSE, DINAGUA, DINACEA y el IMFIA por brindarnos información y por su permanente disposición para reuniones y consultas. A nuestras familias y amistades, por su apoyo incondicional durante todo el trayecto. Finalmente, a la Facultad de Ingeniería, por las herramientas académicas y formativas que nos brindó para enfrentar desafíos complejos y por fomentar el vínculo entre investigación, innovación y desarrollo.

Índice

1. Introducción	7
2. Gestión de Sistemas de Saneamiento en MEVIR	8
2.1. Introducción	8
2.2. Marco institucional del proceso	8
2.2.1. Convenio OSE – MEVIR	9
2.2.2. Trámite ante el Ministerio de Ambiente	9
2.2.3. Proceso técnico ante OSE	9
2.3. Relevamiento general de sistemas	10
2.3.1. Tipos de soluciones habitacionales	10
2.3.2. Distribución geográfica de proyectos	11
2.3.3. Delimitación del proyecto	13
2.3.4. Tecnologías de tratamiento utilizadas	15
2.3.5. Diagnósticos realizados previamente	15
2.4. Criterios de diseño y construcción según Guía Técnica de MEVIR	25
2.4.1. Introducción	25
2.4.2. Caudal de diseño	25
2.4.3. Criterios de diseño para fosas sépticas	26
2.4.4. Criterios de diseño para sistemas de lagunas	27
2.4.5. Disposición final	28
2.5. Calidad esperada del efluente y punto de vertido	28
2.6. Operación y mantenimiento de los sistemas	29
2.6.1. En padrón propio	30
2.6.2. En plantas de tratamiento	30
2.6.3. Barométricas	31
3. Gestión de efluentes	32
3.1. Marco normativo	32
3.1.1. Marco normativo nacional sobre efluentes	32
3.1.2. Marco normativo internacional sobre reúso	37

3.1.3. Resumen normativa a utilizar	58
3.2. Procesos de planificación	58
3.3. Casos de reúso de efluentes tratados	59
3.3.1. Introducción	59
3.3.2. Experiencias nacionales	59
3.3.3. Experiencias internacionales en pequeñas localidades	60
3.3.4. Resumen y aplicación al contexto MEVIR	64
3.4. Definición del reúso del efluente y requisitos de calidad del tratamiento	64
3.5. Tecnologías de tratamiento consideradas	67
3.5.1. Introducción	67
3.5.2. Fosa Séptica	67
3.5.3. Sedimentador	68
3.5.4. Humedales artificiales	69
3.5.5. Lagunas de estabilización	72
3.5.6. Reactor UASB	76
3.5.7. Lechos percoladores: filtros de plástico	76
3.5.8. Desinfección con cloro	78
3.6. Propuesta de solución modular para el tratamiento y reúso de aguas residuales	78
3.6.1. Introducción	78
3.6.2. Descripción de cada modulo	80
3.7. Parámetros de diseño y caracterización del efluente bruto	84
3.7.1. Parámetros generales	84
3.7.2. Condiciones de entrada – Caracterización del efluente bruto	84
3.7.3. Condiciones ambientales locales	85
3.7.4. Objetivos de calidad del efluente tratado	85
3.8. Metodología para selección de alternativa	86
3.8.1. Descripción de la metodología	86
3.8.2. Criterios	89
3.9. Escenario 1: Conjunto MEVIR existente	92
3.9.1. Módulo 0	93
3.9.2. Módulo 1	94

3.9.3. Módulo 2	95
3.9.4. Módulo 3	96
3.9.5. Costos	98
3.9.6. Selección de alternativa	98
3.10. Escenario 2: Conjunto MEVIR a construir	101
3.10.1. Módulo 0	101
3.10.2. Módulo 1	102
3.10.3. Módulo 2	104
3.10.4. Módulo 3	104
3.10.5. Costos	105
3.10.6. Selección de alternativa	106
4. Gestión de lodos	109
4.1. Marco normativo sobre lodos	109
4.1.1. Marco normativo nacional sobre lodos	109
4.1.2. Marco normativo internacional sobre lodos	115
4.1.3. Resumen normativa a utilizar	116
4.2. Procesos de planificación	117
4.3. Casos de reúso de lodos	118
4.3.1. Introducción	118
4.3.2. Experiencias internacionales	118
4.3.3. Resumen y aplicación al contexto MEVIR	121
4.4. Valorización de lodos y requisitos de calidad para su uso	121
4.5. Tecnologías de tratamiento consideradas	122
4.5.1. Introducción	122
4.5.2. Lechos de secado	122
4.5.3. Geotubos	123
4.6. Caracterización de lodos	123
4.7. Lodos provenientes de fosas sépticas	125
4.8. Lodos provenientes de laguna facultativa	125
4.8.1. Extracción de lodos	125

4.8.2. Acondicionamiento de lodos	126
4.8.3. Lixiviados	126
5. Operación y mantenimiento	126
5.1. Antecedentes de participación comunitaria en la gestión de los servicios rurales de agua y saneamiento	127
5.1.1. Casos de referencia nacional	128
6. Aplicabilidad de la solución propuesta en distintos contextos MEVIR	129
Referencias	131
Anexo 1	140
Anexo 2	164

Siglas

AAP Autorización Ambiental Previa

AHP Proceso Analítico Jerárquico

ANEP Administración Nacional de Educación Pública

BID Banco Interamericano de Desarrollo

CF Coliformes fecales

DBO Demanda Bioquímica de Oxígeno

DINACEA Dirección Nacional de Calidad y Evaluación Ambiental

DINAGUA Dirección Nacional de Aguas

DQO Demanda Química de Oxígeno

EPA Environmental Protection Agency

HFH Humedales de flujo subsuperficial horizontal

HFS Humedales de flujo superficial horizontal

HFV Humedales de flujo subsuperficial vertical

HFVF Humedales de flujo subsuperficial vertical de tipo frances

IMFIA Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental

INE Instituto Nacional de Estadística

IPC Índice de Precios al Consumidor

MA Ministerio Ambiente

MCDA Análisis Multicriterio de Decisiones

MEVIR Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural

MGAP Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca

OSE Obras Sanitarias del Estado

PTAR Planta de Tratamiento de Aguas Residuales

SST Sólidos Suspendidos Totales

1. Introducción

El acceso a servicios de saneamiento adecuados y sostenibles continúa siendo un desafío en diversas localidades rurales y de baja densidad poblacional en Uruguay. En este escenario, el Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural (MEVIR) ha desempeñado un papel central en la provisión de soluciones habitacionales integrales, que incluyen sistemas descentralizados de tratamiento de aguas residuales. No obstante, los esquemas adoptados, basados mayoritariamente en fosas sépticas seguidas de lagunas de estabilización, han evidenciado limitaciones en términos de eficiencia, sostenibilidad ambiental y gestión de subproductos como los lodos.

Este proyecto de fin de carrera se enmarca en el desarrollo de una estrategia integral para la gestión de efluentes y lodos en los sistemas de saneamiento asociados a conjuntos habitacionales de MEVIR. Su propósito principal es mejorar la calidad del tratamiento y promover la valorización de los subproductos generados, con énfasis en la reutilización segura del efluente tratado y en el aprovechamiento de los lodos. Para ello, se propone un enfoque modular, escalable y replicable, adaptado a las condiciones técnicas, institucionales y normativas.

En el capítulo 2, se aborda la gestión de los sistemas de saneamiento, describiendo el marco institucional, el relevamiento de los sistemas existentes y los criterios técnicos que se utilizan para su diseño.

El capítulo 3 profundiza en la gestión de efluentes, incluyendo una revisión del marco normativo e institucional, experiencias de reutilización en pequeñas localidades y los requisitos de calidad del tratamiento. Además, se analizan y comparan distintas tecnologías de tratamiento, y se plantea una propuesta de solución modular.

El capítulo 4 se centra en la gestión de lodos, incluyendo los aspectos normativos, institucionales y de valorización. Asimismo, se presentan experiencias de reúso y se analizan distintas alternativas para su valorización.

Para finalizar, se incluye un anexo con los cálculos utilizados para la selección de las alternativas y la memoria descriptiva y de cálculo del sistema modular de tratamiento de aguas residuales y valorización de lodos propuesto para los futuros conjuntos habitacionales de MEVIR a construir.

2. Gestión de Sistemas de Saneamiento en MEVIR

2.1. Introducción

El MEVIR es un programa orientado a la construcción de viviendas e infraestructura básica en zonas rurales y localidades de baja densidad poblacional. Su objetivo principal es mejorar las condiciones de habitabilidad de las familias mediante soluciones integradas que contemplan no solo la vivienda, sino también el acceso a servicios esenciales como el agua potable, el saneamiento y la energía.

En el marco de sus intervenciones, MEVIR promueve e implementa sistemas de saneamiento descentralizados cuando no existe infraestructura central conectada a redes de alcantarillado. Estos sistemas deben adaptarse a las condiciones locales de cada sitio, considerando variables como el tipo de suelo, la disponibilidad y calidad del agua, la cercanía a cursos naturales, la topografía, el acceso vial y la densidad poblacional.

Las siguientes subsecciones se centran en el estudio de las soluciones de tratamiento de aguas residuales que MEVIR ha implementado en sus conjuntos habitacionales.

2.2. Marco institucional del proceso

El desarrollo de infraestructura de saneamiento en los conjuntos habitacionales de MEVIR se enmarca en una articulación institucional entre diversos organismos públicos, que definen las competencias técnicas, ambientales y operativas en cada etapa del proceso. MEVIR, como entidad ejecutora de los proyectos, gestiona los trámites técnicos y ambientales ante el Ministerio de Ambiente, a través de Dirección Nacional de Aguas (DINAGUA) y Dirección Nacional de Calidad y Evaluación Ambiental (DINACEA), y ante Obras Sanitarias del Estado (OSE), que es el organismo responsable de aprobar, operar y mantener los sistemas una vez culminadas las obras. Esta articulación se rige por convenios interinstitucionales y reglamentos específicos que establecen las responsabilidades de cada actor y las etapas de evaluación, aprobación y recepción de los sistemas proyectados.

2.2.1. Convenio OSE – MEVIR

En función del marco convenido entre OSE y MEVIR, la responsabilidad directa del proyecto y de su construcción recae en MEVIR, siendo OSE parte del proceso en calidad de receptor de la infraestructura resultante, para su posterior etapa de operación y mantenimiento (OSE y MEVIR, 2023). Dicho convenio actualiza el acuerdo previo de 1994, estableciendo que OSE se hará cargo de la gestión y operación de todos los sistemas de agua potable y saneamiento en las áreas públicas de los conjuntos construidos por MEVIR, incluidas las ya existentes y no gestionadas por OSE, así como las futuras, estimadas en aproximadamente 1000 viviendas por año. Además, el nuevo acuerdo redefine el esquema de financiamiento de las obras.

2.2.2. Trámite ante el Ministerio de Ambiente

Según la Guía Técnica para la Elaboración de Proyectos de Sistemas de Saneamiento de MEVIR (OSE, 2022), se deben contemplar las especificaciones establecidas por DINACEA para la aprobación de la disposición final de los efluentes tratados, así como los requisitos técnicos que OSE determine, considerando las particularidades de cada proyecto.

La propuesta de sistema de saneamiento debe ser presentada ante DINAGUA para su evaluación. En los casos que lo requieran, DINAGUA remite el expediente a DINACEA para su evaluación ambiental y la elaboración de recomendaciones. Finalizada esta etapa, el expediente retorna a DINAGUA, que emite un informe técnico y lo eleva al Director Nacional de Agua. Si la evaluación resulta favorable, se emite una resolución que otorga la viabilidad al proyecto, la cual es notificada formalmente a MEVIR y a OSE.

2.2.3. Proceso técnico ante OSE

Con la aprobación de la viabilidad por parte de DINAGUA, MEVIR elabora el proyecto ejecutivo del sistema de saneamiento y lo presenta a OSE para su evaluación. Según el Reglamento para el Proyecto, Construcción y Financiación de las Obras de Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento de los Conjuntos Habitacionales construidos por MEVIR (OSE, 1995), el trámite debe iniciarse ante la Gerencia de Región correspondiente, y OSE debe proporcionar a los proyectistas la información técnica necesaria para el diseño,

incluyendo antecedentes sobre afloramientos, interferencias y obras existentes.

El proyecto debe ajustarse a las normas técnicas de OSE, tanto en lo relativo a redes como a sistemas de tratamiento. Una vez revisado por el Departamento Técnico, y en caso de aprobación, se procede a la ejecución de las obras. Finalizada esta etapa, la infraestructura pasa a ser propiedad de OSE, quien asume su operación y mantenimiento.

2.3. Relevamiento general de sistemas

2.3.1. Tipos de soluciones habitacionales

2.3.1.1 Intervenciones en núcleo

Las intervenciones en núcleo refieren a la construcción de viviendas nuevas en terrenos designados como núcleos habitacionales, que son generalmente zonas rurales o de pequeñas localidades donde se busca asentar población de manera planificada. MEVIR implementa estos núcleos como parte de una estrategia de desarrollo territorial integral, ofreciendo soluciones habitacionales a familias que viven en condiciones precarias o dispersas, facilitando así el acceso a servicios básicos y promoviendo la integración social.

2.3.1.2 Intervenciones en planta urbana y área rural

MEVIR desarrolla intervenciones tanto en áreas urbanas como rurales del interior del país, adecuándose a las particularidades de cada contexto territorial. En las plantas urbanas, las acciones se orientan a complementar o mejorar la infraestructura existente, lo que puede incluir la construcción de viviendas nuevas, así como la mejora de viviendas precarias. Por otro lado, en las zonas rurales dispersas, MEVIR promueve planes de vivienda que permiten a las familias acceder a soluciones habitacionales dignas, ya sea mediante la construcción en sitio propio o en predios rurales.

2.3.1.3 Saneamiento, agua potable y electrificación

Como parte de su enfoque integral de mejora de la calidad de vida en el medio rural, MEVIR también ejecuta obras de infraestructura básica esenciales, como saneamiento, provisión de agua potable y electrificación. Las intervenciones en saneamiento y agua

potable se realizan principalmente en zonas donde el acceso a estos servicios es limitado o inexistente. En cuanto a la electrificación, MEVIR trabaja en coordinación con organismos competentes para extender el tendido eléctrico a las viviendas construidas en sus programas.

2.3.1.4 Readjudicaciones y reparaciones

MEVIR implementa mecanismos tanto para optimizar el uso de las viviendas existentes como para mantener en condiciones adecuadas las construcciones ya realizadas. Las readjudicaciones consisten en la reasignación de viviendas recuperadas por la institución, ya sea por incumplimiento de obligaciones de los adjudicatarios originales u otras razones administrativas. Este proceso permite aprovechar eficientemente los recursos habitacionales disponibles y beneficiar a nuevas familias en situación de necesidad. Por otro lado, los programas de reparaciones abarcan mejoras y refacciones en viviendas existentes, tanto dentro de los complejos construidos por MEVIR como en viviendas rurales aisladas. Estas intervenciones buscan preservar la habitabilidad, prolongar la vida útil de las construcciones y atender necesidades puntuales como ampliaciones, refuerzos estructurales o adecuaciones por deterioro.

2.3.1.5 Otras construcciones

Finalmente, el accionar de MEVIR incluye la construcción de infraestructuras complementarias como salones comunitarios, escuelas rurales, policlínicas, puestos de salud y espacios de uso colectivo.

2.3.2. Distribución geográfica de proyectos

MEVIR ha extendido sus acciones a lo largo de todo el territorio nacional. La **Figura 1** presenta un mapa que permite visualizar de forma geográfica las soluciones habitacionales implementadas, mostrando la cobertura y presencia del programa en múltiples localidades del país.

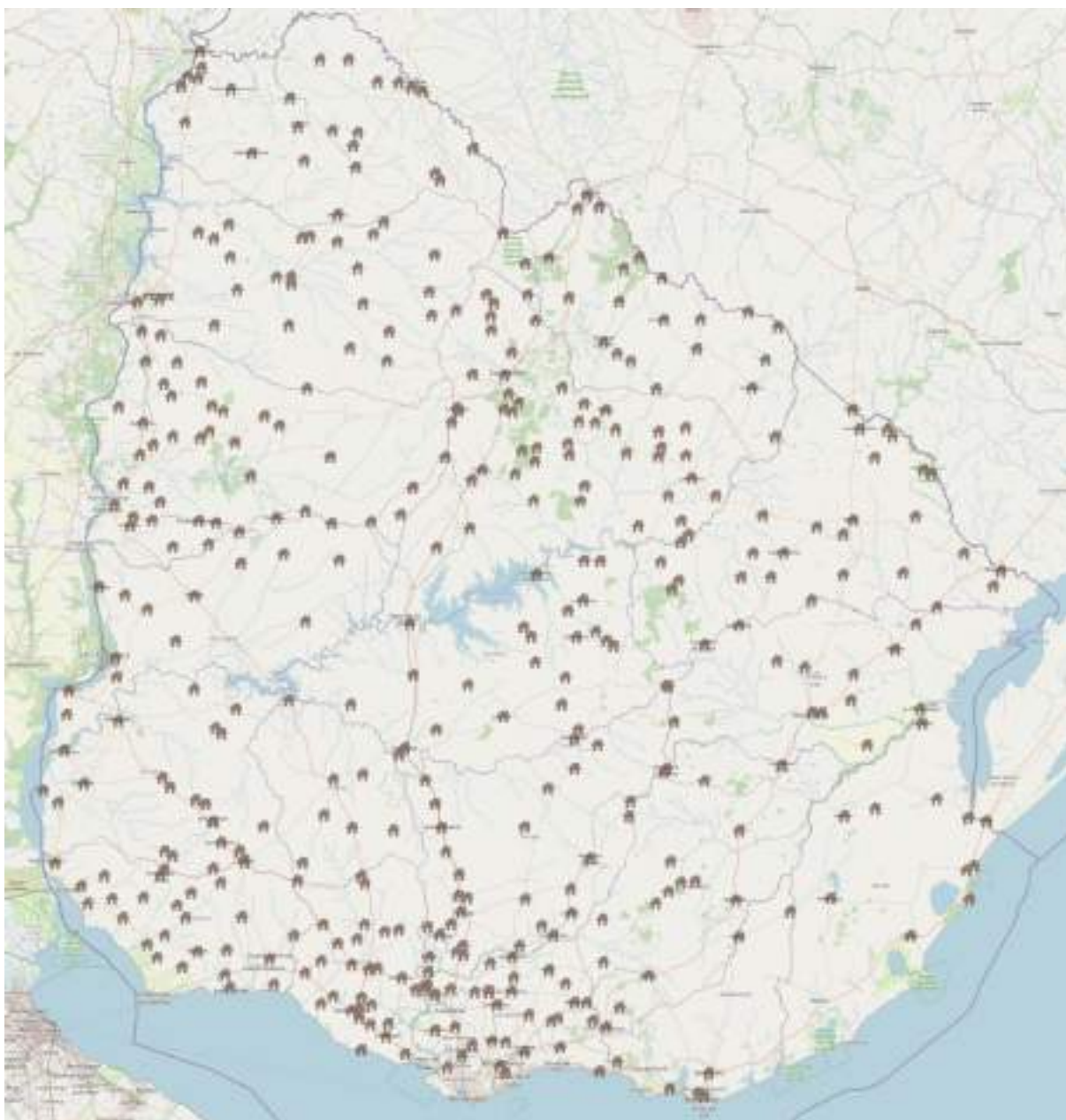


Figura 1: Localización de las soluciones habitacionales construidas por MEVIR en Uruguay. Fuente: Sitio web de MEVIR. <https://mail.mevir.org.uy/mapaWeb/>

Complementariamente, se incluye la [Tabla 1](#) con la distribución de las soluciones habitacionales implementadas por MEVIR en cada departamento, discriminadas por tipo de intervención. Se observa que el mayor volumen de acciones se concentra en los departamentos del centro y norte del país, con Florida (4506), Canelones (4919), Paysandú (3851), Salto (3092) y Durazno (2559) entre los de mayor número de soluciones registradas. En contraste, los departamentos del sur y aquellos con menor población rural, presentan una

participación significativamente menor.

Tabla 1: Soluciones habitacionales por tipo y departamento

Departamento	Vivienda nucleada	Planta urbana	Área rural	Saneamiento / Agua potable	Electrificación	Readjudicaciones	Reparaciones	Otros	Total
Artigas	1389	106	173	276	-	80	130	91	2245
Canelones	2158	159	1497	21	12	49	969	54	4919
Cerro Largo	1405	50	209	94	167	79	482	45	2531
Colonia	1306	57	272	62	-	28	405	62	2192
Durazno	1576	232	211	111	40	57	279	53	2559
Flores	440	33	39	4	-	19	97	21	653
Florida	2774	311	245	10	6	95	998	67	4506
Lavalleja	1405	141	307	282	27	54	255	36	2507
Maldonado	674	24	44	89	8	17	118	8	982
Montevideo	-	-	45	-	-	-	1	-	46
Paysandú	2717	121	196	63	12	150	493	99	3851
Río Negro	1574	102	123	264	-	57	146	34	2300
Rivera	1140	102	227	10	55	55	312	28	1929
Rocha	1000	63	31	49	22	23	167	12	1367
Salto	1935	43	232	38	274	81	387	102	3092
San José	1397	82	592	-	-	19	237	38	2365
Soriano	1112	385	168	24	-	15	202	51	1957
Tacuarembó	1407	90	177	71	551	46	125	79	2546
Treinta y Tres	1169	113	33	120	12	51	155	30	1683

2.3.3. Delimitación del proyecto

El análisis se centra en las soluciones de tratamiento de aguas residuales implementadas en conjuntos habitacionales construidos por MEVIR. Dado que no todas las intervenciones del organismo incluyen sistemas de saneamiento, se optó por enfocar el estudio en una tipología específica.

Con este objetivo, se seleccionaron únicamente aquellos conjuntos que corresponden a vivienda nucleada. Como resultado, se identificaron 276 conjuntos habitacionales que reúnen un total de 26.578 viviendas. Estos conjuntos fueron ordenados según la cantidad de viviendas que los componen, obteniéndose la [Figura 2](#). A partir del análisis gráfico, se concluye que la mayoría de los conjuntos nucleados construidos por MEVIR presentan

entre 13 y 62 viviendas, con una mayor concentración en torno a las 25 viviendas. Esta magnitud no solo representa el intervalo más frecuente dentro de la muestra analizada, sino que además se corresponde con las características típicas de los conjuntos habitacionales de menor escala que conforman la mayor parte de las intervenciones.

En este rango de tamaño los caudales generados y los requeridos para el reúso del agua tratada se mantienen dentro de valores razonables, lo que permite adaptar las soluciones de reúso de manera eficiente y realista. Tanto por su relevancia estadística como por la adecuación del caudal asociado para el diseño de alternativas de reúso, se adopta el valor de 25 viviendas como referencia para el análisis de alternativas.

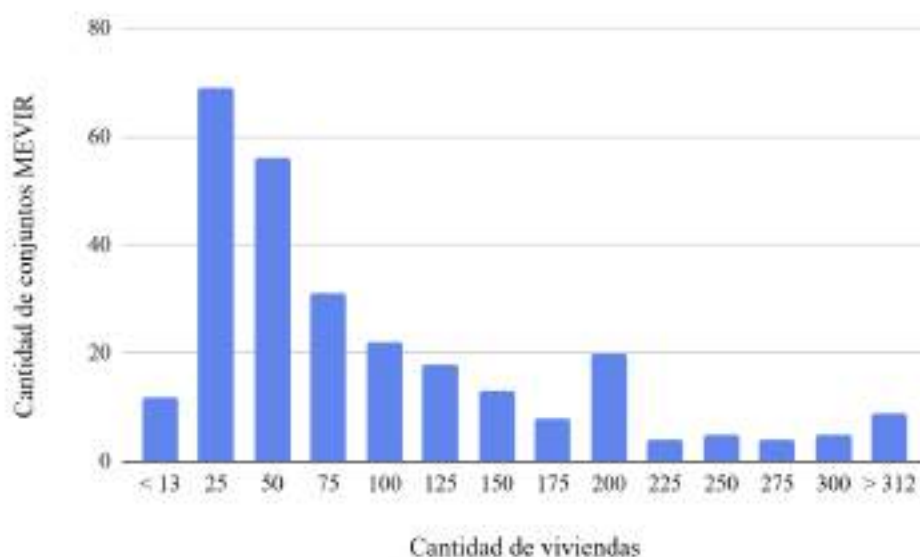


Figura 2: Distribución de conjuntos habitacionales de MEVIR según la cantidad de viviendas por conjunto.

Adicionalmente, se recurrió a los datos del Censo 2023¹ de Uruguay, elaborado por el Instituto Nacional de Estadística (INE). A partir de estos datos, se calculó un valor promedio de 2,6 habitantes por vivienda considerando exclusivamente la población residente en las localidades donde MEVIR ha desarrollado conjuntos de viviendas nucleadas. En función de este resultado, se adopta un valor de 3 habitantes por vivienda para el dimensionamiento de la planta de tratamiento. Cabe señalar que la Guía Técnica para la Elaboración de Proyectos de Saneamiento de MEVIR (OSE, 2022) recomienda utilizar un valor de 4 habitantes por vivienda. Sin embargo, esta recomendación se interpreta como

¹<https://www5.ine.gub.uy/documents/VisualizadorCenso2023.html>

un sobredimensionamiento que puede comprometer la eficiencia en términos de costos y uso racional de recursos.

Dado que los conjuntos habitacionales pueden presentar variaciones en el número de viviendas o prever futuras ampliaciones, se plantea una solución de tratamiento escalable que permita adaptarse a diferentes rangos de población. Asimismo, se prevé la realización de un análisis de sensibilidad que considere escenarios con mayores cantidades de habitantes, a fin de verificar la robustez del diseño propuesto frente a posibles incrementos de carga hidráulica y orgánica.

2.3.4. Tecnologías de tratamiento utilizadas

En los conjuntos habitacionales desarrollados por MEVIR se han implementado diferentes sistemas de tratamiento de aguas residuales, seleccionados en función de las características del entorno y de las capacidades locales de operación y mantenimiento. Actualmente, la tipología más común corresponde a un esquema compuesto por una fosa séptica seguida de una laguna facultativa y dos lagunas de maduración, constituyendo el sistema estándar adoptado por la institución. Aunque en experiencias anteriores se incorporaron tecnologías como humedales construidos o parcelas de escurrimiento, en la actualidad MEVIR diseña exclusivamente sistemas basados en lagunas.

Las intervenciones pueden corresponder tanto a nuevos proyectos como a modificaciones de sistemas existentes. En el caso de nuevas localidades, se implementa directamente el esquema convencional de fosa séptica colectiva y lagunas de tratamiento. Para ampliaciones o sustituciones de sistemas preexistentes, se realiza un análisis caso a caso, considerando la infraestructura disponible y su estado. Si el sistema original se considera obsoleto, se procede a su reemplazo. En cambio, cuando ya existe un sistema de lagunas, las acciones se orientan a ampliar su capacidad o mejorar su eficiencia mediante la incorporación de nuevas unidades o la rehabilitación de las existentes.

2.3.5. Diagnósticos realizados previamente

En esta subsección se recopila información proveniente de diagnósticos técnicos realizados previamente en distintas plantas de tratamiento de aguas residuales construidas por MEVIR. Estos estudios permiten contextualizar el estado actual de los sistemas im-

plementados y aportan elementos relevantes para el análisis de su diseño, operación y desempeño.

2.3.5.1 Inventario de sistemas de tratamiento - 2021

El documento técnico más reciente disponible es el resultado del convenio firmado entre OSE, MEVIR y el Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (2020). Este proyecto tuvo como objetivo principal generar insumos técnicos que permitieran actualizar los criterios de diseño y operación de sistemas de saneamiento en pequeñas localidades del interior del país.

Como parte del trabajo, se llevó a cabo un relevamiento de sistemas de lagunas de estabilización ubicados en los departamentos de Canelones, Salto y Durazno. El estudio se basó en el análisis de datos censales, documentación técnica disponible y observaciones obtenidas en visitas de campo. La colaboración entre las instituciones participantes fue clave para acceder a la información necesaria y consolidar un diagnóstico técnico de los sistemas.

La Tabla 2 presenta un resumen de los sistemas relevados, incluyendo el año de puesta en funcionamiento, la cantidad de viviendas atendidas, el tipo de red de saneamiento y la configuración de las lagunas de tratamiento.

Tabla 2: Sistemas relevados, según Inventario de sistemas de tratamiento - 2021.

Localidad	Puesta en funcionamiento	Viviendas	Tipo de red de saneamiento	Sistema de lagunas
Carlos Reyles	2006	124	Convencional, con fosa séptica colectiva	Facultativa más dos de maduración en serie
Migues I	2012	69	Efluentes decantados ^a	Facultativa más dos de maduración en serie
Migues II	2014	62	Convencional, con fosa séptica colectiva	Facultativa más tres de maduración en serie
Montes	2019	40 ^b	Convencional, con fosa séptica colectiva	Facultativa más dos de maduración en serie
Colonia Lavalleja	2014	226 ^c	Efluentes decantados ^a	Dos facultativas más dos de maduración en serie
Biassini	2014	107 ^d	Efluentes decantados, con fosa séptica individual	Facultativa más dos de maduración en serie

^a Fosa séptica individual en cada vivienda.

^b El diseño prevé 21 viviendas adicionales.

^c De las 226 viviendas, 14 no se encuentran conectadas a la red.

^d Además, recibe la conexión de la escuela de Biassini.

La metodología de trabajo contempló la realización de mediciones de caudal, registro de parámetros in situ y toma de muestras en distintos puntos del sistema de tratamiento. Adicionalmente, se registraron los consumos de agua potable en un conjunto de viviendas a través de la lectura de contadores domiciliarios, con el objetivo de estimar la generación de efluentes. En las lagunas facultativas, se midió también la altura de los lodos acumulados, como indicador del estado operativo del sistema.

Cabe señalar que los resultados correspondientes a la localidad de Carlos Reyles fueron descartados, debido a un funcionamiento inadecuado de la bomba durante el período en que se realizaron las mediciones. A continuación, se presentan algunos de los resultados obtenidos en las campañas de monitoreo realizadas en las demás localidades.

Consumo de agua

Como se mencionó anteriormente, se realizaron mediciones del consumo de agua potable en un conjunto de viviendas seleccionadas. En este caso, se analizaron registros correspondientes a distintas épocas del año: para las localidades de Migues I, Migues II y Montes se relevaron datos en verano, mientras que para Colonia Lavalleja y Biassini se utilizaron registros de invierno. Los valores promedio de consumo diario por vivienda se

presentan en la [Tabla 3](#).

Tabla 3: Consumo de agua en las localidades relevadas, según Inventario de sistemas de tratamiento - 2021.

Localidad	Consumo de agua (L/viv.día)
Migues I	420
Migues II	223
Montes	335
Colonia Lavalleja	289
Biassini	289

Calidad del afluente

En el diagnóstico también se evaluó la calidad del agua residual afluente en distintos sistemas, y los resultados se presentan en la [Tabla 4](#) y la [Tabla 5](#). Las tablas incluyen los principales parámetros utilizados para la caracterización del agua residual, tales como sólidos totales, demanda bioquímica de oxígeno y nutrientes. Asimismo, los datos se organizan según la estación del año y el momento de la medición, distinguiendo si las muestras fueron tomadas en días hábiles (ES) o durante el fin de semana (FdS).

Tabla 4: Parámetros de calidad del agua residual que ingresa al sistema en localidades del sur, según Inventario de sistemas de tratamiento - 2021.

Parámetro	Unidad	Invierno 2020		Verano 2021	Invierno 2021
		FdS	ES	ES	ES
Migues I					
DBO _{5,20}	mg/L	210	163	132	208
DQO	mg/L	393	352	251	391
CF	UFC/100mL	$1,3 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,2 \times 10^6$	$7,4 \times 10^5$
NTK	mg/L	133	119	123	68
PT	mg/L	11	11	12	11
ST	mg/L	852	843	796	746
SST	mg/L	77	89	58	78
Ssed	mg/L	0,7	0,3	0,2	0
Montes					
DBO _{5,20}	mg/L	355	79	297	–
DQO	mg/L	707	174	563	–
CF	UFC/100mL	$1,7 \times 10^6$	$1,9 \times 10^5$	$8,8 \times 10^6$	–
NTK	mg/L	103	23	105	–
PT	mg/L	15	3	12	–
ST	mg/L	1117	501	825	–
SST	mg/L	257	47	83	–
Ssed	mg/L	5,8	0,1	0,3	–
Migues II					
DBO _{5,20}	mg/L	272	421	–	209
DQO	mg/L	600	646	–	341
CF	UFC/100mL	$1,2 \times 10^5$	$2,5 \times 10^6$		$4,9 \times 10^5$
NTK	mg/L	112	83	–	24
PT	mg/L	9	9	–	4
ST	mg/L	1050	986	–	690
SST	mg/L	193	175	–	106
Ssed	mg/L	1	1	–	0

ES: días hábiles

FdS: fin de semana

Tabla 5: Parámetros medios de calidad del agua residual de ingreso al sistema en localidades del norte, según Inventario de sistemas de tratamiento - 2021.

Parametro	Unidad	Colonia Lavalleja	Biassini
DBO _{5,20}	mg/L	164	104
DQO	mg/L	321	262
CF	UFC/100mL	1×10^7	3×10^6
NTK	mg/L	71	103
PT	mg/L	8	8
ST	mg/L	796	734
SST	mg/L	108	82
Ssed	mg/L	1,4	0,89

2.3.5.2 Diagnóstico de sistemas de saneamiento de pequeñas poblaciones - 2017

El informe, elaborado por la DINAGUA (González et al., 2017), presenta una evaluación detallada de 20 sistemas construidos por MEVIR en localidades rurales. El objetivo del estudio fue analizar la eficiencia, el cumplimiento de la normativa vigente y el estado general de operación y mantenimiento de estos sistemas descentralizados.

La mayoría de los sistemas relevados son de efluentes decantados, están compuestos por una fosa séptica individual, una laguna facultativa y dos lagunas de maduración. Se relevaron características constructivas, estado de conservación y percepción de los usuarios, y se realizaron muestreos en distintos puntos del sistema para analizar la calidad del afluente y el efluente final.

Diagnóstico técnico y estado operativo

Durante las salidas de campo se realizaron muestreos en la entrada a la laguna facultativa y en la salida final del sistema. Los parámetros analizados incluyeron:

- Demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅)
- Sólidos suspendidos totales (SST)
- Coliformes termotolerantes (CTT)

- Amonio (NH_4^+), Nitrato (NO_3^-), Nitrógeno total Kjeldahl (NTK)
- Fósforo total (P), pH, OD y temperatura

Los relevamientos visuales muestran que gran parte de los sistemas presentan deterioro estructural (aterreamientos, residuos sólidos, cercos en mal estado), bajo nivel de mantenimiento y falta de conocimiento por parte de los usuarios sobre su rol en la operación básica del sistema.

El informe compara la eficiencia de remoción observada en los sistemas relevados con las eficiencias teóricas estimadas para cada parámetro. En el caso del amonio, si bien en general las eficiencias superan los valores teóricos, esto no garantiza el cumplimiento de la normativa vigente, ya que el amonio puede transformarse en nitrato mediante asimilación de los microorganismos y quedar en los lodos, sin ser efectivamente eliminado del sistema.

En relación con el fósforo, se detectaron casos con eficiencias de remoción negativas, posiblemente asociadas a la resuspensión de lodos sedimentados en las lagunas, los cuales contienen fosfatos que pueden volver al efluente.

Los resultados obtenidos para la eficiencia de remoción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) fueron diversos: se registraron valores por encima de los teóricos, por debajo, e incluso casos con eficiencia nula. En los sistemas donde la laguna mostró eficiencias más bajas, la mayoría no cumplió con los límites establecidos por la normativa de vertido, salvo un caso en el que, a pesar de la eficiencia menor a la teórica, sí se alcanzaron los valores permitidos.

Las eficiencias de remoción de coliformes termotolerantes fueron muy dispares entre las distintas localidades.

Finalmente, a partir de los valores de eficiencia obtenidos y del relevamiento del estado de los sistemas, se identificó una relación entre las menores eficiencias de remoción y el deterioro o mal funcionamiento de los sistemas evaluados.

En la mayoría de los casos, las lagunas no alcanzan las eficiencias esperadas debido a diversos problemas operativos y de diseño. Entre las principales causas se encuentra la acumulación excesiva de lodos, que no son retirados periódicamente, lo que reduce la capacidad útil del sistema. Además, los aterramientos y las obstrucciones internas pueden alterar el flujo hidráulico, afectando el tiempo de retención y, por tanto, la eficiencia del

tratamiento. La presencia de vegetación excesiva, residuos flotantes y la falta de aireación también contribuyen al deterioro del rendimiento. A esto se suma que, en muchos casos, el dimensionamiento de las lagunas se realiza de forma muy ajustada.

Según el diagnóstico, los sistemas de saneamiento analizados presentan importantes deficiencias, principalmente asociadas a la falta de operación y mantenimiento adecuados. Esta situación compromete la eficiencia del tratamiento y genera riesgos tanto sanitarios como ambientales. En la [Tabla 6](#) se presentan los valores de calidad del efluente final registrados en los sistemas de lagunas evaluados.

Tabla 6: Resultados del muestreo por localidad. Obtenidos en el laboratorio del IMFIA, según Diagnóstico de sistemas de saneamiento de pequeñas poblaciones - 2017

Localidad	Nitrato mg/L	DQO mg/L	SST mg/L	Amonio mg/L	DBO mg/L
Palmitas I	0,69	112	57	26,4	-
Palmitas II	1,23	272	154	17	-
Egaña	1,10	391	275	0,4	-
José Enrique Rodó	1,89	149	79	16,5	-
Santa Catalina	1,01	302	228	7,8	-
Barker	0,78	310	160	1,7	-
Minuano	0,65	253	46	47,1	-
Ecilda Paullier	0,65	205	108	4,5	-
Costas de Pereira	0,41	257	164	11,2	-
Villa María	0,64	-	1130	28,6	-
Solís de Mataojo	-	78	44	27,7	50
Montes	-	66	50	30,8	20
Migues	-	80	128	0,5	40
San Jacinto	-	194	337	3	90
Sauce	-	76	18	13	60
Gallinal	-	-	-	-	-
Batlle 31 (Nico Pérez)	-	154	44	23	-
Batlle 33	-	144	69	20,6	-
Batlle 34	-	-	<10	9,8	-

2.3.5.3 Relevamiento de sistemas de saneamiento implementados por ME-VIR - 2012

Uno de los antecedentes técnicos disponibles es el Relevamiento de Sistemas de Saneamiento implementados por MEVIR ([DINAGUA, 2012](#)), elaborado por el Departamento

de Agua Potable y Saneamiento de DINAGUA en el año 2012. Este informe fue elaborado con el objetivo de evaluar las soluciones alternativas desarrolladas por MEVIR para aquellas localidades donde la implementación de un sistema de alcantarillado convencional no resulta viable.

El estudio incluyó visitas técnicas a 68 núcleos habitacionales distribuidos en distintos departamentos del país, donde se relevaron aspectos constructivos y operativos de los sistemas de saneamiento en funcionamiento. Según se indica, el tipo de sistema comúnmente implementado por MEVIR consiste en una combinación de tratamiento primario mediante fosa séptica, ubicada en el predio de cada vivienda, y un tratamiento secundario mediante lagunas de estabilización. Las lagunas están conformadas por una laguna facultativa seguida de dos lagunas de maduración.

Tabla 7: Listado de sistemas de saneamiento por departamento y localidad, según Relevamiento de sistemas de saneamiento implementados por MEVIR - 2012

Departamento	Localidad	Tipo de sistema
Durazno	Cerro Chato	Laguna/humedal
Cerro Largo	Cerro de las Cuentas	Laguna
Soriano	Egaña	Laguna
Florida	Mendoza Chico	Laguna
Florida	Mendoza Grande	Laguna
Colonia	Barker	Laguna
Colonia	Minuano	Laguna
Canelones	Juanicó	Laguna

En algunos de los sistemas visitados, se realizaron análisis de calidad de agua en el efluente crudo y tratado. En particular, se documentaron resultados de ocho sistemas seleccionados, cuyos valores se resumen en la [Tabla 8](#).

Tabla 8: Calidad del efluente final en distintos sistemas de lagunas evaluados, según Relevamiento de sistemas de saneamiento implementados por MEVIR - 2012.

Localidad	DBO₅ mg/L	CF UFC/100 mL	SST mg/L	P Total mg/L	NTK mg/L	N-NH₃ mg/L
Cerro Chato	110	2000	260	8.4	37	0.15
Cerro de las Cuentas	25	330	65	3.6	15	7.3
Egaña	50	3000	200	8.6	106	3.4
Mendoza chico	110	1400	280	4.8	25	1.2
Mendoza grande	70	5900	260	11	32	15
Barker	160	8000	440	6.3	33	3.1
Minuano	85	22000	120	10	37	25
Juanicó	75	4800	180	11	51	20

Tal como se indica en el informe, los valores obtenidos evidencian que el desempeño real de los sistemas es en general inferior a lo proyectado teóricamente. Si bien la remoción bacteriológica en la mayoría de los casos se ajusta a los valores exigidos por la normativa, se observaron incumplimientos frecuentes en otros parámetros como NTK, nitrógeno amoniacal, fósforo total, SST y, en algunos casos, también DBO₅. Asimismo, se señala que en varios de los sistemas analizados, la disposición final del efluente tratado se realiza directamente sobre el terreno, generando zonas encharcadas o acumulaciones que podrían representar un riesgo sanitario o ambiental.

2.3.5.4 Conclusiones de diagnósticos

En términos de calidad del efluente, los valores de DBO, Sólidos Suspendidos Totales (SST), nutrientes y Coliformes fecales (CF) muestran una elevada variabilidad entre los distintos sistemas y campañas de muestreo. En algunos casos, las concentraciones a la salida son comparables a las de entrada, mientras que en otros se verificaron reducciones importantes. Esta dispersión indica que no existe un desempeño uniforme entre los sistemas analizados, y que el rendimiento está fuertemente condicionado por factores como el diseño, el mantenimiento y las condiciones de operación locales.

Si bien la remoción de nutrientes no era un objetivo explícito en la mayoría de los sistemas evaluados, se observó cierta capacidad de reducción en aquellos que presentaban

un funcionamiento adecuado. Tal como se desprende de los diagnósticos realizados, muchos sistemas enfrentan dificultades recurrentes de operación y mantenimiento, lo que limita su eficacia y compromete la calidad del tratamiento. En consecuencia, más allá de las tecnologías empleadas, los resultados refuerzan la necesidad de consolidar una estrategia de gestión que priorice el correcto funcionamiento y el seguimiento continuo de los sistemas instalados.

2.4. Criterios de diseño y construcción según Guía Técnica de MEVIR

2.4.1. Introducción

MEVIR utiliza como documento de referencia principal la Guía Técnica para la Elaboración de Proyectos de Sistemas de Saneamiento (OSE, 2022) para el diseño de sus sistemas de tratamiento de aguas residuales. Esta guía establece los lineamientos técnicos a seguir tanto en el dimensionamiento de las plantas de tratamiento como en los criterios constructivos de las redes de saneamiento y las distintas unidades del sistema.

A continuación, se presentan los distintos lineamientos definidos en la guía.

2.4.2. Caudal de diseño

Según la Guía, los parámetros para el cálculo del caudal de diseño son los siguientes:

- Dotación de agua: 150 L/hab/día.
- Coeficiente de retorno: 0,9.
- Caudal de infiltración: 0,2 L/s/km.
- Coeficiente de pico horario (K_2): 1,5.
- Coeficiente de pico diario (K_1): 1,5.

Para el caso de la dotación, el caudal de infiltración y los coeficientes pico se podrán adoptar otros valores si se acuerda un análisis particular con la contraparte de OSE.

En el caso de contextos rurales o de baja densidad, donde la variabilidad del consumo y descarga de agua instantánea es mayor. Por lo que la estimación de los coeficientes de caudal máximo y mínimo (K_1 y K_2) en sistemas de saneamiento diseñados para pequeñas poblaciones, se utiliza frecuentemente el método de Hudson, el cual permite ajustar los caudales pico y caudales mínimos en función del tamaño de la población servida.

La dotación estándar utilizada para el diseño de sistemas de saneamiento es de 150 litros por habitante por día (L/hab/día). No obstante, este valor puede ser modificado si se realiza un estudio específico que permita conocer con mayor precisión los caudales reales utilizados en la localidad. Para ello, se pueden analizar los registros históricos de consumo de agua provistos por OSE, lo que permite obtener una estimación más ajustada al contexto local. En los casos en que dicho estudio determine que el consumo promedio por habitante es inferior a la dotación estándar de 150 L/hab/día, se puede proponer un valor menor para el diseño del sistema. Esta propuesta debe ser evaluada en conjunto con OSE, considerando las particularidades del proyecto y las proyecciones de crecimiento poblacional y de consumo.

A partir de la dotación definida, se calcula el caudal medio diario, al cual se aplican distintos coeficientes hidráulicos que permiten estimar las variaciones en el uso del sistema.

2.4.3. Criterios de diseño para fosas sépticas

De acuerdo a la Guía, en el caso de utilizarse la fosa séptica, esta debe cumplir con los requisitos de la norma brasileña NBR 7229. En 2024, esta norma fue reemplazada por la nueva ABNT NBR 17076:2024, cuyos aspectos principales se presentan en la sección

2.4.3.0 ABNT NBR 17076:2024.

La tasa máxima de remoción a considerar en la fosa séptica es:

- Para DBO_5 : 35 % en fosa común y 30 % en fosa individual.
- Para patógenos: 50 %.

Aspectos constructivos

En los conjuntos MEVIR se identifican dos tipos de fosas sépticas. En los proyectos recientes que incorporan sistemas de tratamiento de efluentes decantados, se utilizan fosas sépticas de tipo rectangular compartimentada o circular de cámara única. Por otro lado,

en conjuntos ya construidos, además de estos modelos, es posible encontrar sistemas de doble fosa séptica.

Ambas tipologías pueden construirse in situ, utilizando mampostería u hormigón armado, o bien ser prefabricadas en taller. En todos los casos se contempla un recubrimiento mínimo de 35 mm en los muros, y tapas de acceso de hormigón armado vibrado de 0,60 x 0,60 m. En el caso de las fosas rectangulares, se adopta una compartimentación interna mediante un tabique divisorio que separa la unidad en dos recintos con una relación de volúmenes de 2/3 y 1/3. La conexión entre cámaras se realiza a través de dos huecos de 0,10 x 0,30 m ubicados a 0,60 m del fondo, además de un pasaje superior para ventilación. Las fosas circulares, en cambio, constan de una única cámara con entrada y salida de efluente mediante piezas en “tee” de PVC.

En ambas tipologías se dispone de ventilación compuesta por una rejilla de aspiración y una columna de ventilación, ambas ejecutadas con cañerías de PVC DN 110 mm.

2.4.4. Criterios de diseño para sistemas de lagunas

Para el dimensionamiento de las lagunas de estabilización, en la guía mencionada se considera una carga mínima de 50 g DBO₅ /hab·día y tasas de aplicación para lagunas facultativas de 100 kg DBO/ha/día, ajustadas por temperatura según la fórmula de [Mara \(1997\)](#). Los tiempos de retención deben ser de 15 a 45 días para lagunas facultativas y superiores a 3 días para lagunas de maduración.

Aspectos constructivos

Los aspectos constructivos de los sistemas de tratamiento de aguas residuales incluyen los siguientes puntos:

En el diseño de lagunas, la ubicación debe considerar el aprovechamiento de los vientos dominantes para optimizar el movimiento superficial del agua. Se establecen profundidades entre 1,50 y 2,00 m y relaciones largo/ancho entre 2 y 4 para lagunas facultativas y entre 0,80 y 1,00 m para lagunas de maduración. En las esquinas de las lagunas debe realizarse un acordonamiento circular de al menos 3 m de radio a nivel del pelo del agua para mejorar el flujo hidráulico.

La salida del sistema debe evitar el arrastre de material flotante, ubicando los pasa-

jes o tuberías de salida por debajo de los 30 cm en lagunas de maduración, y 50 cm entre lagunas. Además, los coronamientos de las lagunas deben ser compatibles con el tránsito vehicular, conformando una red interna que facilite las tareas de inspección y mantenimiento.

2.4.5. Disposición final

Según la Guía, si la disposición final es vertido a curso de agua, la pendiente mínima del emisario será del 0,5 %. La tapada mínima del emisario, en caso de no contar con protección, deberá ser:

- 0,90 m en zonas con tránsito vehicular, incluyendo cruces de calzada.
- 0,60 m en la traza sin tránsito vehicular.

En los casos en que no se cumpla con la tapada mínima, se deberá prever la protección de la tubería. Para el cruce de cunetas, dicha protección se implementará mediante losetas de hormigón armado.

2.5. Calidad esperada del efluente y punto de vertido

El efluente tratado debe cumplir con los requisitos establecidos en la normativa vigente, particularmente el Decreto 226/025 y sus modificaciones. Esta normativa define tres modalidades principales para la disposición final de efluentes: desagüe a sistema de alcantarillado público, vertido directo a cursos de agua y disposición en el terreno. Cada modalidad contempla parámetros específicos de calidad y condiciones técnicas particulares, como se resume en la [Tabla 9](#) presentada en la [Sección 3.1.1.2](#).

Cuando se proyecta un vertido directo a un curso de agua, se deben considerar las condiciones establecidas por el Ministerio de Ambiente, como se detalla en la [Subsección 2.2](#) ([Marco institucional del proceso](#)).

De acuerdo con la Guía de [OSE](#) (2022), para cursos de agua con cuencas de aporte menores a 5 km², la concentración máxima admitida de DBO₅ en la zona de mezcla no debe superar los 15 mg/L. Para los cálculos asociados, se considera un valor típico de DBO₅ de 2 mg/L en el curso de agua y un caudal específico de escurrimiento de 0,4

L/s·km². Para el effluente tratado, se contemplan concentraciones de DBO₅ en el rango de 30 a 60 mg/L.

Como parte de la justificación técnica requerida para autorizar el vertido, deben incluirse los siguientes aspectos:

- **Ubicación del punto de vertido:** Justificar su elección en función de que, considerando los caudales de escurrimiento, la cuenca permite una dilución suficiente para alcanzar una concentración de DBO₅ menor a 15 mg/L aguas abajo del vertido.
- **Área de la cuenca de aporte y caudales:** Estimar el área de la cuenca y el caudal de base, en caso de no contar con datos hidrológicos específicos.
- **Usos del agua aguas abajo:** Identificar y describir los usos del agua en la zona potencialmente afectada por el vertido.
- **Conducción hasta el punto de disposición:** Incluir las autorizaciones de los propietarios de los terrenos atravesados por las conducciones del sistema.
- **Detalle del vertido:** Incluir el nivel de la superficie del agua en el cuerpo receptor y características del punto de descarga.
- **Estructura de descarga:** Describir la estructura de descarga, la cual deberá ejecutarse en hormigón armado.

En resumen, la calidad esperada del effluente debe alinearse con los valores establecidos en el marco normativo nacional, y cualquier propuesta de vertido debe estar respaldada por una justificación técnica adecuada y contar con la aprobación de las autoridades ambientales competentes.

2.6. Operación y mantenimiento de los sistemas

En lo que refiere a la operación y mantenimiento de los sistemas de saneamiento implementados por MEVIR, es posible distinguir dos grandes grupos según la localización y responsabilidad de las tareas. Por un lado, se encuentran las intervenciones que requieren operación y mantenimiento en el padrón individual, como es el caso de las fosas sépticas

domiciliarias. Por otro, se identifican aquellas asociadas al funcionamiento de la planta de tratamiento central, donde las tareas son de carácter colectivo y requieren una gestión más especializada.

2.6.1. En padrón propio

Según la Guía de Uso y Mantenimiento de la Vivienda de [MEVIR \(2024\)](#), el correcto funcionamiento de los sistemas de saneamiento depende en gran medida de su uso adecuado y del mantenimiento regular por parte de los usuarios.

En sistemas de saneamiento colectivo de tipo effluente decantado, cada vivienda cuenta con una fosa séptica individual, diseñada para retener los sólidos, mientras los líquidos son derivados a una red de colectores. El lodo acumulado en la fosa también debe ser retirado periódicamente mediante servicio de barométrica.

Además, tanto en instalaciones internas como externas, se cuenta con sistemas de ventilación que deben mantenerse despejados y correctamente fijados para asegurar el buen funcionamiento del sistema de saneamiento.

2.6.2. En plantas de tratamiento

Dentro de las consideraciones generales para el sistema de tratamiento que OSE establece para en la Guía de [OSE \(2022\)](#), se indica que debe presentarse un plan de operación y mantenimiento de la planta de tratamiento.

En el caso de los lodos, la guía técnica requiere especificar el procedimiento y la frecuencia de limpieza y extracción de los lodos provenientes de lagunas y fosas sépticas. Además, se deberá prever un área para la futura instalación del sistema de deshidratación de lodos, con desagüe hacia el proceso de tratamiento adecuado. También se debe indicar el destino final de los lodos estabilizados y el método de transporte utilizado.

Cuando proyecta nuevos núcleos habitacionales o la ampliación de existentes, suele optar por la implementación de sistemas de tratamiento con fosas sépticas colectivas en lugar de individuales. Esta elección responde, según la propia institución, a razones operativas, ya que la centralización del tratamiento primario facilita las tareas de mantenimiento, inspección y limpieza periódica.

Las tareas de operación y mantenimiento son asumidas por OSE únicamente cuando

el sistema ha sido recibido formalmente por la institución. En ausencia de dicha recepción, estas responsabilidades no le corresponden. No obstante, OSE puede llevar a cabo monitoreos de la calidad del efluente, en función de la disponibilidad de recursos y las prioridades establecidas. Por lo general, estos controles se realizan de forma trimestral cuando el núcleo habitacional se encuentra dentro de la cuenca del río Santa Lucía, y de manera anual en otras zonas del país, o bien a solicitud específica.

Las jefaturas técnicas departamentales de OSE son responsables de definir y ejecutar las acciones de mantenimiento. Sin embargo, no existen cronogramas definidos; las intervenciones son mayoritariamente correctivas y responden a reclamos puntuales.

2.6.3. Barométricas

En las zonas rurales donde interviene y las viviendas utilizan soluciones individuales como fosas sépticas o pozos impermeables para el almacenamiento o pretratamiento de aguas residuales domésticas, el vaciado y gestión de los lodos y líquidos generados en el domicilio, se realizan mediante camiones barométricos. Según la Guía Técnica (Pittamiglio et al., 2019), los gobiernos departamentales regulan tanto las instalaciones sanitarias internas de las viviendas como la construcción de estas soluciones individuales y la prestación del servicio de camión tanque para su vaciado. Sin embargo, en la práctica, los líquidos y lodos extraídos por las barométricas no siempre se disponen en sitios autorizados ni bajo un sistema de control adecuado. La cantidad de sitios habilitados es limitada y el control sobre los vertidos es insuficiente, lo que genera riesgos ambientales y sanitarios debido a vertidos informales o inadecuados.

En algunos casos, las barométricas descargan en las Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) de OSE habilitadas para recibir estos residuos, donde se realiza tratamiento antes de su disposición final.

Según Pittamiglio et al. (2019), aunque el 98,8 % de la población uruguaya tiene acceso a saneamiento básico, solo el 45,2 % cuenta con gestión segura; un 39,4 % utiliza fosas sépticas o pozos (54 % fuera de Montevideo), lo que evidencia la importancia de una gestión adecuada de los residuos extraídos por barométricas.

3. Gestión de efluentes

3.1. Marco normativo

3.1.1. Marco normativo nacional sobre efluentes

En esta sección se aborda la normativa uruguaya vigente, así como las propuestas de modificación, en lo relativo a la calidad de cuerpos de agua, y a la gestión de efluentes generados en plantas de tratamiento.

3.1.1.1 Art. 47 de la Constitución de la República Oriental del Uruguay

El artículo 47 de la Constitución de la República Oriental del Uruguay establece principios fundamentales para la protección del medio ambiente y la gestión del agua como un recurso esencial para la vida. Declara que la protección del medio ambiente es de interés general y que todas las personas deben abstenerse de realizar actos que generen depredación, destrucción o contaminación graves, previendo que la ley podrá reglamentar esta disposición y establecer sanciones para quienes la incumplan. Reconoce expresamente el acceso al agua potable y al saneamiento como derechos humanos fundamentales. La política nacional de aguas y saneamiento deberá basarse en el ordenamiento del territorio, la conservación y restauración del ambiente, y una gestión sustentable y solidaria de los recursos hídricos, con participación de los usuarios y de la sociedad civil en todas las etapas de planificación, gestión y control, tomando como unidad básica la cuenca hidrográfica. Se establece como prioridad en el uso del agua el abastecimiento de agua potable a la población, y se determina que la prestación de los servicios de agua y saneamiento debe responder a criterios sociales por encima de los económicos. Toda autorización o concesión que vulnere estas disposiciones deberá ser anulada. Además, se considera que las aguas superficiales y subterráneas, integradas al ciclo hidrológico y con excepción de las pluviales, constituyen un recurso unitario y de interés general que forma parte del dominio público estatal, como dominio público hidráulico. El servicio público de abastecimiento de agua potable y de saneamiento deberá ser prestado de forma exclusiva y directa por personas jurídicas estatales.

3.1.1.2 Decreto 226/025

El Decreto 226/025 constituye la principal norma en materia de protección de los recursos hídricos del país. Establece parámetros y procedimientos específicos tanto para la evaluación de la calidad del agua como para el control y la regulación de los efluentes vertidos a los diferentes medios receptores.

Se incorpora de manera explícita la promoción del reúso de aguas tratadas, marcando un cambio significativo en la política nacional de gestión de efluentes. En el artículo 67 establece que el reúso deberá promoverse, así sea por la actividad que genera el efluente o por actividades diferentes, siempre que se garantice la protección ambiental y sanitaria. Se reconocen como posibles destinos del agua tratada el riego de espacios verdes o de cultivos, los procesos industriales, y diversos usos urbanos tales como la limpieza o el control de polvo, además de otros que el Ministerio de Ambiente determine según las condiciones técnicas y los riesgos asociados. Asimismo, dispone que dicho Ministerio definirá los requisitos específicos para el reúso y elaborará guías técnicas orientadas a su implementación, promoviendo la participación de los sectores productivos y académicos en su desarrollo y actualización.

El Ministerio Ambiente (MA) es la autoridad competente en materia de vertidos, siendo responsable de evaluar y autorizar las descargas de efluentes en función de su impacto sobre la calidad del cuerpo receptor y de los usos del recurso aguas abajo.

En los cursos de agua destinados al abastecimiento de agua potable, se prohíbe expresamente el vertido de efluentes sin la autorización previa del organismo competente. Para otros usos, se permite el vertido únicamente cuando se cumplen los estándares de calidad establecidos y se cuenta con la aprobación del MA.

Conforme al Artículo 34 del Decreto 226/025, el Ministerio de Ambiente podrá agregar nuevos parámetros de vertido o establecer límites más exigentes cuando existan razones técnicas justificadas. En casos particulares, podrá flexibilizar las exigencias si el interesado demuestra técnicamente que el vertido no genera impactos negativos en el medio receptor ni altera los objetivos de calidad de las aguas superficiales o subterráneas. Para ello, se considerarán criterios como la capacidad de autodepuración del cuerpo receptor, la naturaleza del efluente y la protección de los usos aguas abajo.

Los estándares establecidos por el decreto se presentan en la [Tabla 9](#), diferenciando los distintos tipos de vertido contemplados en la norma: a desagüe a colector, a cursos de agua y mediante disposición en el terreno.

Además, el Artículo 65 establece que el uso de las aguas debe ser sostenible, priorizando la eficiencia, la conservación de la calidad y la reducción de las cargas de vertido. Las actividades con autorización de vertido deben implementar medidas para disminuir el consumo y las pérdidas de agua, mejorar la eficiencia de los procesos, fomentar la reutilización de aguas tratadas y reducir la dependencia del agua potable.

El Artículo 50 del Decreto establece:

“(Núcleos habitacionales de MEVIR). El Ministerio de Ambiente establecerá los criterios específicos aplicables a los vertidos de efluentes provenientes de núcleos habitacionales del MEVIR–Doctor Alberto Gallinal Heber, que no queden sujetos a Autorización de Vertido.”

Según el Artículo 28, la gestión de las aguas residuales deberá ajustarse al principio de priorizar, siempre que sea factible, el reúso de las aguas tratada por encima de las alternativas de vertido. Asimismo, se deberá tender a la gestión separada de las distintas corrientes de aguas residuales, con el objetivo de maximizar el reúso y optimizar los procesos de tratamiento y remoción de contaminantes en cada una de ellas.

El Ministerio de Ambiente podrá establecer requerimientos sectoriales que atiendan a estos criterios rectores, con el fin de promover el reúso y minimizar las cargas vertidas en función del volumen de actividad y del impacto sobre el cuerpo receptor.

Se presenta en la [Tabla 9](#) los estándares de vertido de acuerdo al nuevo decreto.

Tabla 9: Estándares de vertido de acuerdo al Decreto 226/025

Parámetro	Sistema de saneamiento	Directo a curso o cuerpo de agua	Disposición en el terreno	
			Aplicación superficial	Infiltración al terreno
Material flotante	Ausente		–	–
Temperatura	Máx. 35°C	Máx. 30°C °	–	–
pH	Entre 5,5 y 9,5	Entre 6 y 9	Entre 6,5 y 8,5	Entre 6,5 y 8,5
DBO ₅	Máx. 350 mg/L	Máx. 60 mg/L	Máx. 50 kg/h/día	Máx. 50 kg/h/día
SST	Máx. 350 mg/L	Máx. 150 mg/L	–	–
Sólidos sedimentables ^d	Hasta 10 mL/L	–	–	–
Sólidos totales	Máx. 700 mg/L	–	–	–
Aceites y grasas	Máx. 150 mg/L	Máx. 40 mg/L	Máx. 200 mg/L	Máx. 200 mg/L
Sulfuros	Máx. 5 mg/L en S	Máx. 1 mg/L en S	Máx. 3 mg/L en S	Máx. 1 mg/L en S
Sustancias fenólicas	Máx. 0,5 mg/L en C ₂ H ₅ OH			
Nitrógeno total Kjeldahl	Máx. 50 mg/L	Máx. 10 mg/L	Según balance de nutrientes	Máx. 10 mg/L
Nitrógeno amoniacal	–	Máx. 5 mg/L en N	Segun balance de nutrientes	Máx. 5 mg/L en N
Nitrato + nitrito	–	Máx. 20 mg/L en N	Según balance de nutrientes	Máx. 20 mg/L
Fósforo total	Máx. 10 mg/L en P	Máx. 5 mg/L en P	–	Máx. 5 mg/L en P
Coliformes termotolerantes	–	Máx. 5000 CF/100 mL	–	–
Escherichia coli	–	Máx. 5000 CF/100 mL	–	–
Cianuro total	Máx. 2 mg/L			
Arsénico	Máx. 0,5 mg/L		Máx. 0,05 mg/L	
Cadmio	Máx. 0,01 mg/L			
Cobre	Máx. 1 mg/L			
Cromo total	Máx. 3 mg/L	Máx. 1 mg/L	Máx. 1 mg/L	Máx. 1 mg/L
Zinc	Máx. 3 mg/L			
Níquel	Máx. 2 mg/L			
Mercurio	Máx. 0,005 mg/L			
Plomo	Máx. 0,3 mg/L			
DQO	Máx. 150 mg/L	Máx. 150 mg/L	–	–
Cloro libre	–	Máx. 0,2 mg/L	–	-
AOX	–	–	Máx. 6 mg/L	

^a Aplicación superficial es la alternativa de disponer el agua residual en forma controlada en el suelo donde se desarrollan cultivos, potenciando la ocurrencia de procesos físicos, químicos y biológicos en el sistema planta-suelo-agua, procurando que las aguas residuales sean mayoritariamente retenidas por el cultivo, con el fin de minimizar su escurrimiento superficial e infiltración.

^b Infiltración es la acción por la cual las aguas residuales ingresan en el suelo, actuando únicamente los procesos propios de la matriz suelo para la degradación y retención de contaminantes.

^c Sin elevar la temperatura del cuerpo receptor más de 2°C.

^d Determinados en cono Imhoff en 1 hora.

3.1.1.3 Decreto 349/005

El Decreto N.º 349/005, promulgado el 21 de septiembre de 2005, reglamenta los Artículos 5 y 6 de la Ley N.º 16.466 “Ley de Evaluación de Impacto Ambiental” y establece disposiciones para la gestión ambiental de actividades industriales, agroindustriales, comerciales y de servicios. Su objetivo principal es asegurar que estas actividades no generen impactos negativos sobre el ambiente.

El decreto establece la obligación de obtener Autorización Ambiental Previa (AAP) para un conjunto de actividades y proyectos listados expresamente en su Artículo 2. Esta autorización debe tramitarse ante MA y requiere la presentación de la comunicación del proyecto, su clasificación, y en los casos correspondientes, un Estudio de Impacto Ambiental que contemple medidas de prevención, mitigación y monitoreo.

Además, se prevé que determinados proyectos deben someterse a un análisis de viabilidad ambiental de la localización, mediante el cual la autoridad evalúa alternativas de emplazamiento y define criterios para orientar el Estudio de Impacto Ambiental.

Asimismo, el decreto regula la obtención de la Autorización Ambiental de Operación, necesaria para la puesta en marcha y funcionamiento de determinadas actividades, con obligación de renovación periódica, y la Autorización Ambiental Especial, aplicable a proyectos en operación al momento de la entrada en vigencia del reglamento que no contaban con AAP. También dispone que los titulares deben presentar informes, realizar monitoreos y permitir inspecciones para asegurar el cumplimiento de las condiciones ambientales.

El incumplimiento de las disposiciones puede dar lugar a sanciones que incluyen multas graduadas en unidades reajustables, la suspensión o revocación de las autorizaciones otorgadas, así como la clausura de las actividades.

En síntesis, el Decreto 349/005 constituye un instrumento normativo central de la política ambiental uruguaya, que consolida el régimen de evaluación de impacto ambiental y el sistema de autorizaciones, promoviendo un enfoque preventivo y regulatorio orientado a la protección de los recursos naturales, la salud pública y la sostenibilidad del desarrollo productivo.

3.1.1.4 Decreto 14/020

El Decreto 14/020, aprueba el Plan Nacional de Saneamiento de Uruguay, estableciendo líneas estratégicas para el desarrollo, mejora y expansión de los servicios de saneamiento a nivel nacional. Su objetivo principal es lograr la universalización del acceso al saneamiento, asegurando la sostenibilidad ambiental y el cumplimiento de los compromisos nacionales e internacionales en materia de salud y ambiente.

Dentro del marco de este plan, el decreto reconoce y promueve el reúso de aguas residuales tratadas como una herramienta clave para una gestión más eficiente y sostenible de los recursos hídricos del país. Se plantean lineamientos para el aprovechamiento de estas aguas en diferentes contextos, tales como:

- Actividades agrícolas e industriales.
- Usos ambientales, incluyendo la recarga de acuíferos y el mantenimiento de humedales.
- Posibles aplicaciones en usos recreativos y urbanos, siempre que se cumpla con los criterios de calidad establecidos.

El decreto impulsa además el desarrollo de una normativa técnica específica que defina los parámetros de calidad, procedimientos de control y requisitos de tratamiento para cada tipo de uso final. Asimismo, fomenta la investigación, innovación tecnológica y la construcción de infraestructura necesaria para implementar el reúso seguro del agua residual tratada.

Estas disposiciones sitúan al reúso como un componente estratégico dentro de la política pública de saneamiento, contribuyendo a la resiliencia hídrica, la protección del medio ambiente y el uso eficiente de los recursos naturales.

3.1.2. Marco normativo internacional sobre reúso

Dado que en Uruguay no existe una normativa específica que establezca calidades objetivo para el reúso de aguas residuales, se recurre a referencias internacionales para orientar el diseño y la definición de criterios de calidad. En este marco, la presente sección reúne

normativa internacional vinculada al reúso de aguas residuales, organizada cronológicamente con el propósito de contextualizar la evolución de los marcos regulatorios y destacar los criterios técnicos adoptados en distintas jurisdicciones.

3.1.2.1 Real Decreto 1085/2024 - España

El Real Decreto 1085/2024, establece el nuevo Reglamento de Reutilización del Agua en España. Este reglamento deroga y sustituye al anterior Real Decreto 1620/2007, y se adapta al marco normativo europeo, especialmente al Reglamento [2020/741](#) del Parlamento Europeo y del Consejo, relativo a los requisitos mínimos para la reutilización del agua. Introduce nuevos criterios técnicos y parámetros de calidad adaptados a distintos usos del agua regenerada, como usos urbanos, agrícolas, industriales, recreativos y ambientales, con el fin de garantizar que la reutilización del agua sea una práctica segura para la salud humana, la sanidad animal y el ambiente. Asimismo, busca promover un modelo de economía circular, reducir las emisiones de gases de efecto invernadero y fomentar la eficiencia energética como parte de una estrategia más amplia de adaptación al cambio climático.

Al igual que el Informe complementario sobre el fomento de la reutilización de las aguas residuales, el nuevo reglamento también identifica condiciones en las que la reutilización del efluente no resulta aconsejable. En particular, se desaconseja cuando las aguas depuradas cumplen una función ecológica relevante, como mantener el caudal de un río o sustentar humedales y zonas protegidas, cuando su uso podría incrementar la presión sobre áreas vulnerables a la contaminación por nitratos, o cuando su único fin es ampliar la disponibilidad de agua para nuevas demandas sin sustituir fuentes existentes.

Por otra parte, el decreto establece limitaciones de uso para evitar riesgos sanitarios o ambientales. Se prohíbe expresamente la reutilización de agua regenerada para consumo humano directo, excepto en situaciones excepcionales de emergencia, así como para usos hospitalarios, el cultivo de moluscos filtradores, instalaciones recreativas como piscinas o aguas de baño, y cualquier otra aplicación que las autoridades sanitarias o ambientales consideren de riesgo.

En cuanto a medidas de control y sanción, el reglamento establece un régimen sancionador para aquellos que incumplan las condiciones de producción, suministro o utilización

del agua regenerada. También se promueven mecanismos de incentivo, tales como subvenciones o beneficios fiscales, orientados a fomentar prácticas sostenibles de reutilización, especialmente cuando estas sustituyen fuentes de agua convencionales y contribuyen a la mejora del estado de los recursos hídricos.

A continuación, se presentan los distintos tipos de reúso planteados por el Real Decreto, junto con los requisitos de calidad del agua establecidos para cada uno.

Reúso urbano

Para reúso urbano se definen cuatro calidades de agua según el uso.

- Calidad U.A+ : Riego de jardines privados y descarga de aparatos sanitarios.
- Calidad U.A : Estanques y caudales circulantes ornamentales accesibles al público.
- Calidad U.B : Baldeo de calles, Riego de zonas verdes urbanas (parques y similares), sistema contra incendios y lavado industrial de vehículos.
- Calidad U.C : Estanques y caudales ornamentales no accesibles al público.

Tabla 10: Valor máximo admisible para uso urbano según Tabla I-1 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)	Nematodos intestinales (huevo/10L)	Bacteriófagos (UFP/100mL)
U.A+	Ausencia ^a	5	10	1	100 ^b
U.A	10	5	10	1	100 ^b
U.B	100	–	65 ^c	–	–
U.C	1000	–	65 ^c	–	–

^a Cuando su concentración sea menor de 1 UFC /100 mL.

^b Cuando existe riesgo de aerosolización.

^c Deben cumplirse los requisitos de calidad para el parámetro previstos en la Directiva del Consejo 91/271/CEE de 21 de mayo de 1991 sobre el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

En cuanto a *Legionella* spp., para las clases de calidad U.A+, U.A y U.B, la concentración del parámetro deberá cumplir con los requisitos de calidad establecidos en el Real Decreto 487/2022, por el que se establecen los requisitos sanitarios para la prevención y el control de la legionelosis.

Reúso agrícola

Para el reúso agrícola, el decreto establece cuatro clases de calidad del agua regenerada, definidas en función del tipo de cultivo y del método de riego permitido.

- Calidad A.A : Cultivos de alimentos que se consumen crudos en los que la parte comestible está en contacto directo con las aguas regeneradas y cultivos de tubérculos que se consumen crudos. Se permiten todos los métodos de riego.
- Calidad A.B : Cultivos de alimentos que se consumen crudos cuando la parte comestible se produce por encima del nivel del suelo y no está en contacto directo con las aguas regeneradas y cultivos de alimentos transformados. Se permiten todos los métodos de riego.
- Calidad A.C : Cultivos no alimenticios, incluidos los cultivos utilizados para alimentar a animales productores de carne o leche, cultivos leñosos que impida el contacto del agua regenerada con los frutos consumidos en la alimentación humana y cultivos de flores ornamentales, viveros, invernaderos sin contacto directo del agua regenerada con las producciones. Se permite Riego por goteo u otro método de riego que evite el contacto directo con la parte comestible del cultivo.
- Calidad A.D : Cultivos destinados a la industria no alimentaria, producción de energía y de semillas. Se permiten todos los métodos de riego.

Tabla 11: Valor máximo admisible para uso agrícola según Tabla I-3 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)	DBO ₅ (mg/L)	Nematodos intestinales ^a (huevo/L)	Legionella spp. ^b (UFC/L)	T.saginata y T.solium (huevo/L)
A.A	10	5	10	10	1	1000	–
A.B	100	–	65 ^d	25 ^d	1	1000	1 ^c
A.C	1000	–	65 ^d	25 ^d	1	1000	1 ^c
A.D	10000	–	65 ^d	25 ^d	1	1000	1 ^c

^a Para el riego de pastos o forraje.

^b Cuando existe riesgo de aerosolización.

^c Para pastos de animales productores de carne.

^d La concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva 91/271/CEE, excepto para calidad A que se fija en 10 mg/L.

Reúso industrial

En el caso del reúso con fines industriales, el decreto establece una diferenciación entre empresas alimentarias y empresas no alimentarias, dado que los requerimientos sanitarios y los riesgos asociados son distintos. Por lo tanto, las clases de uso industrial se definen de forma separada para cada categoría.

Para las empresas no alimentarias, se definen las siguientes clases de reúso:

- Calidad I.A+ : Torres de refrigeración y condensadores evaporativos en agua de aporte a la torre.
- Calidad I.C : Aguas de proceso: aquellas que están en contacto directo en algún momento con materias primas, materiales, productos intermedios o productos finales de un proceso industrial; Aguas de limpieza: aguas destinadas a la limpieza de equipos, objetos, materiales, tuberías y superficies en áreas industriales y otros usos industriales.

Tabla 12: Valor máximo admisible para uso industrial, excepto en empresa alimentaria según Tabla I-4.1 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)
I.A+	Ausencia ^a	5	10
I.C	1000	–	65 ^b

^a Concentración menor de 1 UFC/100 mL.

^b La concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva 91/271/CEE.

Para las empresas del sector alimentario, el reúso de agua regenerada está sujeto a criterios más estrictos, debido al potencial riesgo de contaminación de los alimentos y a la necesidad de proteger la salud pública. En este contexto, se definen las siguientes clases de reúso:

- Calidad Ia.A+ : Aguas de limpieza de materias primas y de superficies, materiales y objetos destinados al contacto con los alimentos.
- Calidad Ia.A : Aguas de limpieza: las destinadas a ese fin, distintas de las utilizadas en la limpieza de las superficies, materiales y objetos que puedan estar en

contacto con los alimentos, y que no supongan una fuente de contaminación para los alimentos.

- Calidad Ia.B o Ia.C : Aguas de proceso: las utilizadas durante el proceso de fabricación de los alimentos, con fines de refrigeración, o producción de vapor o agua caliente, en circuito cerrado, y que no entran en contacto con los alimentos.

Tabla 13: Valor máximo admisible para uso industrial, en empresa alimentaria según Tabla I-4.2 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)
Ia.A+	Deberá cumplir con lo establecido en el art. 65 del Real Decreto 3/2023		
Ia.A	10	5	10
Ia.B o Ia.C	100 ó 1000	–	65 ^a

^a La concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva 91/271/CEE.

Otros reúsos

Además del reúso urbano, agrícola e industrial, el decreto contempla una categoría general de otros usos, que abarca aplicaciones diversas no incluidas en las anteriores. Para esta categoría, se definen cinco clases de calidad:

- Calidad O.A+ : Ganadería: sistemas de refrigeración (cooling en granjas).
- Calidad O.A : Agricultura, Incluye el cultivo de especies acuáticas animales y vegetales excepto moluscos filtradores.
- Calidad O.B : Recreativo: riego de campos de golf u otros campos deportivos.
- Calidad O.C : Ganadería: aguas destinadas a la limpieza de equipos, objetos, materiales, tuberías y superficies en granjas pecuarias.
- Calidad O.D : Silvicultura.

Tabla 14: Valor máximo admisible para otros usos según Tabla I-5 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)	Nematodos intestinales (huevo/10L)	Bacteriófagos (UFP/100mL)
O.A+	Ausencia ^a	5	10	–	–
O.A	10	5	10	1	–
O.B	100	10	20	1	100 ^b
O.C	1000	–	65 ^c	–	–
O.D	10000	–	65 ^c	–	–

^a Concentración menor de 1 UFC /100 mL

^b Cuando existe riesgo de aerosolización.

^c La concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva 91/271/CEE.

Reúso para destino ambiental

El decreto contempla también el reúso del agua regenerada con fines ambientales, como parte de las estrategias para la conservación de ecosistemas acuáticos, recarga de cuerpos hídricos y mantenimiento de caudales ecológicos. Para este tipo de uso, se establecen tres clases de calidad:

- Calidad R.A+ : Recarga artificial de acuíferos por inyección directa.
- Calidad R.C : Recarga artificial de acuíferos por percolación localizada a través del terreno.
- Calidad por definir : Aporte de recursos hídricos a humedales y otros ecosistemas acuáticos.

Tabla 15: Valor máximo admisible para destino ambiental según Tabla I-6 del Real Decreto

Clase de calidad	E. coli (UFC/100mL)	Turbidez (UNT)	SS (mg/L)	Nematodos intestinales (huevo/10L)	Bacteriófagos (UFP/100mL)
R.A+	Ausencia ^a	5	10	1	100 ^b
R.C	1000	–	65 ^c	–	–
Por definir	Se estudiará caso por caso				

^a Concentración menor de 1 UFC /100 mL

^b Solo cuando el acuífero sea para abastecimiento.

^c La concentración del parámetro cumple con los requisitos de conformidad previstos en la Directiva 91/271/CEE.

La aplicación ambiental de las aguas regeneradas deberá ser autorizada garantizando el cumplimiento de los objetivos medioambientales establecidos en el artículo 92 bis del texto refundido de la Ley de Aguas, aprobado por el Real Decreto Legislativo 1/2001.

En el caso particular de la recarga artificial de acuíferos, la autorización se regirá por lo dispuesto en el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, y en especial por lo establecido en su artículo 273.

3.1.2.2 Informe complementario sobre el fomento de la reutilización de las aguas residuales - España

El informe complementario publicado en el 2020, elaborado por el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico del Gobierno de España, establece que el Plan Nacional de Reutilización de Aguas tiene como objetivo principal impulsar el uso de aguas regeneradas como una alternativa estratégica en la gestión de los recursos hídricos. Entre sus objetivos específicos se incluyen contribuir al buen estado de las masas de agua, respaldar la definición y conservación de los caudales ecológicos y reducir, en la medida de lo posible, los vertidos directos de aguas residuales al mar, promoviendo así una gestión más eficiente y sostenible.

Además, el plan propone establecer un modelo de financiación que facilite y fomente la reutilización de las aguas de manera sostenible, asegurando que estas prácticas se realicen conforme a las buenas prácticas reconocidas en la materia. Otro de los pilares fundamentales es informar, sensibilizar y concienciar a la sociedad sobre los beneficios del uso de agua reutilizada. Finalmente, se destaca la importancia de fomentar la investigación, el desarrollo y la innovación tecnológica en los sistemas de regeneración, con el fin de mejorar la calidad y la eficiencia en los procesos de tratamiento y reutilización.

En algunas cuencas hidrográficas de España conviven zonas con dificultades para el abastecimiento de agua junto a otras sin escasez aparente. Sin embargo, incluso en aquellas donde el recurso hídrico es limitado, el uso de agua tratada para su reutilización sigue siendo, en muchos casos, una práctica subutilizada.

Ante esta realidad, el Informe advierte que no existe una regla general para la aplicación de la reutilización del agua, ya que cada situación debe evaluarse de forma específica según las condiciones locales. Por ello, el impacto real de estas prácticas sólo puede determinarse

una vez implementadas las acciones concretas, considerando los resultados obtenidos en cada contexto particular.

Ante situaciones de escasez de agua, la administración competente puede tomar algunas decisiones:

- Puede pedirle al responsable de una planta depuradora que estudie la posibilidad de reutilizar esa agua en lugar de desecharla.
- Puede permitir la reutilización únicamente si esa agua reemplaza otra fuente convencional (por ejemplo, sustituir el agua del río por agua tratada para riego), asegurándose así de que no se esté usando más agua en total y no se empeore el déficit existente.
- Puede reservar toda el agua subterránea disponible para el consumo humano. Además, si hay riesgo de que entre agua salada en los acuíferos costeros, se puede considerar usar agua reutilizada para crear una barrera hidráulica que impida que el agua del mar avance. Para esto, se deben hacer estudios y gestionar la barrera junto con el acuífero para mantener controlada la cantidad y calidad del agua.

Además, se definen criterios para evaluar en qué casos la reutilización del agua resulta adecuada. En términos generales, se priorizan aquellas intervenciones que permiten reducir la presión sobre las masas de agua y favorecen el cumplimiento de sus objetivos ambientales. Por ejemplo, se considera conveniente reutilizar agua cuando esta sustituye captaciones en acuíferos en mal estado cuantitativo, o reemplaza fuentes naturales, permitiendo reservar el agua de mayor calidad para usos prioritarios como el abastecimiento poblacional. También se valora positivamente en contextos donde contribuye a prevenir la contaminación de cuerpos receptores de vertidos, tanto en zonas costeras como continentales, especialmente si estos están clasificados como vulnerables o sensibles. Asimismo, se reconoce su utilidad como fuente alternativa en situaciones de sequía o emergencia hídrica.

No obstante, también se identifican escenarios en los que la reutilización no se considera recomendable. Es el caso de vertidos que actualmente aportan caudal a masas de agua cuya calidad o caudal dependen de ese aporte, o que contribuyen al sostenimiento

de ecosistemas frágiles como humedales o zonas protegidas. Algo similar ocurre con las aguas de drenaje agrícola, cuando al ser vertidas, alivian la presión por extracciones sobre cuerpos receptores o colaboran en el mantenimiento de espacios naturales. Además, se desaconsejan aquellas prácticas que impliquen un incremento del uso consuntivo del agua, es decir, que impidan su retorno al sistema y generen una pérdida neta del recurso.

3.1.2.3 Reglamento 2020/741 - Unión Europea

La creciente presión sobre los recursos hídricos en Europa, causada por el cambio climático, las sequías prolongadas, el crecimiento urbano y las demandas intensivas de la agricultura, ha llevado a la necesidad de adoptar estrategias más sostenibles en la gestión del agua. En este contexto, la reutilización de aguas residuales tratadas surge como una solución clave para reducir la extracción de aguas superficiales y subterráneas, minimizar el impacto ambiental de los vertidos y aumentar la resiliencia hídrica de los sistemas productivos.

A pesar de su potencial, la aplicación del reúso en Europa ha sido limitada, en parte debido a la ausencia de un marco normativo armonizado que establezca garantías sanitarias y ambientales comunes. La falta de confianza del público y de los mercados, sumada a la diversidad de normativas nacionales, ha sido un obstáculo para el desarrollo de esta práctica en varios Estados miembros.

Con el objetivo de superar estas barreras, el Parlamento Europeo y el Consejo aprobaron el Reglamento 2020/741, que establece los requisitos mínimos para la reutilización segura de aguas urbanas tratadas, con foco en el riego agrícola. Esta norma busca garantizar un alto nivel de protección de la salud humana, el ambiente y la sanidad animal, al tiempo que promueve la economía circular y contribuye a la seguridad hídrica del continente.

El Reglamento establece una clasificación de las aguas regeneradas en cuatro clases de calidad (A, B, C y D), en función del uso agrícola previsto y del método de riego utilizado, con el objetivo de asegurar un nivel adecuado de protección sanitaria y ambiental.

- Clase A : Riego de cultivos comestibles que se consumen crudos y cuya parte comestible entra en contacto directo con el agua regenerada, incluyendo también los

cultivos de tubérculos que se consumen crudos. Se permite el uso de todos los métodos de riego.

- Clase B : Cultivos comestibles crudos cuya parte comestible se produce por encima del nivel del suelo y no entra en contacto con el agua, así como cultivos procesados o no comestibles, incluyendo aquellos destinados a la alimentación animal. Se permite el uso de todos los métodos de riego.
- Clase C : Usos agrícolas equivalentes a los de la clase B. Riego que evite el contacto directo con la parte comestible del cultivo, como el riego por goteo.
- Clase D : Cultivos no alimenticios, como los destinados a la industria, la producción de energía o semillas. Se permiten todos los métodos de riego.

Tabla 16: Requisitos de calidad de las aguas regeneradas para el riego agrícola de acuerdo al Reglamento 2020/741 de la Unión Europea.

Clase	Tratamiento indicativo	E. coli (UFC/100 mL)	DBO ₅ (mg/L)	SST (mg/L)	Turbidez (UNT)	Otros
A	Secundario, filtración y desinfección	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 5	Legionella spp.: < 1000 UFC/L si hay riesgo de aerosolización. Nematodos intestinales: ≤ 1 huevo/L para riego de pastos o forraje
B	Secundario y desinfección	≤ 100	≤ 25 ^a	≤ 65 ^a	–	
C	Secundario y desinfección	≤ 1000	≤ 25 ^a	≤ 65 ^a	–	
D	Secundario y desinfección	≤ 10000	≤ 25 ^a	≤ 65 ^a	–	

^a Valores adoptados conforme a los requisitos de tratamiento secundario establecidos en la Directiva 91/271/CEE.

Además, se establece una frecuencia mínima de control para asegurar el cumplimiento de los estándares de calidad, según se indica en la [Tabla 17](#).

Tabla 17: Frecuencias mínimas del control rutinario de las aguas regeneradas para el riego agrícola según la el Reglamento 2020/741 de la Unión Europea.

Clase	E. coli	DBO ₅	SST	Legionella spp.	Nematodos intestinales
A	Una vez a la semana	Una vez a la semana	Una vez a la semana	Dos veces al mes	Dos veces al mes o como determine el operador de la estación regeneradora de aguas en función del número de huevos en las aguas residuales que entran en la estación
B	Una vez a la semana	Según Dir. 91/271/CEE		–	
C	Dos veces al mes	Según Dir. 91/271/CEE		–	
D	Dos veces al mes	Según Dir. 91/271/CEE		–	

3.1.2.4 Resolución 1207 de 2014 - Colombia

La Resolución 1207 de 2014 expedida por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible de Colombia, tiene como base el mandato constitucional que impone al Estado y a los particulares la obligación de proteger las riquezas naturales de la Nación, promoviendo su conservación y uso sostenible. Esta resolución reconoce que el uso eficiente del agua es esencial para garantizar la sostenibilidad del recurso hídrico y del desarrollo del país. En concordancia con la Política Nacional para la Gestión Integral del Recurso Hídrico (2010), que establece como eje estratégico el uso eficiente y sostenible del agua, la normativa considera el reúso de aguas residuales como una herramienta clave dentro de la gestión integral. Esta práctica permite reducir la presión sobre las fuentes hídricas, minimizar los impactos ambientales asociados a la extracción y descarga de agua, y fomentar una cultura de aprovechamiento responsable del recurso.

Esta normativa reconoce la importancia de contar con criterios claros para la calidad del agua reutilizada, garantizando que su uso no represente riesgos sanitarios ni ambientales, y establece un marco legal para que los usuarios generadores y receptores de aguas residuales tratadas adopten prácticas adecuadas y responsables en el reúso.

La Resolución 1207 establece diferentes categorías de reúso del agua tratada según su aplicación, diferenciando principalmente: reúso agrícola y reúso industrial. No contempla el reúso potable ni recreativo dentro de su ámbito.

Para cada tipo de reúso, la resolución define parámetros de calidad mínimos que deben cumplirse antes de la aplicación del agua reutilizada.

Reúso agrícola productivo

Este tipo de reúso está orientado al riego de cultivos que no se destinan al consumo humano o animal directo, o que serán sometidos a procesos físicos o químicos antes de su uso. Los límites que establece para este reúso son los de la [Tabla 18](#) e incluye:

- Cultivos de pastos y forrajes para consumo animal.
- Cultivos no alimenticios para humanos o animales.
- Cultivos de fibras celulósicas y derivados.
- Cultivos para la obtención de biocombustibles (biodiésel y alcohol carburante), incluidos lubricantes.
- Cultivos forestales de madera, fibras y otros productos no comestibles.
- Cultivos alimenticios que no son de consumo directo para humanos o animales y que han sido sometidos a procesos físicos o químicos.

Tabla 18: Límites de calidad para reúso agrícola productivo según Resolución 1207 de Colombia.

Parámetro	Unidad	Valor máximo permitido
pH		6 - 9
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	1×10^5
Enterococos fecales	NMP/100mL	1×10^2
Helminthos parásitos humanos	Huevos y Larvas /L	1
Cloro total residual	mg/L	< 1
Nitratos (NO_3^- - N)	mg/L	5

Reúso paisajístico

El reúso paisajístico incluye el riego de áreas verdes con posible contacto humano frecuente, como parques, campos deportivos y jardines en áreas no domiciliarias, con los límites de la [Tabla 19](#).

Tabla 19: Límites de calidad para reúso paisajístico según Resolución 1207 de Colombia.

Parámetro	Unidad	Valor máximo permitido
pH		6 - 9
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	1×10^4
Enterococos fecales	NMP/100mL	1
Helmintos parásitos humanos	Huevos y Larvas /L	1
Cloro total residual	mg/L	< 1
Nitratos (NO_3^- - N)	mg/L	5

Reúso industrial

Los usos industriales pueden incluir el abastecimiento de agua para procesos de enfriamiento, lavado, generación de vapor, entre otros. La norma establece límites específicos para asegurar que el agua reutilizada no afecte la calidad del proceso ni cause daños ambientales o problemas operativos en las instalaciones. En la [Tabla 20](#) se presentan los rangos de valores permitidos para distintos parámetros, los cuales varían en función del tipo específico de uso industrial previsto.

Tabla 20: Límites de calidad para reúso industrial según Resolución 1207 de Colombia.

Parámetro	Unidad	Valor máximo permitido
pH		6 - 9
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	$1 \times 10^1 - 1 \times 10^4$
Helmintos parásitos humanos	Huevos y Larvas /L	0,1 - 1
DBO	mg/L	30

3.1.2.5 Guidelines for water reuse 2012 -Environmental Protection Agency (EPA) - Estados Unidos de América

En el contexto internacional la EPA, ha tenido un rol destacado en el desarrollo de lineamientos técnicos para el reúso del agua. En el documento *2012 Guidelines for Water Reuse* ([United States Environmental Protection Agency, 2012](#)), elaborado junto con la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), se propone un enfoque integral para la planificación, regulación y aplicación de sistemas de reutilización.

Esta guía surge como respuesta a múltiples desafíos globales: el crecimiento poblacional, la expansión urbana, la presión sobre fuentes hídricas convencionales y la necesidad de incorporar estrategias sostenibles frente al cambio climático. En este escenario, el reúso del agua aparece como una alternativa clave para complementar el suministro, proteger los cuerpos de agua y reducir la demanda sobre fuentes potables.

El documento identifica distintos tipos de reúso según su aplicación final, entre ellos el reúso agrícola, urbano, industrial, ambiental, recreativo y potable. Cada uno de estos usos implica diferentes niveles de tratamiento y control sanitario, según el grado de exposición humana o ambiental asociado.

Si bien la EPA no establece un estándar federal obligatorio, la guía recopila y compara los requisitos regulatorios de diversos estados y países, y propone parámetros de referencia que sirven como base para el diseño de proyectos y normativas locales. Entre los principales parámetros considerados se encuentran los coliformes fecales, los sólidos suspendidos totales y el cloro residual, además de exigencias adicionales como la turbidez, la presencia de compuestos orgánicos sintéticos o contaminantes emergentes.

A continuación, se desarrolla de manera más detallada cada uno de los reúso mencionados, junto con sus respectivas recomendaciones y estándares.

Reúso urbano

En Estados Unidos, el reúso urbano representa uno de los usos más significativos en volumen dentro de los programas de reutilización de agua. Entre las aplicaciones más comunes se destacan el riego de campos recreativos y campos de golf, el riego de áreas verdes, la protección contra incendios y la descarga de inodoros. Estas prácticas pueden clasificarse según el nivel de acceso del público: uso con acceso libre o con acceso restringido mediante barreras físicas o institucionales.

En este sentido, el término “acceso público libre” se refiere al uso de agua recuperada en aplicaciones no potables dentro de entornos urbanos o municipales donde el público puede circular libremente, sin limitaciones. Por el contrario, “acceso público restringido” implica que el uso ocurre en zonas donde el acceso está controlado mediante cercas, señalización, horarios específicos u otras medidas que limiten el contacto del público con el agua reutilizada.

Tabla 21: Valores máximos admisibles para reúso urbano según Tabla 4-4 de Guidelines for water reuse 2012.

Parámetro	Unidad	Acceso público libre	Acceso público restringido
CF ^a	NMP/100 mL	No detectables	≤ 200
Turbidez ^b	NTU	≤ 2 (promedio mensual)	–
DBO ₅	mg/L	≤ 10	≤ 30
Cloro residual libre ^c	mg/L	≥ 1,0	≥ 1,0
SST	mg/L	–	≤ 30
pH	–	6,0 – 9,0	–

^a Número más probable.

^b La turbidez debe promediarse en 24 h y no exceder 5 NTU en ningún momento. Si se usa SST en su lugar, no debe superar 5 mg/L.

^c Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

Reúso agrícola

La EPA identifica el reúso agrícola como una de las principales aplicaciones del agua tratada, con énfasis en su uso para la irrigación de cultivos tanto comestibles como no comestibles. En este contexto, se establecen distintos niveles de exigencia en la calidad del agua, dependiendo del tipo de cultivo y del grado de contacto del efluente con la parte comestible de la planta.

Para los cultivos comestibles consumidos crudos y con contacto directo con el agua reutilizada, como frutas y hortalizas frescas, se requieren parámetros más estrictos, especialmente en cuanto a control microbiológico, con el objetivo de minimizar riesgos sanitarios. En el caso de cultivos alimentarios procesados, aquellos que serán sometidos a procesamiento industrial antes del consumo, se permite el riego superficial, con exigencias de tratamiento más moderadas, dado el menor riesgo asociado.

Finalmente, los cultivos no comestibles abarcan el uso de agua recuperada para el riego de especies que no se destinan al consumo humano, como cultivos de forraje, fibra y semillas, así como también tierras de pastoreo, viveros comerciales y granjas de césped. Para estos usos, los criterios de calidad del agua son menos rigurosos, pero igualmente deben garantizar la protección del ambiente y de la salud pública.

Tabla 22: Valores máximos admisibles para reúso agrícola según Tabla 4-4 de Guidelines for water reuse 2012.

Parámetro	Unidad	Cultivos comestibles crudos	Cultivos procesados o no alimenticios
CF ^a	NMP/100 mL	No detectables	≤ 200
Turbidez ^b	NTU	≤ 2 (prom. mensual)	–
DBO ₅	mg/L	≤ 10	≤ 30
Cloro residual libre ^c	mg/L	≥ 1,0	≥ 1,0
SST	mg/L	–	≤ 30
pH	–	6,0 – 9,0	6,0 – 9,0

^a Número más probable.

^b La turbidez debe promediarse en 24 h y no exceder 5 NTU en ningún momento. Si se usa SST en su lugar, no debe superar 5 mg/L.

^c Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

Disposiciones ornamentales

El uso de aguas residuales tratadas en sistemas de disposiciones ornamentales, tales como estanques, lagunas artificiales y fuentes, constituye otra aplicación reconocida dentro del marco del reúso. Este tipo de uso puede implicar distintos niveles de riesgo sanitario, dependiendo de si el cuerpo de agua es accesible o no al público. En consecuencia, la EPA distingue entre disposiciones con acceso público restringido y aquellas sin restricción de acceso, estableciendo requisitos de calidad del agua más estrictos para los casos en que exista la posibilidad de contacto directo con personas. Estas disposiciones buscan minimizar la exposición a patógenos, controlar la proliferación de algas y garantizar condiciones estéticas y ambientales aceptables.

Tabla 23: Recomendaciones para disposiciones ornamentales según Tabla 4-4 de Guidelines for water reuse 2012.

Parámetro	Unidad	Acceso público no restringido	Acceso público restringido
CF ^a	NMP/100 mL	No detectables	≤ 200
Turbidez ^b	NTU	≤ 2	–
SST	mg/L	–	≤ 30
Cloro residual libre ^c	mg/L	≥ 1.0	≥ 1.0
DBO ₅	mg/L	≤ 10	≤ 30
Nitrógeno total	mg/L	Según requerimiento del entorno	
pH	–	6.0 – 9.0	–

^a Número más probable.

^b La turbidez debe promediarse en 24 h y no exceder 5 NTU en ningún momento. Si se usa SST en su lugar, no debe superar 5 mg/L.

^c Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

Reúso industrial

El reúso de aguas residuales tratadas en aplicaciones industriales representa una alternativa eficiente para reducir la demanda sobre fuentes de agua dulce, especialmente en sectores con altos consumos como la generación de energía, la producción de bienes manufacturados o la refrigeración de equipos. Dependiendo del tipo de aplicación, los requisitos de calidad del agua varían considerablemente. La EPA establece recomendaciones específicas para el uso de agua recuperada en sistemas de enfriamiento de una sola pasada, torres de enfriamiento de recirculación y procesos industriales en general, haciendo énfasis en el control de la carga orgánica, los sólidos suspendidos y los microorganismos, con el fin de evitar incrustaciones, corrosión, formación de biopelículas o riesgos sanitarios en caso de exposición.

Tabla 24: Recomendaciones para reúso industrial según Tabla 4-4 de Guidelines for water reuse 2012

Parámetro	Unidad	Enfriamiento de una sola pasada	Torres de enfriamiento (recirculación)
CF ¹	NMP/100 mL	≤ 200	≤ 200
DBO ₅	mg/L	≤ 30	≤ 30
SST	mg/L	≤ 30	≤ 30
Cloro residual libre ^b	mg/L	≥ 1.0	≥ 1.0
pH	–	6.0 – 9.0	6.0 – 9.0

^a NMP: Número Más Probable.

^b Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

Reúso ambiental

El reúso ambiental implica la utilización de aguas residuales tratadas para apoyar la conservación y restauración de ecosistemas acuáticos, como humedales, ríos o lagunas, así como para aumentar los caudales ambientales o recargar cuerpos de agua superficiales. Esta práctica busca no solo una gestión más eficiente del recurso hídrico, sino también la mejora de hábitats naturales y la protección de la biodiversidad. Para estos fines, la calidad del agua reutilizada debe cumplir con parámetros que aseguren la protección del medio ambiente y de la salud pública, considerando que estos cuerpos de agua pueden tener contacto con la fauna, flora e incluso con personas en entornos recreativos.

Tabla 25: Recomendaciones para reúso ambiental según Guidelines for water reuse 2012

Parámetro	Unidad	Valor recomendado
CF ^a	NMP/100 mL	≤ 200
DBO ₅	mg/L	≤ 30
SST	mg/L	≤ 30
Cloro residual libre ^b	mg/L	≥ 1.0
Nutrientes (N y P)	mg/L	Según sensibilidad del ecosistema receptor

^a Número más probable.

^b Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

Reúso indirecto potable

El reúso indirecto potable consiste en la incorporación de aguas residuales altamente tratadas a fuentes de agua utilizadas para el abastecimiento público, como acuíferos o cuerpos de agua superficiales, mediante recarga intencional. Este proceso incluye una etapa de tratamiento avanzado y una barrera ambiental natural, como la filtración en el suelo o el tiempo de residencia en el cuerpo receptor, antes de la extracción y potabilización convencional.

Dado el nivel de riesgo asociado al contacto humano directo, los requisitos de calidad del agua son mucho más rigurosos que en otras categorías de reúso. Aunque la EPA no establece valores normativos únicos, recomienda seguir un enfoque de “calidad equivalente a agua potable”, y varias jurisdicciones estatales, como California o Texas, han desarrollado criterios detallados que incluyen tratamiento terciario avanzado, monitoreo intensivo de contaminantes traza y control microbiológico exhaustivo.

Tabla 26: Parámetros de calidad típicamente requeridos para reúso indirecto potable (IPR) según Guidelines for water reuse 2012

Parámetro	Unidad	Valor de referencia
CF ^a	NMP/100 mL	No detectables
Cloro residual libre ^b	mg/L	≥ 1.0
pH	–	6.5 – 8.5
Turbidez ^c	NTU	≤ 2
Carbono orgánico total	mg/L	≤ 2

^a Número más probable.

^b Concentración mínima de cloro residual libre después del tiempo de contacto requerido.

^c La turbidez debe promediarse en 24 h y no exceder 5 NTU en ningún momento. Si se usa SST en su lugar, no debe superar 5 mg/L.

En todos los casos de reúso indirecto potable, ya sea mediante recarga de acuíferos por propagación en la zona no saturada, por inyección directa en acuíferos potables o mediante el aumento de los depósitos de agua superficial utilizados como fuente de suministro, se exige que el agua tratada cumpla con los estándares de calidad establecidos para el agua potable. En el caso de la recarga por propagación, esta conformidad debe verificarse luego del paso del agua a través de la zona vadosa, lo cual actúa como una barrera adicional de tratamiento natural.

Tratamientos mínimos

Cada tipo de reúso del agua requiere niveles mínimos de tratamiento que varían en función del grado de exposición humana, el tipo de aplicación y los riesgos ambientales asociados. En general, los usos con mayor probabilidad de contacto directo con personas o de impacto en la salud pública, como el riego de cultivos comestibles crudos o el reúso urbano sin restricciones, exigen procesos más avanzados, que incluyen filtración y desinfección. En cambio, aplicaciones con menor riesgo sanitario, como el enfriamiento industrial de una sola pasada o el riego de cultivos no comestibles, pueden operar con tratamientos secundarios básicos. El reúso indirecto potable, debido a su alta sensibilidad, requiere además tecnologías avanzadas como ósmosis inversa, ozonación o tratamientos combinados, además de una barrera ambiental natural o artificial.

Tabla 27: Niveles mínimos de tratamiento requeridos según tipo de reúso de acuerdo a Guidelines for water reuse 2012

Categoría de reúso	Aplicación	Nivel de tratamiento requerido
Agrícola	Cultivos comestibles (contacto directo)	Tratamiento secundario, filtración y desinfección
	Cultivos procesados y no comestibles	Tratamiento secundario y desinfección
Urbano	Acceso público no restringido	Tratamiento secundario, filtración y desinfección
	Acceso público restringido	Tratamiento secundario y desinfección
Disposiciones ornamentales	Acceso público no restringido	Tratamiento secundario, filtración y desinfección
	Acceso público restringido	Tratamiento secundario y desinfección
Industrial	Enfriamiento de una sola pasada	Tratamiento secundario
	Torres de refrigeración en recirculación	Tratamiento secundario y desinfección (puede requerir coagulación química y filtración)
Ambiental	General	Tratamiento secundario y desinfección
Indirecto potable	Recarga por propagación en acuíferos potables	Tratamiento secundario, filtración, desinfección y percolación a través del suelo o acuífero
	Recarga por inyección en acuíferos potables	Tratamiento secundario, filtración, desinfección y tratamiento avanzado (ej. ósmosis inversa)
	Aumento de depósitos superficiales de agua potable	Tratamiento secundario, filtración, desinfección y tratamiento avanzado

Acceso público restringido: el público no puede acceder libremente al área de aplicación del agua reutilizada.
 Acceso público no restringido: cualquier persona puede entrar libremente.

3.1.3. Resumen normativa a utilizar

Para orientar los criterios de diseño y evaluación técnica de este proyecto, se adoptan como marco de referencia principal las normativas nacionales vigentes, complementadas por lineamientos internacionales específicos en materia de reúso.

En relación con la calidad del efluente tratado, se incorpora como referencia técnica la normativa de la [United States Environmental Protection Agency](#) (2012). Esta regulación, ampliamente reconocida a nivel internacional, define criterios de calidad basados en el tipo de exposición al agua reutilizada (acceso público o contacto con cultivos comestibles). La elección de este marco responde a la coincidencia de varios parámetros regulados con los exigidos por la normativa nacional, lo que permite una integración coherente entre ambas referencias.

De forma complementaria, se toma como base el Decreto 226/025, que regula los requisitos para la disposición de efluentes en cuerpos receptores. Esta norma establece límites para parámetros, los cuales son fundamentales para evaluar la eficiencia de los sistemas de tratamiento y su compatibilidad con el medio receptor.

3.2. Procesos de planificación

La gestión de las aguas residuales en Uruguay se inscribe dentro de un marco institucional que articula políticas nacionales, planes estratégicos y acciones concretas de los organismos competentes, con el objetivo de avanzar hacia el acceso universal al saneamiento.

El Plan Nacional de Saneamiento ([MVOTMA et al.](#), 2020) constituye una herramienta estratégica impulsada por el Gobierno de Uruguay para coordinar y orientar las inversiones y acciones en materia de saneamiento urbano y rural. Su propósito central es garantizar el acceso equitativo al saneamiento, concebido como un derecho humano fundamental vinculado con la salud pública, la protección ambiental y la calidad de vida de la población.

Este instrumento busca reducir las inequidades territoriales, priorizando las zonas más vulnerables y promoviendo soluciones técnicas adaptadas a cada contexto local. El plan se sustenta en un enfoque integral que incorpora dimensiones sociales, económicas, ambientales e institucionales, promoviendo así la sostenibilidad del sistema. Además, se alinea

con compromisos internacionales, como los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS), en particular el ODS 6: Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos.

3.3. Casos de reúso de efluentes tratados

3.3.1. Introducción

El reúso del efluente tratado constituye una estrategia fundamental para mejorar la gestión de los recursos hídricos. La viabilidad de esta práctica depende de múltiples factores, entre ellos la calidad alcanzada en el tratamiento, el uso previsto del efluente y las condiciones locales de operación y mantenimiento.

Con el fin de identificar alternativas adecuadas y replicables para el contexto de ME-VIR, se realizó una búsqueda y análisis de experiencias nacionales e internacionales que contemplen el reúso de efluentes en pequeñas localidades o asentamientos rurales. El objetivo es relevar casos que aporten antecedentes concretos sobre tecnologías utilizadas, esquemas de gestión implementados y resultados alcanzados, de manera de fundamentar técnicamente las decisiones de diseño adoptadas en este proyecto.

En las secciones siguientes se presentan estos casos internacionales de estudio, los cuales permiten observar la diversidad de configuraciones posibles y extraer aprendizajes aplicables a contextos similares.

3.3.2. Experiencias nacionales

En Uruguay existen experiencias de reúso de efluentes tratables en distintos sectores productivos, integradas dentro de estrategias de sostenibilidad hídrica y eficiencia en el uso del agua. Coca-Cola FEMSA Uruguay implementa un sistema de recuperación de efluentes industriales tratados para su uso en servicios auxiliares como riego, limpieza de calles, inodoros, así como otros usos industriales como alimentación de condensadores, torres de enfriamiento y sistemas de lubricación de transporte. Se utilizan filtrado por anillas, ultrafiltración, hipoclorito de sodio, filtración de protección, radiación ultravioleta y ósmosis inversa, combinados según los requerimientos de calidad del agua para cada uso (Coca-Cola FEMSA Uruguay, 2025).

Por su parte, la empresa Softys ha avanzado en la recirculación del efluente final dentro del proceso productivo, logrando una reducción sostenida en la extracción de agua del arroyo Pando y promoviendo una gestión integral del recurso (Giardello, 2025).

3.3.3. Experiencias internacionales en pequeñas localidades

Cerro Verde - Perú

La planta de tratamiento de aguas residuales La Enlozada, ubicada en Arequipa, Perú, fue construida por la minera Sociedad Minera Cerro Verde para tratar el 100 % del efluente doméstico de la ciudad y reutilizar parte del caudal en sus procesos industriales. La tecnología seleccionada se basa en filtros percoladores aeróbicos, acompañados de pretratamiento, tratamiento primario y desinfección con cloro gas. Esta alternativa fue elegida por su bajo requerimiento energético, especialmente adecuada para zonas de gran altitud.

El efluente tratado se divide en dos usos principales: alrededor de 86 400 m³/día se destina a la actividad minera, mientras que el resto se descarga al río Chili, cumpliendo los estándares exigidos por la normativa ambiental nacional. Esta descarga también representa un reúso agrícola indirecto, ya que los nutrientes remanentes son aprovechados aguas abajo por productores locales (CEPAL et al., 2015).

Puerto Madryn - Argentina

La ciudad de Puerto Madryn, ubicada en la Patagonia argentina, presenta un clima árido y ha experimentado un fuerte crecimiento poblacional, lo que genera presión sobre los recursos hídricos y la infraestructura sanitaria. En respuesta, la PTAR Norte trata aproximadamente el 90 % de las aguas residuales de la ciudad, con un caudal diario promedio de entre 18 000 y 20 000 m³/día.

El sistema de tratamiento se basa en lagunas de estabilización, incluyendo unidades primarias, facultativas, con un tiempo de residencia total del orden de 60 días. Esta configuración permite alcanzar una calidad de efluente adecuada para reúso sin requerir cloración final ni tratamiento terciario adicional. El pretratamiento incluye un desarenador, tamiz de 3 mm y pozo de gruesos. El transporte del efluente desde la ciudad hasta la planta se realiza por bombeo, y la distribución posterior hacia los puntos de reúso combina bombeo y gravedad.

El agua tratada se reutiliza en una amplia variedad de aplicaciones: forestación pública y privada, riego de espacios verdes y campos deportivos, usos industriales y emprendimientos productivos sociales y privados. Los porcentajes de reúso varían estacionalmente: en primavera - verano se reutiliza hasta el 100 % del efluente, mientras que en otoño - invierno parte del caudal es dispuesto en zonas de descarga controlada (CEPAL et al., 2015).

Sacaba - Bolivia

El municipio de Sacaba, en el área metropolitana de Cochabamba, presenta un marcado crecimiento poblacional y un severo déficit hídrico. En este contexto, se implementó un plan de saneamiento integral que incluye la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales con enfoque en el reúso, especialmente agrícola. PTAR con tecnologías diferenciadas:

- Curubamba: biorreactor anaeróbico. El efluente tratado se utiliza para riego de áreas verdes internas y del municipio.
- El Abra: filtros percoladores. Se destina al riego de hortalizas y recuperación de suelos con aplicación de lodos.
- Pacata: filtros aireados. Reúso limitado para riego interno y árboles frutales en el entorno de la planta.

La selección de tecnologías se adaptó a las condiciones urbanas y rurales, considerando la inexistencia de normativa nacional específica y tomando como referencia los parámetros de calidad de México. Todas las plantas cuentan con pretratamiento, tratamiento primario y secundario, y han sido diseñadas para ampliar progresivamente la cobertura hasta alcanzar el 100 % del municipio (CEPAL et al., 2015).

Tenorio - México

La PTAR Tenorio, ubicada en la región metropolitana de San Luis Potosí, trata en promedio 90 720 m³/día y se destaca por producir dos calidades diferenciadas de agua tratada según el tipo de reúso: una línea para riego agrícola y otra para uso industrial.

El tratamiento combina un pretratamiento físico-químico avanzado, seguido por una bifurcación de procesos:

- Para el reúso agrícola (51 840 m³/día): tratamiento primario + laguna artificial de almacenamiento (2 millones m²).
- Para el reúso industrial (38 880 m³/día): tratamiento secundario (lodos activados + clarificación), tratamiento terciario (filtración por arena y procesos físico-químicos), y desinfección con cloro gas.

La planta abastece de agua de reúso a la central termoeléctrica de Villa de Reyes y a zonas agrícolas destinadas principalmente al cultivo de alfalfa y forraje. Esta división operativa permite reducir la presión sobre el acuífero Villa de Reyes y sustituir el uso de agua subterránea en la industria energética.

El sistema de recolección incluye cinco colectores con un total de 18,9 km, y la red de distribución de agua tratada (línea morada) cuenta con 39 km de extensión (CEPAL et al., 2015).

Til Til - Chile

En la localidad rural de Estación Polpaico, perteneciente a la comuna de Til Til, se desarrolló un proyecto pionero de reúso de aguas residuales tratadas para el riego de espacios públicos, en respuesta a las severas condiciones de escasez hídrica que afectan a la zona central del país. Este proyecto fue impulsado en el marco de la iniciativa SuizAgua Andina Chile y contó con la participación de la empresa Polpaico, Infraplast, la Municipalidad de Til Til, la Fundación Chile y el Comité de Agua Potable Rural, beneficiando directamente a 68 familias. (Chile, 2018)

El sistema implementado se basa en la tecnología BioTreat, un humedal artificial que trata aproximadamente 50.000 litros diarios de aguas servidas mediante procesos físicos, biológicos y de desinfección. El efluente tratado es reutilizado para el riego de la plaza local y para la humectación de caminos, cumpliendo con la Norma Chilena de Riego y los criterios del Servicio Agrícola Ganadero.

Gaborone - Botsuana

En el caso del Botswana Technology Centre (BOTEC), ubicado en Gaborone, Botsuana, se implementó un sistema descentralizado de tratamiento de aguas residuales con el

objetivo de reutilizar el efluente tratado en el riego de los jardines y áreas verdes que rodean el edificio institucional.

El sistema de tratamiento empleado se compone de una serie de etapas, pensadas para facilitar su operación y mantenimiento. El tratamiento inicia con un tanque séptico que actúa como unidad de sedimentación primaria. A continuación, el efluente es conducido a un filtro de rocas plantado, donde se logra una importante remoción de materia orgánica y sólidos suspendidos. Posteriormente, el diseño contempla una columna de nitrificación destinada a favorecer procesos de biofilm para la oxidación del amonio. Finalmente, el esquema incluye un humedal de flujo superficial como etapa de pulido y zona de almacenamiento temporal antes del reúso.

El objetivo final del tratamiento es la reutilización del agua tratada para el riego de áreas verdes dentro del predio institucional. Este tipo de reúso permite conservar agua potable, al tiempo que aprovecha los nutrientes presentes en el efluente, como el potasio, beneficioso para el desarrollo vegetal. A pesar de la intención inicial, el estudio reveló que la cantidad de agua tratada no era suficiente para abastecer el sistema de riego ni para mantener el humedal operativo, lo que obliga a complementar con agua potable.

Nottinghamshire - Reino Unido

El Hockerton Housing Project es una comunidad residencial sostenible ubicada en Nottinghamshire, Inglaterra, reconocida por su enfoque integral hacia la autosuficiencia energética, alimentaria e hídrica. Establecida en 1998, esta comunidad rural está compuesta por un pequeño número de viviendas diseñadas para minimizar el impacto ambiental y maximizar el uso de recursos naturales locales. Uno de sus pilares es el tratamiento descentralizado y natural de aguas residuales, acompañado de prácticas de reúso ambientalmente seguras.

El sistema de tratamiento implementado se basa en lechos de juncos (reed beds). Las aguas residuales domésticas primero ingresan a un tanque séptico, donde se remueven los sólidos gruesos y parte de la carga orgánica. Luego, el efluente fluye por gravedad a través de una serie de lechos con plantas acuáticas (principalmente *Phragmites australis*), cuyas raíces albergan comunidades microbianas que completan el tratamiento mediante procesos aeróbicos y anaeróbicos.

Este tratamiento logra una depuración eficiente, con resultados que cumplen los estándares de la Unión Europea para aguas recreativas, permitiendo descargar el efluente tratado en un lago artificial recreativo dentro del predio. Además de cerrar el ciclo del agua, este cuerpo receptor actúa como hábitat para aves y otras especies, integrando el enfoque ecológico y paisajístico del proyecto. Aunque el sistema no está orientado directamente al reúso agrícola o potable, constituye un ejemplo exitoso de reúso ambiental para recuperación de ecosistemas.

3.3.4. Resumen y aplicación al contexto MEVIR

El análisis de los casos internacionales de reúso permite identificar una diversidad de estrategias técnicas adaptadas a distintos niveles de exigencia normativa, disponibilidad de recursos y escalas de aplicación. Entre las tecnologías más recurrentes se destacan las opciones extensivas, como los humedales construidos y las lagunas de estabilización, por su simplicidad operativa, bajo requerimiento energético y buena eficiencia en la remoción de patógenos. Asimismo, se observó la incorporación de tecnologías más compactas y con mayor eficiencia específica, como los lechos percoladores, que ofrecen ventajas en términos de superficie requerida y calidad del efluente, aunque implican mayores exigencias de diseño y operación.

Considerando las condiciones propias de los conjuntos habitacionales construidos por MEVIR, escala reducida, limitaciones técnicas y económicas, y necesidad de soluciones robustas y de fácil mantenimiento, se opta por priorizar tecnologías inspiradas en estas experiencias internacionales. La selección incluye tanto sistemas extensivos como opciones compactas de bajo mantenimiento, con el objetivo de garantizar una calidad de efluente compatible con el reúso urbano en espacios verdes y, eventualmente, con el vertido regulado, manteniendo criterios de sostenibilidad, flexibilidad y viabilidad operativa.

3.4. Definición del reúso del efluente y requisitos de calidad del tratamiento

El diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales no puede desvincularse de su destino final. Definir el uso previsto para el efluente tratado permite establecer

los objetivos de calidad requeridos y seleccionar adecuadamente los criterios técnicos de diseño. En el caso de los proyectos habitacionales de MEVIR, este análisis cobra especial relevancia, dado el entorno rural, la escala acotada de los conjuntos y las limitaciones operativas asociadas.

Este capítulo presenta la selección del tipo de reúso más adecuado para el effluente tratado, considerando el marco normativo vigente, referencias internacionales y criterios de viabilidad técnica, operativa y ambiental. Se descartan usos que impliquen requerimientos tecnológicos complejos o riesgos sanitarios elevados, priorizando soluciones seguras, sostenibles y adaptadas al contexto local.

A partir de esta evaluación, se adopta un tipo de reúso no potable que impone altos estándares de calidad pero resulta viable tanto desde el punto de vista técnico como de la gestión a largo plazo. La normativa de la [United States Environmental Protection Agency \(2012\)](#) se utiliza como referencia para clasificar las diferentes categorías de reúso y definir los requisitos de calidad asociados.

La EPA contempla una amplia variedad de categorías de reúso, que abarcan aplicaciones agrícolas, urbanas, industriales, ornamentales y ambientales, como se detalla en la [Tabla 28](#). En el presente análisis se excluyen aquellas modalidades que involucran reúso indirecto con fines potables, dado que su implementación en este proyecto implica requerimientos tecnológicos, institucionales y regulatorios más complejos.

Tabla 28: Categorías de reúso y aplicaciones según EPA.

Categoría de reúso	Aplicación
Urbano	Acceso público libre
Urbano	Acceso público restringido
Agrícola	Cultivos comestibles crudos (contacto directo)
Agrícola	Cultivos procesados o no alimenticios
Ornamentales	Acceso público no restringido
Ornamentales	Acceso público restringido
Industrial	Enfriamiento de una sola pasada
Industrial	Torres de enfriamiento (recirculación)
Ambiental	General

Dentro del abanico de opciones contempladas, se adopta para el proyecto como referencia de diseño la categoría más exigente entre los usos no potables: el reúso urbano con

acceso público no restringido, o alternativamente el reúso agrícola en cultivos comestibles consumidos crudos con contacto directo, que comparten los mismos estándares de calidad del efluente tratado. En particular, se opta por el reúso urbano con acceso público no restringido debido a su aplicabilidad transversal en distintos escenarios habitacionales y su independencia de condiciones particulares de demanda. A diferencia de los usos agrícolas o industriales, esta categoría no requiere la existencia de un usuario o proceso específico que consuma el efluente, ni impone exigencias operativas adicionales vinculadas a estacionalidad, logística o compatibilidad con procesos productivos. Esto permite definir criterios de diseño exigentes sin comprometer la viabilidad del sistema en contextos diversos.

La elección de esta categoría responde además a la realidad específica de los conjuntos habitacionales construidos por MEVIR, los cuales suelen estar ubicados en entornos rurales dispersos, con poblaciones reducidas y caudales de aguas residuales relativamente bajos. En estos contextos, el reúso del efluente tratado para fines urbanos, tales como el riego de espacios comunes o la forestación del entorno, constituye una estrategia segura, viable y sostenible, que permite aprovechar el recurso sin introducir exigencias adicionales en la operación o mantenimiento.

Diseñar los sistemas de tratamiento para cumplir con esta categoría normativa también facilita la estructuración modular de la solución, una característica especialmente ventajosa en los proyectos de MEVIR. Esta modularidad simplifica la escalabilidad futura ante posibles ampliaciones habitacionales y favorece la adaptación a distintas condiciones locales sin alterar la lógica general del tratamiento.

De acuerdo con este enfoque, se propone como uso final del efluente tratado el riego de áreas verdes comunitarias, así como la plantación de especies arbóreas en veredas, plazas y otros espacios compartidos. Para asegurar la viabilidad operativa del reúso, se proyecta la incorporación de un reservorio de almacenamiento del efluente tratado, que permita acumular agua durante períodos en los que la demanda de riego sea reducida o las precipitaciones resulten insuficientes. Si bien el dimensionamiento se basa en un balance hídrico que contempla precipitaciones históricas, se reconoce que condiciones extremas de sequía podrían requerir ajustes en la capacidad de almacenamiento o en la gestión del riego.

La selección de especies vegetales deberá considerar criterios de adaptación al entorno,

bajo mantenimiento y compatibilidad con el régimen hídrico disponible. Aunque no se limita exclusivamente a especies de bajo requerimiento hídrico, se priorizarán aquellas que ofrezcan mayor resiliencia frente a períodos secos, a fin de garantizar la sostenibilidad del sistema de reúso y su valor paisajístico y ambiental para las comunidades beneficiarias.

3.5. Tecnologías de tratamiento consideradas

3.5.1. Introducción

En esta sección se presentan los principales sistemas y procesos de tratamiento de aguas residuales que fueron evaluados en el marco del proyecto, considerando su aplicabilidad técnica, operativa y contextual en pequeñas localidades y núcleos habitacionales como los que construye MEVIR.

La solución de tratamiento se concibe como una combinación modular de procesos para las etapas de tratamiento primario, secundario y terciario, permitiendo configurar diferentes alternativas en función de las condiciones locales y los objetivos de calidad del efluente. Cada tecnología seleccionada se describe brevemente en términos de su funcionamiento, requerimientos de operación y mantenimiento, eficiencia esperada y principales ventajas y limitaciones para su implementación en entornos rurales.

Adicionalmente, se mencionan otras tecnologías de tipo intensivo, como los sistemas de lodos activados y reactores secuenciales por lotes (SBR), ampliamente utilizados en contextos urbanos. Sin embargo, estas opciones no se consideran viables para este proyecto debido a su mayor complejidad operativa, dependencia energética y necesidad de personal técnico especializado, factores que limitan su implementación en zonas rurales con recursos limitados.

3.5.2. Fosa Séptica

Las fosas sépticas son estructuras enterradas y herméticas diseñadas para recibir aguas residuales domésticas, separar los sólidos del líquido, permitir una digestión parcial de la materia orgánica, almacenar los sólidos y descargar el líquido clarificado para su tratamiento y disposición final. En el interior del tanque, los sólidos más pesados se depositan en el fondo formando una capa de lodos, mientras que los materiales livianos, como gra-

sas y aceites, flotan y forman una capa superficial. El líquido parcialmente tratado fluye hacia la salida del tanque, ubicada justo debajo de esa capa flotante, y está protegida por dispositivos como baffles o tubos en “T” para evitar que se arrastren materiales flotantes. Las fosas sépticas constituyen generalmente el primer componente de un sistema de tratamiento descentralizado y deben ir acompañadas de unidades de tratamiento o disposición complementarias.

En la Tabla 29 se presentan los rangos típicos de remoción para los principales parámetros de calidad en un tanque séptico. Los valores se obtienen de Von Sperling (2007a), con excepción del dato referido a la remoción de aceites y grasas, el cual se toma de Tilley et al. (2015).

Tabla 29: Eficiencias de remoción típicas en tanques sépticos, según Von Sperling (2007a) y Tilley et al. (2015).

Parámetro	Remoción esperada (%)
DBO ₅	30 - 35 ^a
SST	55 - 65 ^a
Aceites y grasas	70 - 80 ^b
Coliformes fecales	< 90 ^a
Nitrógeno total	< 30 ^a
Fósforo total	< 35 ^a

^a Fuente: Von Sperling (2007a)

^b Fuente: Tilley et al. (2015)

3.5.3. Sedimentador

El sedimentador es una tecnología de tratamiento primario destinada a la eliminación de sólidos suspendidos presentes en las aguas residuales, mediante la reducción de la velocidad del flujo para permitir la sedimentación de las partículas más densas. También se lo conoce como decantador o tanque de asentamiento, y puede operar como unidad independiente o integrado en sistemas más complejos.

Durante su operación, los sólidos sedimentables se depositan en el fondo formando una capa de lodo, mientras que las sustancias flotantes, como grasas y espumas, se acumulan en la superficie. El efluente parcialmente clarificado se extrae desde un nivel intermedio, minimizando el arrastre de materiales. Esta tecnología es adecuada para contextos con

recursos limitados, por su simplicidad operativa, bajo costo y ausencia de componentes electromecánicos.

En la [Tabla 30](#) se presentan los rangos típicos de remoción para los principales parámetros de calidad, obtenidos del [Tilley et al. \(2015\)](#).

Tabla 30: Eficiencias de remoción típicas en sedimentador primario, según [Tilley et al. \(2015\)](#).

Parámetro	Remoción esperada (%)
SST	50 - 70
DBO ₅	20 - 40

3.5.4. Humedales artificiales

Los humedales artificiales, también conocidos como humedales construidos, son sistemas diseñados específicamente para el tratamiento de aguas residuales. Su funcionamiento se basa en la imitación de los procesos físicos, químicos y biológicos que ocurren en humedales naturales. Para ello, emplean plantas acuáticas, medios porosos (como grava o arena) y comunidades microbianas, que en conjunto permiten la remoción de contaminantes del agua residual ([Von Sperling, 2007a](#)).

Según la EPA ([U.S. Environmental Protection Agency, 2000](#)), estos sistemas consisten en estanques o canales poco profundos (habitualmente con una profundidad menor a 1 metro), impermeabilizados mediante una capa de arcilla o membrana sintética. Además, incorporan estructuras que permiten controlar el flujo del agua, el tiempo de retención hidráulico y el nivel del agua, lo que garantiza condiciones operativas adecuadas para los procesos de tratamiento.

El tratamiento de las aguas residuales en estos sistemas ocurre a través de una combinación de procesos como sedimentación, filtración, adsorción, metabolismo microbiano y acción vegetal. Las plantas acuáticas juegan un rol clave al aportar oxígeno, servir de soporte para los biofilms y participar activamente en la remoción de nutrientes y materia orgánica.

Los humedales construidos pueden clasificarse de acuerdo a dos criterios principales. El primero se basa en la ubicación del flujo de agua dentro del sistema:

- Flujo superficial: el agua circula sobre la superficie del sustrato entre vegetación

emergente, sumergida o flotante.

- Flujo subsuperficial: el agua fluye por debajo de la superficie, a través de un medio granular (grava, arena o suelo), en contacto con las raíces y rizomas de las plantas.

El segundo criterio de clasificación se refiere a la dirección del flujo:

- Flujo horizontal: puede aplicarse tanto en sistemas superficiales como subsuperficiales. El agua se desplaza lateralmente por gravedad a través del lecho filtrante.
- Flujo vertical: se utiliza un lecho plantado donde el agua se aplica en la superficie y percola hacia abajo, siendo recogida por drenes en el fondo. Este tipo opera en ciclos intermitentes, lo que favorece la aireación del medio y mejora ciertos procesos de tratamiento.

Cabe destacar que los humedales contruidos no presentan buen desempeño cuando se utilizan para tratar aguas negras crudas. Por esta razón, es indispensable contar con un tratamiento primario, como tanques sépticos, lagunas primarias o reactores anaerobios (Von Sperling, 2007a). Cuando se dispone de un tratamiento anterior adecuado, los humedales pueden alcanzar eficiencias elevadas, con bajas concentraciones de DBO, sólidos suspendidos y nitrógeno en el efluente final.

En cuanto a la operación y mantenimiento, estos sistemas se caracterizan por su simplicidad. Las tareas principales incluyen el control de plantas no deseadas y de la proliferación de mosquitos, que rara vez representan un problema en humedales subsuperficiales bien diseñados. La remoción total de la vegetación no suele ser necesaria, aunque pueden realizarse podas o replantaciones periódicas para asegurar condiciones hidráulicas y de tratamiento adecuadas (Von Sperling, 2007a).

A partir de los criterios de clasificación previamente mencionados, ubicación del flujo y dirección del flujo, es posible categorizar los humedales contruidos en configuraciones combinadas que se ajustan a distintas necesidades de tratamiento, características del efluente y condiciones locales. A continuación, se describen las principales variantes utilizadas:

- Humedales de flujo subsuperficial horizontal (HFH): el agua residual fluye horizontalmente a través de un medio granular saturado (arena o grava), por debajo de la

superficie del sustrato. Debido a la condición anaeróbica predominante, los procesos de degradación son mayormente anaerobios. Estos sistemas requieren un tratamiento primario eficiente para evitar la colmatación del lecho filtrante, y utilizan plantas emergentes (macrófitas) como soporte del sistema. Se emplean principalmente como tratamiento secundario.

- Humedales de flujo subsuperficial vertical (HFV): el agua residual se aplica intermitentemente sobre la superficie del medio filtrante y percola verticalmente. Entre cada dosificación, el aire vuelve a ingresar a los poros del medio, lo que favorece procesos aeróbicos de degradación. También requieren tratamiento primario previo para evitar obstrucciones y utilizan plantas emergentes. Se destacan por su eficiencia en la oxidación de materia orgánica y en la nitrificación.
- Humedales de flujo subsuperficial vertical de tipo frances (HFVF): son una variante del humedal de flujo vertical diseñada para tratar aguas que han sido sometidas a un proceso previo de desbaste, sin necesidad de tratamiento primario adicional. Consisten en dos etapas de humedales operando en serie y en paralelo, lo que permite el tratamiento simultáneo de lodos y aguas residuales en una única operación integrada.
- Humedales de flujo superficial horizontal (HFS): se asemejan a los humedales naturales, con agua fluyendo sobre la superficie del sustrato y vegetación emergente, sumergida o flotante. Requieren grandes superficies y se diseñan para cargas orgánicas bajas, por lo que son utilizados comúnmente como tratamiento terciario.

La Tabla 31 presenta las eficiencias típicas de remoción para los principales parámetros de calidad del agua en distintos tipos de humedales construidos.

Tabla 31: Eficiencias típicas de remoción de los principales tipos de humedales construidos, según Von Sperling (2007a).

Parámetro	Remoción (%)			
	HF	VF ^a	French VF	FWS
SST	> 80 %	> 90 %	> 90 %	> 80 %
DBO	> 80 %	> 90 %	> 90 %	> 80 %
N amoniacal	20 – 30 %	> 90 %	> 90 %	> 80 %
N total	30 – 50 %	< 20 %	< 20 %	30 – 50 %
P total (largo plazo)	10 – 20 %	10 – 20 %	10 – 20 %	10 – 20 %
Coliformes	2 log ₁₀	2 – 4 log ₁₀	1 – 3 log ₁₀	1 log ₁₀

^a VF de una sola etapa con lecho de arena (0.06 — 4 mm).

3.5.5. Lagunas de estabilización

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento biológico de tipo extensivo que aprovechan procesos naturales como la sedimentación, la degradación microbiana y la fotosíntesis para la remoción de contaminantes presentes en aguas residuales. Según Von Sperling (2007b), constituyen una alternativa eficiente y de bajo costo para el tratamiento de aguas residuales domésticas, especialmente en zonas rurales o comunidades con recursos limitados, gracias a su simplicidad constructiva, bajo requerimiento operativo y buena capacidad de remoción de materia orgánica y patógenos.

Estos sistemas se clasifican en tres tipos principales: lagunas anaerobias, lagunas facultativas y lagunas de maduración. Su disposición en serie permite adaptar el tratamiento a distintos niveles de exigencia, combinando unidades según los objetivos de depuración y la calidad del effluente requerida.

Aunque las lagunas aireadas seguidas de lagunas de sedimentación constituyen una tecnología válida y eficaz para el tratamiento secundario de aguas residuales, su aplicación en sistemas nuevos para contextos rurales como los de MEVIR no se considera adecuada por varias razones.

En primer lugar, las lagunas aireadas requieren un suministro constante de energía eléctrica para operar los equipos de aireación (ya sean difusores sumergidos o aeradores superficiales), lo que representa una dependencia energética significativa y un incremento en los costos operativos. Esta condición es poco compatible con localidades que presentan restricciones en el acceso confiable a la red eléctrica o presupuestos operativos limitados.

En segundo lugar, la instalación, operación y mantenimiento de sistemas de aireación mecánica requieren personal técnico capacitado, así como repuestos y materiales que no siempre están disponibles en el entorno local, lo cual compromete la sostenibilidad a largo plazo del sistema.

Por último, si bien el sistema combinado de laguna aireada más sedimentación puede ofrecer buenos niveles de remoción, su mayor complejidad operativa y costo lo hacen menos apropiado frente a alternativas pasivas como lagunas facultativas o sistemas percoladores, que ofrecen una relación más favorable entre eficiencia, simplicidad y costo en el marco de los criterios de MEVIR.

3.5.5.1 Lagunas facultativas

Las lagunas facultativas son unidades de tratamiento en las que coexisten condiciones aeróbicas y anaeróbicas, lo que permite la combinación de procesos físicos, químicos y biológicos para la remoción de contaminantes. Estas lagunas presentan tres zonas bien diferenciadas: una capa superficial aeróbica, influenciada por el oxígeno atmosférico y la fotosíntesis de algas; una capa intermedia con condiciones parcialmente aeróbicas; y una zona inferior anaeróbica, donde se acumulan los sólidos sedimentados y ocurre la digestión anaerobia.

De acuerdo con Von Sperling (2007b), las lagunas facultativas están diseñadas para recibir aguas residuales sin tratamiento previo o, en algunos casos, con pretratamiento.

Según Mara (2004), el tiempo de retención hidráulica mínimo recomendado para una laguna facultativa es de 4 días (dependiendo de temperatura).

En la Tabla 32 se presentan los rangos típicos de remoción que pueden alcanzarse en estas unidades para distintos parámetros de calidad del agua.

Tabla 32: Eficiencia de remoción típica en una laguna facultativa, según Von Sperling (2007b).

Parámetro	Remoción esperada (%)
DBO ₅	75 – 85
SST	70 – 80
N amoniacal	< 50
N total	< 60
P total	< 35
Coliformes fecales	90 – 99

3.5.5.2 Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración son unidades de tratamiento terciario, cuyo objetivo principal es la reducción de microorganismos patógenos presentes en el efluente. Estas lagunas operan en condiciones completamente aeróbicas y presentan profundidades reducidas, generalmente entre 0,8 y 1,2 metros, para facilitar la penetración de la luz solar y potenciar la actividad fotosintética.

En su interior se generan condiciones ambientales desfavorables para la supervivencia de patógenos, tales como alta radiación ultravioleta, pH y oxígeno disuelto elevados, temperaturas más bajas que en el tracto intestinal humano, escasez de nutrientes y la presencia de organismos depredadores. Por esta razón, las lagunas de maduración constituyen la unidad del sistema con mayor eficiencia en la remoción microbiológica, especialmente de coliformes fecales. Gracias a la acción combinada de la radiación solar, la sedimentación y la fotosíntesis algal, pueden alcanzarse remociones superiores al 99,9 %. (Von Sperling, 2007b).

Estas lagunas pueden configurarse como una serie de unidades o como una única laguna con deflectores internos, con el objetivo de mejorar su eficiencia hidráulica, es decir, favorecer un flujo más cercano al régimen pistón. Esto permite reducir los cortocircuitos y aumentar el tiempo de retención efectivo, optimizando así el rendimiento del tratamiento. Además de su función desinfectante, también contribuyen a la remoción de nutrientes y parásitos. La sedimentación permite una reducción significativa de huevos de helmintos, llegando incluso a la completa ausencia en el efluente. En cuanto al nitrógeno amoniacal, pueden lograrse remociones del 70 al 90 %, mientras que el fósforo total se elimina princi-

palmente por precipitación química a pH elevado. En lagunas con baja carga hidráulica y poca profundidad, esta remoción puede alcanzar entre 60 y 80 %, aunque solo un pequeño porcentaje ,alrededor del 10 %, corresponde a asimilación por biomasa algal (Von Sperling, 2007b).

Tabla 33: Eficiencia de remoción típica en lagunas de maduración, según (Von Sperling, 2007b).

Parámetro	Remoción esperada (%)
Coliformes fecales	99.9 – 99.99
N amoniacal	70 – 90
P total	10

3.5.5.3 Laguna Anaerobia

Las lagunas anaerobias son unidades de tratamiento primario diseñadas para remover una fracción significativa de la carga orgánica mediante procesos biológicos en ausencia total de oxígeno disuelto. Se caracterizan por su elevada profundidad (3 a 5 metros), lo que reduce el ingreso de oxígeno a las capas inferiores y favorece condiciones estrictamente anaerobias. Esta profundidad también permite minimizar el requerimiento de superficie, siendo una alternativa compacta frente a otras tecnologías de lagunas.

La conversión de la materia orgánica en estas unidades se da en dos etapas principales: primero, la hidrólisis y acidogénesis, que transforma los compuestos complejos en ácidos grasos volátiles; y luego la metanogénesis, donde dichos ácidos son convertidos en biogás (principalmente metano y dióxido de carbono). Este biogás escapa a la atmósfera, completando la remoción de carbono desde el medio líquido.

Las lagunas anaerobias no requieren equipos electromecánicos, lo que reduce significativamente los costos de operación. Sin embargo, debido a la producción potencial de olores (H_2S), deben ubicarse lejos de zonas habitadas. También es importante mantener condiciones adecuadas de temperatura (preferentemente superiores a 15 °C) y pH cercano a la neutralidad para asegurar el equilibrio microbiano.

La eficiencia de eliminación de la DBO en estanques anaerobios suele ser del orden del 50 % al 70 %. La DBO effluente sigue siendo alta e implica la necesidad de una unidad de postratamiento. Las unidades posteriores al tratamiento más utilizadas son los estanques

facultativos, que componen el sistema de estanques anaeróbicos seguidos de estanques facultativos. La eliminación de la DBO en el estanque anaerobio proporciona un ahorro sustancial en el área requerida para el estanque facultativo, lo que hace que el requisito total de tierra (estanques anaeróbicos + facultativos) sea de alrededor del 45 % al 70 % del requisito de un estanque facultativo primario (Von Sperling, 2007b).

3.5.6. Reactor UASB

El reactor anaerobio de flujo ascendente (RAFA o UASB, por sus siglas en inglés) es una unidad compacta que trata aguas residuales mediante procesos biológicos en ausencia de oxígeno. El líquido ingresa por la base del reactor y circula hacia arriba, atravesando una capa de lodo compuesta por gránulos microbianos que retienen sólidos y degradan materia orgánica. Estos gránulos, debido a su densidad, permanecen suspendidos pese al flujo ascendente, funcionando como un filtro biológico dinámico.

Durante el tratamiento, los microorganismos convierten los compuestos orgánicos en gases como metano y dióxido de carbono. El movimiento ascendente del biogás agita el lodo de forma natural, evitando el uso de equipos mecánicos de mezcla. En la parte superior del reactor, un sistema de separación permite recolectar el gas, devolver los sólidos al interior y extraer el efluente parcialmente clarificado.

El UASB es eficaz para reducir la carga orgánica de aguas residuales domésticas e industriales, pero requiere condiciones estables de operación, disponibilidad de energía y personal capacitado. Su desempeño depende en gran medida de la formación adecuada del lodo, lo que puede tardar varias semanas. Si bien remueve eficientemente la materia orgánica, no está diseñado para eliminar patógenos ni nutrientes, por lo que suele complementarse con otras etapas de tratamiento.

Según el Tilley et al. (2015), este tipo de reactor puede alcanzar eficiencias de remoción de Demanda Química de Oxígeno (DQO) de entre 80 y 90 %.

3.5.7. Lechos percoladores: filtros de plástico

Los filtros percoladores son sistemas de tratamiento biológico en los que la materia orgánica presente en el agua residual es degradada por microorganismos que se desarrollan adheridos a un medio soporte, generalmente constituido por piedra o plástico. El

efluente se distribuye sobre la parte superior del filtro mediante un sistema rotativo o fijo, y percola lentamente a través del lecho. Durante su paso, la materia orgánica es retenida y transformada por la biopelícula microbiana. La presencia de espacios vacíos entre el material de soporte permite la circulación natural de aire, manteniendo condiciones aerobias esenciales para los procesos de oxidación biológica.

Estos sistemas pueden clasificarse, entre otras formas, según la carga orgánica aplicada. En los filtros de baja tasa, se aplican cargas reducidas de DBO, lo que limita el crecimiento microbiano y favorece la estabilización natural de la biomasa. En estas condiciones, el desprendimiento de biopelícula es intermitente y no se producen acumulaciones significativas, por lo que los requerimientos operativos son bajos. En cambio, los filtros de alta tasa reciben cargas más elevadas, lo que genera una mayor producción de biomasa y demanda una gestión más cuidadosa del sistema, incluyendo recirculación del efluente para mejorar la eficiencia.

La Nota Técnica del Banco Interamericano de Desarrollo (BID) (de Lemos Chernicharo and Ribeiro, 2023) sistematiza las características típicas de diseño utilizadas en América Latina para diferentes configuraciones de filtros percoladores. La Tabla 34 resume estas características para filtros de baja y alta tasa, así como para aquellos utilizados como postratamiento de reactores UASB.

Tabla 34: Características típicas de los principales tipos de filtros percoladores utilizados en América Latina.

Condiciones de operación	Baja tasa	Alta tasa	Postratamiento UASB
Tipo de medio de soporte	Piedra	Plástico	Piedra
Profundidad (m)	1,8 – 2,5	3,0 – 12,0	2,0 – 3,0
Carga hidráulica ($\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}$)	1,0 – 4,0	10 – 75	15 – 18
Carga orgánica ($\text{kg DBO}/\text{m}^3\cdot\text{día}$)	0,1 – 0,4	0,6 – 3,2	0,5 – 1,0
Recirculación	Mínima	Siempre	No necesaria ^a
Presencia de moscas	Muchas	Pocas	Variable
Desprendimiento de biopelícula	Intermitente	Continuo	Continuo
Remoción de DBO (%)	80 – 85 ^b	60 – 90 ^b	55 – 65
Nitrificación esperada	Intensa	Variable	Limitada

^a Para efluentes de reactores anaerobios, la recirculación suele no ser necesaria.

^b Valores típicos cuando el filtro se alimenta con efluentes de sedimentadores primarios.

A continuación, se presenta la Tabla 35, donde se resumen los rangos típicos de re-

moción de contaminantes alcanzables para filtros percoladores de baja y alta tasa. Estos valores representan desempeños esperados bajo condiciones de diseño y operación adecuadas.

Tabla 35: Eficiencia de remoción típica en filtros percoladores de baja y alta tasa.

Parámetro	Baja tasa	Alta tasa
DBO ₅	85 – 93 %	80 – 90 %
SST	87 – 93 %	87 – 93 %
Coliformes fecales	1 – 2 log	1 – 2 log
Amoníaco	65 – 85 %	<50 %
Nitrógeno total	<60 %	<60 %
Fósforo total	<35 %	<35 %

3.5.8. Desinfección con cloro

La desinfección con cloro se aplica habitualmente como un proceso unitario separado, llevado a cabo en el reactor específicamente diseñados para este fin. El objetivo principal es maximizar el contacto entre el agente desinfectante (generalmente hipoclorito de sodio en instalaciones de pequeño porte u otro compuesto clorado) y el efluente tratado, a fin de lograr una remoción efectiva de microorganismos patógenos (Metcalf et al., 2014).

Uno de los factores clave en la eficiencia del proceso es justamente el tiempo de contacto, definido como el período durante el cual el cloro permanece en contacto con el efluente antes de su descarga o reúso. En general, a mayor tiempo de contacto (manteniendo constante la concentración del desinfectante), mayor será la inactivación de los microorganismos presentes.

3.6. Propuesta de solución modular para el tratamiento y reúso de aguas residuales

3.6.1. Introducción

El Decreto 226/025, incorpora de manera explícita la promoción del reúso de aguas tratadas. En este marco, la aplicación del reúso resulta especialmente pertinente para los sistemas de tratamiento de MEVIR, muchos de los cuales se localizan en zonas de

cuchillas altas o áreas ambientalmente sensibles, donde el efluente tratado suele conformar cuerpos de agua propios, sin un curso receptor natural definido. En tales casos, la posibilidad de destinar el efluente a usos controlados de reúso, como el riego de áreas verdes o la forestación asociada a la planta, se ajusta a los lineamientos del nuevo decreto. Esta alternativa permite reducir las descargas superficiales, optimizar el aprovechamiento del recurso hídrico y fortalecer la sostenibilidad ambiental de las infraestructuras de saneamiento rural.

Frente a la necesidad de mejorar la calidad del tratamiento de aguas residuales en soluciones habitacionales de MEVIR, se propone un enfoque modular que permita la adaptación progresiva de los sistemas existentes o la implementación eficiente en nuevos proyectos. Esta estrategia responde a la variabilidad de condiciones locales, en términos de población, disponibilidad de espacio, capacidades técnicas y requerimientos de calidad del efluente según el tipo de reúso, y permite ajustar la infraestructura de forma escalonada, según la necesidad concreta de cada localidad.

El enfoque modular contempla una estructura en etapas (módulos), cada una con una función específica en el tratamiento, que puede ser incorporada o descartada dependiendo del nivel de tratamiento requerido. Este enfoque resulta adecuado para contextos rurales, donde la limitada capacidad técnica y económica dificulta la implementación de sistemas de tratamiento complejos. Además, en muchas de estas zonas, las cuencas hidrográficas son pequeñas y los posibles cursos de agua receptores de agua presentan caudales bajos o intermitentes, lo que restringe significativamente las posibilidades de vertido seguro. En este escenario, el reúso del efluente tratado no solo permite valorizar el recurso hídrico, sino que puede representar una alternativa más viable y sostenible que la construcción de emisarios largos o costosos hacia cuerpos receptores más apropiados.

En este marco, se trabajará con dos escenarios diferenciados: uno correspondiente a los conjuntos habitacionales MEVIR ya existentes, y otro para futuros proyectos. En el primer caso, se parte de los sistemas actualmente instalados, sobre los cuales se propone incorporar módulos complementarios de tratamiento. En el segundo escenario, correspondiente a MEVIR nuevos, se considerarán alternativas completas de tratamiento, contemplando desde el inicio las exigencias de calidad del efluente según el tipo de reúso. Cabe destacar que la solución seleccionada para el escenario de MEVIR actual se incluirá como una de

las alternativas posibles dentro del análisis para nuevos conjuntos. Para ambos casos, las alternativas serán evaluadas mediante un análisis multicriterio, que permitirá seleccionar la opción más adecuada considerando criterios técnicos, ambientales y de costos.

3.6.2. Descripción de cada modulo

A continuación, se describen los cuatro módulos planteados como componentes del esquema completo de tratamiento propuesto, cada uno correspondiente a una etapa específica del proceso. El módulo 0 abarca el tratamiento primario del efluente, orientado a la remoción inicial de sólidos sedimentables y parte de la carga orgánica. El módulo 1 comprende el tratamiento secundario, enfocado en la remoción de materia orgánica del efluente pretratado. El módulo 2 se destina al tratamiento terciario o pulimento, con el objetivo de mejorar la calidad del efluente en términos de sólidos, materia orgánica, nutrientes y patógenos. Finalmente, el módulo 3 corresponde a la etapa de desinfección, dirigida a asegurar la inocuidad microbiológica del efluente tratado, con objetivo en reúso.

Módulo 0: Tratamiento primario

Este módulo corresponde al tratamiento primario de las aguas residuales, y constituye la primera etapa del esquema propuesto. Su función principal es separar los sólidos sedimentables y estabilizar parcialmente la materia orgánica presente en el efluente bruto, logrando una remoción significativa de SST y una reducción moderada de la DBO.

La tecnología adoptada para este módulo es la fosa séptica, en sus variantes individuales (una por vivienda) o colectivas (una por conjunto habitacional). Actualmente, MEVIR implementa este tipo de solución en la mayoría de sus conjuntos habitacionales, debido a su robustez, simplicidad y bajo requerimiento operativo. Las fosas sépticas no requieren suministro eléctrico ni personal especializado para su funcionamiento, lo que las hace especialmente adecuadas para contextos rurales con limitaciones técnicas, económicas y de acceso.

En línea con estos criterios de sostenibilidad operativa y adecuación tecnológica, se propone mantener la fosa séptica como Módulo 0 obligatorio en todos los esquemas analizados, tanto en proyectos nuevos (Escenario 2) como en intervenciones sobre conjuntos existentes (Escenario 1).

Si bien tanto el sedimentador primario como el reactor anaerobio de flujo ascendente (UASB) son tecnologías reconocidas de tratamiento primario y se incluyen en el capítulo correspondiente por su relevancia técnica, en el marco de este anteproyecto no se consideran viables para su implementación en el contexto específico de los conjuntos habitacionales de MEVIR.

En el caso del sedimentador primario, a pesar de su sencillez constructiva y buena eficiencia en la remoción de sólidos suspendidos, presenta desventajas importantes como la necesidad de remoción frecuente de lodos, la generación de espuma y efluente que requieren tratamiento posterior, y el riesgo de cortocircuitos hidráulicos que comprometen su rendimiento si no se asegura una operación cuidadosa.

El reactor UASB, por su parte, ofrece una alta remoción de DBO y baja producción de lodos, pero exige condiciones técnicas y operativas que resultan poco compatibles con contextos rurales. Entre sus limitaciones destacan la necesidad de personal capacitado para su operación y mantenimiento, un diseño hidráulico preciso para equilibrar velocidades de flujo ascendente y sedimentación, un período de arranque prolongado, requerimientos constantes de energía eléctrica, y la disponibilidad de repuestos y materiales no siempre accesibles localmente. Estas condiciones lo vuelven menos adecuado que la fosa séptica en términos de simplicidad, robustez y sostenibilidad operativa, por lo que se opta por no incluirlo entre las alternativas analizadas en detalle.

Módulo 1: Tratamiento secundario

El Módulo 1 corresponde a la etapa de tratamiento secundario, encargada de depurar el efluente pretratado en la fosa séptica mediante la remoción adicional de materia orgánica, sólidos suspendidos y patógenos. Esta etapa permite una reducción significativa de la carga contaminante del efluente, y constituye la base para alcanzar los niveles de calidad requeridos según el destino final.

La selección de tecnologías para esta etapa se basa en criterios de robustez, eficiencia y simplicidad operativa. Dado que los conjuntos habitacionales rurales presentan limitaciones en términos de operación, mantenimiento y recursos técnicos, se priorizan soluciones que funcionen en régimen estable, con bajo requerimiento de personal especializado y sin necesidad de insumos energéticos o mecánicos complejos.

En función de estos criterios, se consideran dos alternativas principales para el tratamiento secundario:

- **Lagunas de estabilización:** representan una solución caracterizada por su simplicidad constructiva, alta tolerancia a variaciones de carga y bajo requerimiento de mantenimiento. Las lagunas facultativas, utilizadas como única unidad, permiten una remoción eficiente de materia orgánica y sólidos suspendidos. Cuando se combinan con lagunas de maduración o un proceso de desinfección (por ejemplo, cloración), el sistema puede alcanzar también una reducción significativa de microorganismos patógenos.
- **Lechos percoladores de alta tasa con medio plástico:** constituyen una alternativa compacta que permite optimizar el uso del terreno, manteniendo una elevada eficiencia de tratamiento. El empleo de material plástico con alta superficie específica favorece el desarrollo de biopelícula activa y el contacto efectivo con el sustrato. Se trata de un sistema de operación sencilla, con mínima supervisión, que puede implementarse con materiales disponibles localmente.

Ambas alternativas son compatibles con entornos de baja densidad y limitada infraestructura, y su comparación permitirá identificar cuál de ellas ofrece un mejor desempeño integral en función de los objetivos del tratamiento, las condiciones locales y los criterios evaluados en el análisis multicriterio.

Cabe mencionar que, si bien las lagunas anaerobias constituyen una tecnología habitualmente empleada en combinación con lagunas facultativas para reducir el área total requerida, en este proyecto no se consideran como parte de las alternativas evaluadas. Esto se debe a que, dadas las características del terreno disponible en la localidad analizada, el área no representa una restricción significativa para la implantación del sistema. Además, la incorporación de una laguna anaerobia implica una mayor complejidad en la gestión de lodos, así como un potencial incremento en la generación de olores si no se realiza un diseño adecuado. En función de estos aspectos, y considerando la prioridad otorgada a soluciones simples, robustas y de bajo mantenimiento, se opta por no incluir esta opción dentro del esquema propuesto.

Módulo 2: Tratamiento terciario

Este módulo cumple la función de tratamiento terciario o pulimento del efluente proveniente del Módulo 1, con énfasis en la reducción de sólidos SST, DBO, nutrientes y organismos patógenos, con el objetivo de adecuar el efluente tratado a los requisitos normativos y a las exigencias del destino final propuesto.

Para esta etapa se propone el uso de humedales construidos de flujo subsuperficial, tanto horizontales como verticales, por su capacidad de combinar procesos físicos, químicos y biológicos de depuración y bajo mantenimiento.

Además de su eficacia en la remoción de materia orgánica y sólidos, los humedales contribuyen a una reducción adicional de nutrientes, coliformes y otros patógenos, reforzando la calidad microbiológica del efluente tratado. Su diseño modular permite adaptarlos a distintas escalas y configuraciones, integrándose de forma flexible a sistemas preexistentes o nuevos.

Módulo 3: Desinfección

El Módulo 3 está orientado a la eliminación o inactivación de microorganismos patógenos mediante procesos de desinfección, especialmente en situaciones donde el destino del efluente tratado implique cierto grado de exposición humana o se deba cumplir con normativas sanitarias estrictas. Esta etapa resulta fundamental para aplicaciones de reúso, como el riego de cultivos no comestibles, áreas verdes o forestación, donde se exige la reducción significativa de coliformes fecales u otros indicadores microbiológicos.

En este módulo se adopta como tecnología la cloración con hipoclorito de sodio, por tratarse de un método ampliamente utilizado, accesible y efectivo para pequeñas comunidades. La elección se fundamenta, además, en el cumplimiento de los requerimientos establecidos por la normativa seleccionada para reúso, que exige la presencia de cloro residual libre y la eliminación completa de coliformes fecales (nivel no detectable).

3.7. Parámetros de diseño y caracterización del efluente bruto

3.7.1. Parámetros generales

Se establecen a continuación los criterios técnicos que orientan el dimensionamiento del sistema de tratamiento a desarrollar, considerando las condiciones ambientales del entorno, así como los objetivos de calidad exigidos para el efluente tratado en función de su destino final.

Para el diseño se adopta una población de referencia de 75 habitantes, correspondiente a un conjunto de 25 viviendas con una ocupación media de 3 habitantes por vivienda.

La [Tabla 36](#) resume los parámetros generales adoptados para el cálculo del sistema, incluyendo la dotación unitaria, el coeficiente de retorno y el caudal medio diario de diseño resultante. Estos valores constituyen la base para el dimensionamiento hidráulico y funcional de cada componente del tratamiento.

Tabla 36: Parámetros generales de diseño adoptados.

Concepto	Unidad	Valor
Dotación unitaria	L/hab/día	150
Coeficiente de retorno	%	90
Caudal medio diario de aguas residuales	m ³ /día	10,1

Cabe señalar que, en base a los resultados del proyecto conjunto FING-BID-MEVIR, las dotaciones efectivas por vivienda pocas veces superaron los 300 L/día, lo cual implicaría caudales de aguas residuales menores para viviendas de tres personas. Esto sugiere que los valores adoptados para el presente dimensionamiento podrían estar sobredimensionados respecto a la realidad observada en muchos conjuntos habitacionales de MEVIR. Si bien este enfoque garantiza márgenes de seguridad operativa, en una eventual fase de ajuste o implementación del sistema se pueden reevaluar estos supuestos con datos reales de consumo y generación de efluentes, con el objetivo de optimizar costos de inversión y operación.

3.7.2. Condiciones de entrada – Caracterización del efluente bruto

Para el dimensionamiento de las unidades de tratamiento, se definen condiciones de entrada representativas del efluente bruto, basadas en valores típicos de aguas residuales

domésticas sin tratamiento previo Tchobanoglous et al. (2013). Estos valores permiten establecer un punto de partida coherente para el diseño, y son comparables con los límites establecidos en el Decreto 226/025.

En la Tabla 37 se presentan los parámetros seleccionados, incluyendo materia orgánica, sólidos, nutrientes, patógenos y otras variables relevantes que caracterizan la carga contaminante del efluente a tratar.

Tabla 37: Parámetros representativos del efluente bruto

Parámetro	Unidad	Valor
DBO	mg/L	200
SST	mg/L	220
Coliformes fecales	UFC/100mL	10 ⁷
Nitrógeno total	mg/L	45
N amoniacal	mg/L	35
Fósforo total	mg/L	10
Aceites y grasas	mg/L	100
pH	–	7

3.7.3. Condiciones ambientales locales

Las condiciones climáticas locales influyen directamente en el comportamiento de los procesos biológicos involucrados en el tratamiento de aguas residuales, especialmente en tecnologías de tipo extensivo como lagunas y humedales. En particular, la temperatura del agua impacta sobre la tasa de crecimiento microbiano, la actividad enzimática y la eficiencia general de remoción de materia orgánica y nutrientes.

Para efectos de diseño, se adopta como referencia la temperatura media del aire durante el mes más frío en Uruguay (Julio), la cual es de aproximadamente 12°C (Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET), 2010). Este valor se asume también como temperatura media del agua y se emplea en los cálculos de eficiencia de los procesos biológicos, siguiendo un criterio de diseño conservador que garantiza el desempeño del sistema bajo condiciones climáticas menos favorables.

3.7.4. Objetivos de calidad del efluente tratado

Para establecer los criterios de diseño del sistema de tratamiento, se adoptan como referencia los parámetros de calidad definidos por la United States Environmental Protection

Agency (2012) para aplicaciones de reúso urbano con acceso público no restringido y reúso agrícola con contacto directo. Estos estándares aseguran un nivel elevado de protección sanitaria y ambiental, y son aplicables a situaciones donde el efluente tratado podría estar en contacto con personas o cultivos.

La Tabla 38 resume los parámetros objetivo que guían el diseño, incluyendo límites para coliformes fecales, turbidez, DBO, cloro residual libre y pH, así como las condiciones operativas asociadas.

Tabla 38: Parámetros objetivo de calidad del efluente para reúso urbano con acceso público no restringido o agrícola con contacto directo

Parámetro	Unidad	Límite permitido
Coliformes fecales ^a	UFC/100 mL	No detectables
SST	mg/L	≤ 5
DBO ₅	mg/L	≤ 10
Cloro residual libre ^b	mg/L	$\geq 1,0$
pH	–	6,0 – 9,0

^a Se permite hasta 2 NMP/100 mL en el 90 % de las muestras en algunos lineamientos.

^b Requiere tiempo de contacto adecuado antes de la distribución.

Todos los diseños presentados en las secciones siguientes han sido desarrollados considerando tanto las condiciones de entrada previamente definidas como estos objetivos de calidad para el efluente tratado.

3.8. Metodología para selección de alternativa

3.8.1. Descripción de la metodología

La toma de decisiones complejas en proyectos técnicos suele implicar la comparación de alternativas que difieren en múltiples criterios, a menudo conflictivos o difíciles de cuantificar. En este contexto, el análisis de alternativas permite evaluar opciones considerando simultáneamente aspectos técnicos, ambientales, económicos y sociales. Para abordar esta complejidad y gestionar la incertidumbre inherente, se recurre a metodologías de apoyo como la Análisis Multicriterio de Decisiones (MCDA), que facilitan una evaluación estructurada y transparente de las distintas opciones disponibles (Malloy et al., 2017).

El MCDA proporciona un marco analítico que combina información cuantitativa con juicios de valor, permitiendo integrar múltiples criterios en un proceso de decisión consis-

tente y reproducible. Su aplicación incluye tres etapas fundamentales: la estructuración del problema, la modelación de preferencias y la comparación de alternativas, conduciendo a una síntesis orientada a la toma de decisiones fundamentadas (Belton and Stewart, 2002).

Dentro de las metodologías de MCDA, el Proceso Analítico Jerárquico (AHP), desarrollado por Thomas L. Saaty, destaca por su capacidad para abordar decisiones complejas mediante un proceso sistemático y estructurado. Su enfoque jerárquico permite descomponer el problema en niveles sucesivos, objetivo, criterios, subcriterios y alternativas, y facilita la comparación entre variables tanto cuantitativas como cualitativas mediante juicios expertos expresados en comparaciones por pares (Saaty, 2008).

Una de sus principales fortalezas es la posibilidad de asignar prioridades relativas entre los elementos del análisis. Esto se realiza a través de matrices de comparación por pares, cuyos resultados se validan mediante un índice de consistencia, lo que garantiza coherencia interna en los juicios emitidos. El uso del AHP en este trabajo se justifica por su flexibilidad, facilidad de aplicación y amplia validación en casos reales, lo que permite no solo priorizar alternativas, sino también identificar con claridad la importancia relativa de los criterios involucrados (Saaty, 2008).

La aplicación del método sigue una secuencia lógica de pasos:

1. Definición del problema y del objetivo de decisión.

El proceso comienza con la formulación clara del problema a resolver y el establecimiento del objetivo general. Esta etapa incluye delimitar el alcance del análisis, identificar las restricciones, actores involucrados y contexto específico. Descomponer el problema en sus componentes esenciales permite abordarlo de forma estructurada y facilita la incorporación de múltiples perspectivas.

2. Estructuración jerárquica del problema.

Una vez definido el objetivo, se organiza el problema en una jerarquía de al menos tres niveles: el objetivo en la cúspide, seguido de los criterios (y eventualmente subcriterios) que influyen en su cumplimiento, y finalmente las alternativas de decisión en el

nivel inferior. Esta representación jerárquica permite ordenar la información y facilita las comparaciones posteriores entre elementos que pueden ser heterogéneos.

3. Comparaciones por pares y juicio de preferencias.

El último paso consiste en comparar por pares los elementos de un mismo nivel jerárquico, en relación con un elemento del nivel superior. Estas comparaciones permiten capturar las preferencias relativas de los decisores de forma más intuitiva que asignando valores absolutos. Saaty propone una escala de importancia relativa del 1 al 9 (ver Tabla 39), donde el valor 1 indica igualdad de importancia y valores crecientes reflejan mayor preferencia por un elemento sobre otro. Este enfoque facilita la consistencia y trazabilidad de los juicios emitidos.

Tabla 39: Escala fundamental del AHP según Saaty (1980)

Valor	Interpretación
1	Igual importancia entre ambos elementos
3	Importancia moderada de un elemento sobre otro
5	Importancia fuerte de un elemento sobre otro
7	Importancia muy fuerte de un elemento sobre otro
9	Importancia absoluta de un elemento sobre otro
2, 4, 6, 8	Valores intermedios entre los anteriores, usados cuando se necesita matizar el juicio
$1/a_{ij}$	Relación recíproca: si i se prefiere a j con valor a_{ij} , entonces $a_{ji} = 1/a_{ij}$

Una vez construidas las matrices de comparaciones por pares para cada conjunto de elementos (criterios, subcriterios o alternativas), se calcula un vector de prioridades relativas que representa la importancia de cada elemento respecto a su superior jerárquico. Este vector se obtiene a partir del vector propio correspondiente al mayor valor propio ($\lambda_{\text{máx}}$) de la matriz, lo que permite reflejar de manera matemática los juicios expresados por los decisores.

Para asegurar la coherencia de estos juicios, el método incluye una verificación mediante el índice de consistencia (CI), que se compara con un valor de referencia conocido como índice aleatorio (RI). La razón de consistencia (CR) resulta del cociente entre ambos. Si CR es menor a 0,1, se considera que los juicios son suficientemente coherentes; de lo contrario, se recomienda revisar las comparaciones.

Una vez determinados los vectores de prioridad para todos los niveles de la jerarquía, se realiza la síntesis global. Este proceso consiste en combinar jerárquicamente los pesos de cada elemento con los de su nivel superior, obteniendo así los pesos globales de las alternativas respecto al objetivo general del problema.

3.8.2. Criterios

Con el objetivo de orientar la selección del sistema de tratamiento de efluentes más adecuado para fines de reúso, se definieron dos criterios generales de evaluación: Costos y Técnico-Ambientales. La ponderación de estos criterios se presenta en la [Tabla 40](#), donde se prioriza el criterio Costos por la necesidad de garantizar la viabilidad económica del sistema propuesto. Asegurar que la tecnología sea accesible desde el punto de vista económico permite no solo su ejecución inicial, sino también su operación y mantenimiento sostenibles en el tiempo, considerando recursos técnicos y financieros limitados.

Tabla 40: Pesos relativos asignados a cada criterio general

Criterio	Peso relativo
Costos	67 %
Técnico-Ambientales	33 %

Costos

Este criterio permite evaluar tanto la inversión inicial de cada alternativa como su sostenibilidad operativa en el mediano y largo plazo. Dentro de este criterio se consideraron tres subcriterios específicos:

- **Costos de implantación:** incluyen todos los gastos asociados a la construcción e instalación del sistema. Comprenden la obra civil (movimiento de suelos, estructuras, canalizaciones), la adquisición de materiales y equipos (tuberías, bombas, medios filtrantes, etc.), y la mano de obra necesaria para su ejecución.
- **Costos de operación y mantenimiento:** abarcan los gastos requeridos para garantizar el funcionamiento continuo y eficiente del sistema a lo largo del tiempo. Incluyen el consumo de insumos (energía, productos químicos, repuestos), tareas rutinarias (control, limpieza, extracción de lodos, etc.), y eventuales acciones correctivas ante fallas o deterioros.

- **Costos asociados al uso de superficie:** refieren al costo del terreno requerido para la instalación del sistema. Este subcriterio considera el área en planta que ocupa cada alternativa, reconociendo que una mayor ocupación del suelo puede implicar mayores costos de adquisición, cesión o uso del terreno.

Dentro del criterio Costos, el subcriterio más relevante es la implantación, ya que determina la viabilidad técnica de ejecutar la obra en terrenos con restricciones físicas o de acceso. Le sigue el uso de superficie, debido al valor y disponibilidad limitada de espacio en predios compartidos. Finalmente, la operación y mantenimiento recibe un peso menor, dado que se priorizan tecnologías simples y robustas, acordes a la estrategia de MEVIR.

Técnico-Ambientales

El criterio Técnico-Ambientales busca evaluar de forma conjunta los aspectos de funcionamiento, de diseño y de impacto ambiental asociados a cada alternativa de tratamiento. En contextos rurales como los abordados por MEVIR, donde los sistemas se insertan en cercanía a las viviendas y los recursos técnicos son limitados, resulta fundamental considerar no solo la eficiencia del tratamiento, sino también su viabilidad operativa y las posibles externalidades ambientales.

Este criterio permite analizar tanto el comportamiento técnico del sistema (su capacidad para adaptarse, mantenerse operativo y responder ante condiciones adversas), como sus efectos sobre la calidad del entorno, la salud pública y la aceptación por parte de la comunidad. Los subcriterios considerados son:

- **Remoción de nutrientes:** evalúa la capacidad de cada tecnología para reducir las concentraciones de nitrógeno y fósforo, compuestos clave en la generación de procesos de eutrofización en cuerpos de agua. Considerar este subcriterio permite analizar el desempeño ambiental del sistema en relación con el cumplimiento de los límites establecidos por el Decreto 226/025 y sus modificativos para el vertido de efluentes tratados.
- **Riesgo de generación de olores:** considera el potencial del sistema para emitir olores desagradables, especialmente relevantes en zonas donde el tratamiento se ubica próximo a viviendas.

- **Atracción de vectores sanitarios:** evalúa el riesgo de proliferación de mosquitos, moscas u otros vectores, generalmente asociado a zonas con agua estancada.
- **Adaptabilidad climática:** analiza la capacidad del sistema para mantener su funcionamiento frente a condiciones climáticas adversas, como lluvias intensas, sequías prolongadas o variaciones térmicas.
- **Simplicidad operativa:** evalúa qué tan fácil resulta operar el sistema en condiciones rurales, considerando aspectos como la necesidad de supervisión frecuente, controles, ajustes técnicos y el nivel de capacitación requerido.
- **Puesta en marcha:** se refiere al período necesario desde la instalación del sistema hasta que alcanza un funcionamiento estable y eficaz.

La remoción de nutrientes se considera el subcriterio más relevante debido a su implicancia en el cumplimiento de los estándares de vertido establecidos por el Decreto 226/025. Si bien el objetivo principal del sistema es el reúso, considerar este aspecto garantiza el cumplimiento normativo en caso de descargas eventuales.

En segundo lugar, se valora la simplicidad operativa, por su contribución a la gestión local y a la sostenibilidad del sistema sin requerir personal especializado.

La adaptabilidad climática ocupa el tercer lugar, dado que una buena respuesta ante variaciones meteorológicas mejora la estabilidad del tratamiento, aunque su impacto es más gradual.

El riesgo de olores y vectores se considera menos crítico, pero relevante para la aceptación social del sistema.

Por último, la puesta en marcha recibe menor peso, ya que se trata de una condición transitoria que no compromete el funcionamiento a largo plazo.

Pesos relativos de los subcriterios

A continuación, se determinan los pesos relativos de los subcriterios, a partir de las comparaciones por pares realizadas según el orden de prioridad establecido (ver [Anexo 1](#)). Los resultados se presentan en la [Tabla 41](#).

Tabla 41: Pesos relativos asignados a cada subcriterio.

Costos	
Subcriterio	Peso relativo
Implantación	53 %
Operación y mantenimiento	14 %
Costos asociados a superficie	33 %
Técnico-Ambientales	
Subcriterio	Peso relativo
Remoción de Nutrientes	47 %
Riesgo de olores	7 %
Vectores sanitarios	5 %
Adaptabilidad climática	12 %
Simplicidad operativa	25 %
Puesta en marcha	3 %

3.9. Escenario 1: Conjunto MEVIR existente

Este escenario contempla la situación de conjuntos habitacionales ya construidos por MEVIR, que actualmente disponen de sistemas de tratamiento primario mediante fosa séptica, seguidos por una laguna facultativa y dos lagunas de maduración. En estos casos, se busca evaluar y proponer soluciones que mejoren el desempeño del sistema existente y/o permitan su adaptación a nuevas condiciones de reúso.

Se seleccionan dos alternativas, cuya diferencia principal radica en el tipo de humedal utilizado en el Módulo 2:

- **Alternativa 1:** compuesta por una fosa séptica colectiva (Módulo 0), seguida del sistema de lagunas actualmente presente, una laguna facultativa y dos de maduración en serie (Módulo 1), un humedal de flujo subsuperficial vertical (Módulo 2), y finalmente un tanque de cloración como unidad de desinfección (Módulo 3).
- **Alternativa 2:** idéntica en su configuración inicial (Módulos 0 y 1), pero con la incorporación de un humedal de flujo subsuperficial horizontal en el Módulo 2, manteniéndose la desinfección mediante cloración en el Módulo 3.

A continuación, se presentan para cada alternativa las eficiencias de remoción por

módulo, la calidad del efluente alcanzada y las dimensiones características de cada unidad de tratamiento.

En el [Anexo 1](#) se detallan todos los cálculos realizados para el análisis y la comparación de las alternativas de gestión de efluentes. Se incluyen los criterios técnicos y normativos considerados, así como la aplicación del método AHP adecuada según los objetivos del proyecto.

3.9.1. Módulo 0

El tratamiento primario en ambas alternativas se basa en la utilización de una fosa séptica. Para estimar las concentraciones de salida de los distintos parámetros, se adoptan eficiencias de remoción teóricas mínimas, seleccionadas a partir de valores típicos documentados en la literatura técnica (ver [Subsubsección 3.5.2](#)).

Como resultado, se obtienen las siguientes concentraciones esperadas en el efluente a la salida del tratamiento primario:

Tabla 42: Parámetros del efluente de la fosa séptica.

Parámetro	Unidad	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	30	<145
SST	mg/L	60	<90
Coliformes fecales	UFC/100 mL	50	$\leq 5,0 \times 10^6$
N amoniacal	mg/L	–	<40
Fósforo total	mg/L	15	<10
Aceites y grasas	mg/L	70	≤ 30
pH	–	–	7

Fuente: Elaboración propia en base a valores típicos de remoción.

Para esta etapa se contemplan dos configuraciones posibles: una fosa séptica individual por vivienda o una fosa séptica colectiva que atienda a todo el conjunto habitacional. Las dimensiones principales de cada alternativa se calculan conforme a los lineamientos establecidos en la norma brasileña ABNT NBR 17076:2024, y se resumen en la [Tabla 43](#).

Tabla 43: Dimensiones principales del tanque séptico según el tipo de sistema

Parámetro	Unidad	Individual	Colectivo
Volumen útil	m ³	1,7	13,9
Profundidad	m	1,2	1,8
Área en planta	m ²	1,4	7,7

3.9.2. Módulo 1

El sistema de tratamiento incluye una laguna facultativa (tratamiento secundario) seguida por dos lagunas de maduración dispuestas en serie (tratamiento terciario), ubicadas inmediatamente después del Módulo 0. A partir de este esquema secuencial, se estiman las remociones teóricas de los parámetros indicados en la [Tabla 106](#), considerando el aporte individual de cada unidad.

Para el cálculo de las eficiencias de remoción, se toma la relación longitudinal utilizada habitualmente por MEVIR, asumiendo una relación largo/ancho de 3:1 en la laguna facultativa, lo que permite considerar un régimen de flujo disperso. En el caso de las lagunas de maduración, se adopta una relación 2:1, correspondiente a un comportamiento de mezcla completa. Estas condiciones geométricas inciden directamente en la selección del modelo de remoción y en la estimación de los parámetros de salida en cada etapa del tratamiento.

A continuación, se presenta la [Tabla 44](#), donde se detalla la evolución esperada de los principales parámetros de calidad del efluente a lo largo del sistema de tratamiento, desde la salida de la fosa séptica hasta el egreso de la última laguna de maduración.

Tabla 44: Evolución de los parámetros a lo largo del sistema de lagunas.

Parámetro	Unidad	Facultativa		Maduración	
		Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	70	≤ 45	–	≤ 45
SST	mg/L	50	≤ 45	–	≤ 45
CF	UFC/100mL	69	≤ 2×10 ⁶	81	≤ 3 ×10 ⁵
N amoniacal	mg/L	11	≤ 35	–	≤ 35
P	mg/L	10 ^a	≤ 10	0	≤ 10
AyG	mg/L	–	≤ 30	–	≤ 30
pH	–	–	7	–	8

^a Valor de remoción teórico conservador presentado en [Von Sperling \(2007b\)](#).

La [Tabla 45](#) presenta las dimensiones principales de cada una de las unidades que componen el sistema de lagunas. Los cálculos fueron realizados siguiendo las recomendaciones de diseño propuestas por [Von Sperling \(2007b\)](#), utilizando como criterios base tanto la carga orgánica superficial aplicada en la laguna facultativa como los tiempos de retención hidráulica recomendados para cada tipo de unidad.

Tabla 45: Dimensiones principales de cada laguna.

Parámetro	Unidad	Laguna	
		Facultativa	Maduración
Volumen útil	m ³	165	73
Profundidad	m	1,2	1,2
Área en planta	m ²	213	104
Cantidad de lagunas	u	1	2

3.9.3. Módulo 2

Para el diseño y el cálculo de las eficiencias de remoción de los humedales, se toman como punto de partida las concentraciones del efluente generado por el sistema de lagunas. A partir de estos valores, se desarrolla un diseño preliminar para cada tipo de humedal, de acuerdo con la alternativa considerada: flujo subsuperficial vertical en la Alternativa 1, y flujo subsuperficial horizontal en la Alternativa 2.

En la [Tabla 46](#) se presentan los parámetros esperados del efluente tratado en el humedal, así como las eficiencias de remoción estimadas para cada alternativa, en función del tipo de sistema adoptado. Las eficiencias consideradas corresponden a valores teóricos recomendados por [Andreoli et al. \(2007\)](#), seleccionados con criterio conservador para situarse del lado de la seguridad en el diseño.

Tabla 46: Parámetros del efluente para cada alternativa, a la salida del Módulo 2.

Parámetro	Unidad	Alternativa 1		Alternativa 2	
		Humedal vertical		Humedal horizontal	
		Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	90	≤ 5	90	≤ 5
SST	mg/L	90	≤ 5	89	≤ 5
CF	UFC/100mL	99	≤ 2500	99	≤ 2500
N amoniacal	mg/L	90	≤ 5	12	≤ 30
P	mg/L	10	≤ 10	10	≤ 10
AyG	mg/L	–	≤ 30	–	≤ 30
pH	–	–	8	–	8

En la [Tabla 47](#) se presentan las dimensiones características definidas para cada tipo de humedal considerado. En el caso del humedal de flujo vertical, el área se calcula a partir de la tasa de carga hidráulica mínima permitida, mientras que para el humedal de flujo horizontal el diseño se basa en la concentración objetivo de DBO en el efluente.

Tabla 47: Dimensiones principales para cada alternativa.

Parámetro	Unidad	Humedal	
		Vertical	Horizontal
Profundidad	m	0,5	0,5
Área en planta	m ²	155	363

3.9.4. Módulo 3

En el Módulo 3, correspondiente a la etapa de desinfección, se emplea la cloración con hipoclorito de sodio como tecnología base con el objetivo de obtener coliformes no detectables como se especifica en la [Tabla 21](#) para riego de espacios públicos con contacto directo y [Tabla 22](#) para cultivos crudos con contacto directo.

En la [Tabla 48](#) se presentan los valores de remoción de coliformes fecales obtenidos para cada alternativa, así como las concentraciones finales del efluente tratado.

La cantidad de cloro a aplicar se calcula a partir del modelo cinético de Chick-Watson, que relaciona la concentración del desinfectante, el tiempo de contacto y la eficiencia de remoción bacteriana mediante el coeficiente de letalidad específica Λ . Este parámetro depende de variables como la temperatura, el pH, el tipo de microorganismo y el desinfectante utilizado [Metcalf et al. \(2014\)](#).

Tabla 48: Parámetros del efluente final para cada alternativa.

Parámetro	Unidad	Alternativa 1		Alternativa 2	
		Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	-	<5	-	<5
SST	mg/L	-	<5	-	≤5
CF	UFC/100mL	99,977	≈ 0	99,977	≈ 0
NH ₃ -N	mg/L	-	<5	-	<30
P	mg/L	-	<10	-	<10
AyG	mg/L	-	≤30	-	≤30
pH	-	-	8	-	8

Los principales parámetros asociados al diseño del módulo de desinfección se resumen en la [Tabla 49](#). Estos valores se calculan siguiendo la metodología propuesta por [Metcalf et al. \(2014\)](#), considerando los tiempos de contacto requeridos y las concentraciones de cloro necesarias para garantizar la inactivación microbiológica del efluente tratado. Ambas alternativas comparten los mismos parámetros de diseño para la etapa de desinfección, dado que la concentración de coliformes a la entrada del módulo es idéntica en ambos casos. Esto se debe a que ninguno de los humedales empleados en las alternativas remueve coliformes de forma significativa, y la salida del sistema corresponde al efluente del Módulo 1 de lagunaje, que es común a las dos configuraciones.

Cabe destacar que, para cumplir con la normativa de reúso, se adiciona una dosis de 1 mg/L de cloro libre residual, tal como lo establecen los criterios para los tipos de reúso, según la EPA. Además, se considera una demanda inmediata de 5,0 mg/L, y se asegura una concentración residual de al menos 1,5 mg/L en el extremo de la conducción, para compensar el decaimiento del desinfectante a lo largo de la tubería [Gonçalves \(2003\)](#).

Tabla 49: Parámetros de diseño para el módulo de desinfección (comunes a ambas alternativas).

Parámetro	Unidad	Valor
Concentración inicial de coliformes	UFC/100 mL	2150
Concentración requerida de cloro	mg/L	0,13
Cloro total dosificado	mg/L	8

3.9.5. Costos

Los costos de implantación y de operación y mantenimiento (OyM) para humedales verticales y horizontales se resumen en la [Tabla 50](#). Los valores se toman del Manual de depuración de aguas residuales urbanas para pequeñas aglomeraciones ([Ortega et al., 2010](#)). Estos costos, originalmente expresados en euros del año 2010, se actualizan aplicando una corrección por inflación en función de la relación entre el Índice de Precios al Consumidor (IPC) del año base y el del año de referencia (2015 = 100) para la Unión Europea. Luego, se realiza la conversión a dólares estadounidenses mediante el tipo de cambio vigente.

Tabla 50: Costos de implantación y OyM anual, en dólares estadounidenses, para HFV y HFH, para una población similar, según [Ortega et al. \(2010\)](#).

Alternativa	Implantación (USD)	OyM anual (USD)
HFV	61 000	262 800
HFH	62 600	257 000

Para los costos de ocupación del terreno, se considera que éstos se establecen en función del área que ocupa cada uno. De esta manera, el que requiera un área mayor, tendrá un costo más elevado. Las áreas de cada uno se presentan en la [Tabla 51](#).

Tabla 51: Área ocupada por cada una de las alternativas, considerando las lagunas y el humedal.

Alternativa	Área (m ²)
Alt. 1: LF + 2 LM + HFV	577
Alt. 2: LF + 2 LM + HFH	784

LF: Laguna facultativa
LM: Laguna de maduración

3.9.6. Selección de alternativa

Se evaluó el desempeño de cada alternativa con respecto a los subcriterios definidos en la [Subsubsección 3.8.2](#). Las matrices de comparación por pares utilizadas para este análisis se presentan en el [Anexo 1](#).

- **Remoción de nutrientes:** el humedal vertical presenta una mayor eficiencia en la eliminación de nitrógeno. Se prioriza el menor contenido de ellos para que, ante una

eventual necesidad de vertido, el efluente cumpla con los límites establecidos por el Decreto 226/025.

- **Riesgo de olores:** los humedales verticales, al operar con cargas intermitentes, favorecen condiciones aeróbicas que reducen la emisión de olores (Dotro et al., 2017b). En cambio, los humedales horizontales pueden generar zonas anaerobias con formación de gases molestos (Kadlec and Wallace, 2009).
- **Vectores sanitarios:** los humedales horizontales tienen mayor riesgo de atracción de vectores por su lecho permanentemente saturado. Los verticales, al drenar entre ciclos, reducen estas condiciones (Dotro et al., 2017b; U.S. Environmental Protection Agency, 2000).
- **Adaptabilidad climática:** los humedales horizontales ofrecen mayor estabilidad ante eventos extremos por su capacidad de amortiguar lluvias intensas y actuar como reguladores térmicos (Kadlec and Wallace, 2009; Dotro et al., 2017b).
- **Simplicidad operativa:** los humedales horizontales, al operar en flujo continuo, requieren menor intervención. Los humedales verticales exigen control hidráulico para alimentar el sistema intermitentemente (Dotro et al., 2017b).
- **Puesta en marcha:** los humedales horizontales permiten una activación inmediata tras la instalación, mientras que los humedales verticales requieren ajustes en frecuencia y caudal durante el arranque (Kadlec and Wallace, 2009).

A partir del análisis comparativo realizado y considerando los pesos definidos mediante el método AHP (Tabla 52), se concluye que la opción más adecuada en este escenario es la alternativa 1, que incorpora un humedal vertical en el Módulo 2. En la Figura 3 se muestra el esquema adoptado para esta alternativa.

Tabla 52: Resultado de la comparación de las alternativas para el escenario 1

Alternativa	Puntaje
1	58 %
2	42 %



Figura 3: Esquema de la alternativa seleccionada.

En la [Tabla 53](#), se presenta una comparación entre los parámetros del efluente final correspondiente a la alternativa seleccionada y los valores límite establecidos por la normativa de referencia. Se consideran, por un lado, los criterios de la EPA para reúso urbano con acceso público no restringido (o riego de cultivos comestibles con contacto directo), y por otro, los valores de referencia del Decreto 226/025 para vertido en cursos de agua o aplicación superficial al terreno.

Tabla 53: Comparación de parámetros del efluente tratado con la normativa vigente.

Parámetro	Unidad	Efluente	EPA	Decreto 226/025
			Reúso objetivo	Curso de agua
DBO ₅	mg/L	≤ 5	≤ 10	≤ 60
SST	mg/L	≤ 5	≤ 5 ^a	≤ 150
CF	UFC/100 mL	≈ 0	No detectables	≤ 5000
N amoniacal	mg/L	≤ 5	–	≤ 5
P total	mg/L	≤ 10	–	≤ 5
AyG	mg/L	≤ 30	–	≤ 40
pH	–	8	6–9	6–9

^a Según EPA, se puede usar SST en lugar de turbidez. En ese caso, no debe superar 5 mg/L.

La normativa de la EPA establece como requisito general para el reúso de efluentes la presencia de al menos 1 mg/L de cloro residual libre. En la alternativa evaluada, se aplica una dosis de cloro de 8 mg/L, valor que garantiza el cumplimiento de este criterio con un margen adecuado.

3.10. Escenario 2: Conjunto MEVIR a construir

Este escenario corresponde al diseño de una planta de tratamiento para un nuevo conjunto habitacional a ser ejecutado por MEVIR. A diferencia del caso anterior, se parte de un terreno sin infraestructura sanitaria preexistente, lo que permite definir integralmente el sistema desde el pretratamiento hasta la etapa final de disposición o reúso del efluente.

A partir del análisis realizado en el Escenario 1, donde se concluye que el humedal de flujo subsuperficial vertical presentaba un mejor desempeño como Módulo 2, se plantean tres alternativas que conservan dicho módulo, así como también el Módulo 0 (fosa séptica colectiva) y el Módulo 3 (desinfección con cloro). La diferencia entre las alternativas radica en la configuración adoptada para el Módulo 1:

- **Alternativa 1:** Fosa séptica colectiva (Módulo 0), una laguna facultativa seguida de dos lagunas de maduración en serie (Módulo 1), humedal de flujo subsuperficial vertical (Módulo 2) y tanque de cloración (Módulo 3).
- **Alternativa 2:** Fosa séptica colectiva (Módulo 0), una única laguna facultativa como tratamiento secundario (Módulo 1), humedal vertical (Módulo 2) y cloración (Módulo 3).
- **Alternativa 3:** Fosa séptica colectiva (Módulo 0), lecho percolador de alta tasa con medio plástico como tratamiento secundario (Módulo 1), humedal vertical (Módulo 2) y cloración (Módulo 3).

A continuación, se presentan para cada alternativa las eficiencias de remoción por módulo, la calidad del efluente alcanzada y las dimensiones características de cada unidad de tratamiento.

En el Anexo 1 se detallan todos los cálculos realizados para el análisis y la comparación de las alternativas de gestión de efluentes. Se incluyen los criterios técnicos y normativos considerados.

3.10.1. Módulo 0

El tratamiento primario en todas las alternativas se basa en la utilización de una fosa séptica colectiva. Esta decisión se fundamenta en criterios técnicos, operativos y sanitarios

que la hacen preferible frente a soluciones individuales. Las fosas colectivas permiten un diseño hidráulico más uniforme y controlado, lo que mejora el rendimiento del tratamiento. Además, centralizan las tareas de mantenimiento y vaciado, facilitando la programación de servicios técnicos y reduciendo los riesgos sanitarios asociados al mal funcionamiento de unidades domiciliarias.

Para estimar las concentraciones de salida de los distintos parámetros, se adoptan eficiencias de remoción teóricas mínimas, seleccionadas a partir de valores típicos documentados en la literatura técnica (ver [Subsubsección 3.5.2: Fosa Séptica](#)).

Las concentraciones esperadas del efluente a la salida del tratamiento primario son las mismas que las presentadas en la [Escenario 1: Módulo 0](#).

Las dimensiones principales del tanque séptico colectivo se calculan conforme a los lineamientos establecidos en la norma brasileña ABNT NBR 17076:2024, y son los presentados en la [Tabla 43](#).

3.10.2. Módulo 1

En la [Tabla 54](#) se presentan los parámetros del efluente esperado y las eficiencias de remoción consideradas para cada una de las tres alternativas evaluadas en el Módulo 1. Los valores adoptados son teóricos y fueron seleccionados a partir de bibliografía. Para las alternativas basadas en sistemas de lagunas, se utilizaron los criterios de remoción propuestos por [Von Sperling \(2007b\)](#), considerando un modelo de flujo disperso para la laguna facultativa y un régimen de mezcla completa para las lagunas de maduración. En el caso de los lechos percoladores, se tomaron los valores recomendados por [Metcalf et al. \(2014\)](#), correspondientes a un diseño de alta tasa con medio plástico.

Tabla 54: Parámetros del efluente para cada alternativa, a la salida del Módulo 1.

Parámetro	Unidad	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
		Sist. Lagunas		Laguna facultativa		Lecho percolador	
		Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	70	≤ 45	70	≤ 45	82	2 ≤ 30
SST	mg/L	50	≤ 45	50	≤ 45	87	≤ 15
CF	UFC/100mL	94	≤ 5 × 10 ⁵	69	≤ 5 × 10 ⁶	90	≤ 5,0 × 10 ⁵
N amoniacal	mg/L	11	≤ 35	11	≤ 35	20	≤ 30
P	mg/L	10	≤ 10	10	≤ 10	10	≤ 10
AyG	mg/L	–	≤ 30	–	≤ 30	–	≤ 30
pH	–	–	8	–	7	–	7

Lagunas - Alternativa 1 y 2

En la [Tabla 55](#) se presentan las dimensiones principales consideradas para las unidades de tratamiento de las alternativas que incluyen lagunas. Dado que en ambas alternativas se adopta la misma configuración para la laguna facultativa, sus dimensiones son idénticas en los dos casos. Asimismo, aunque la alternativa 1 incluye dos lagunas de maduración en serie, en la tabla se reportan las dimensiones correspondientes a una sola unidad, dado que ambas se diseñan con las mismas características geométricas y operativas.

Tabla 55: Dimensiones principales de las lagunas de tratamiento.

Parámetro	Unidad	Facultativa	Maduración en serie
Area en planta	m ²	220	100
Profundidad	m	2,5	1,0
Volumen útil	m ³	231	67
Largo	m	20	13
Ancho	m	11	8
Tiempo de retención hidráulico	días	12	3,5

Lechos percoladores - Alternativa 3

En la [Tabla 56](#) se presentan las dimensiones principales consideradas para el diseño del lecho percolador de plástico.

Tabla 56: Parámetros de entrada iniciales para el diseño del lecho percolador de plástico.

Parámetro	Unidad	Valor
Profundidad	m	3,0
Área superficial específica del medio	m ² /m ³	100 ^a
Concentración objetivo en el efluente	mg/L	25

^a Valor típico para medios plásticos, según Metcalf et al. (2014).

3.10.3. Módulo 2

El diseño del HFV se basa en las eficiencias de remoción teóricas presentadas en Von Sperling (2007b). En la Tabla 57 se presentan las concentraciones de salida obtenidas para cada alternativa, considerando las características del efluente que ingresa al humedal y los porcentajes de remoción asumidos en cada caso.

Tabla 57: Parámetros del efluente para cada alternativa.

Parámetro	Unidad	Remoción (%)	Efluente Alt. 1	Efluente Alt. 2	Efluente Alt. 3
DBO ₅	mg/L	90	≤ 5	≤ 5	≤ 5
SST	mg/L	90	≤ 5	≤ 5	≤ 5
CF	UFC/100mL	99	≤ 5 × 10 ³	≤ 5 × 10 ⁴	≤ 5 × 10 ³
N amoniacal	mg/L	90	≤ 5	≤ 5	≤ 5
P	mg/L	10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
AyG	mg/L	–	≤ 30	≤ 30	≤ 30
pH	–	–	8	7	7

El área requerida se determinó a partir de la Tasa de Carga Hidráulica mínima recomendada para este tipo de sistemas. Por lo que el cálculo resultó en una misma superficie necesaria para las tres alternativas analizadas, estableciéndose un área de 155 m² en todos los casos. Esta homogeneidad permite estandarizar criterios de diseño y facilitar la comparación entre alternativas.

3.10.4. Módulo 3

En el Módulo 3, correspondiente a la etapa de desinfección, se emplea la cloración con hipoclorito de sodio como tecnología base con el objetivo de obtener coliformes no

detectables como se especifica en la [Tabla 21](#) para riego de espacios públicos con contacto directo y [Tabla 22](#) para cultivos crudos con contacto directo.

Se presentan los valores de remoción de coliformes fecales para cada alternativa del Escenario 2, así como las concentraciones finales del efluente tras la aplicación de cloro.

Tabla 58: Parámetros del efluente final para cada alternativa.

Parámetro	Unidad	Alternativa 1		Alternativa 2		Alternativa 3	
		Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	-	≤ 5	-	≤ 5	-	≤ 5
SST	mg/L	-	≤ 5	-	≤ 5	-	≤ 5
CF	UFC/100 mL	99,98	≈ 0	99,99	≈ 0	99,99	≈ 0
N amoniacal	mg/L	-	≤ 5	-	≤ 5	-	≤ 5
P	mg/L	-	≤ 10	-	≤ 10	-	≤ 10
AyG	mg/L	-	≤ 30	-	≤ 30	-	≤ 30
pH	-	-	8	-	7	-	7

Se calcula la cantidad de cloro a aplicar a partir de el modelo cinético de Chick-Watson [Metcalf et al. \(2014\)](#) y se adiciona una dosis de 1 mg/L de cloro libre residual, tal como lo establecen los criterios para todos los tipos de reúso evaluados en la sección [Valorización de lodos y requisitos de calidad para su uso](#). Además, se considera una demanda inmediata de 5,0 mg/L, y se asegura una concentración residual de al menos 1,5 mg/L en el extremo de la conducción, para compensar el decaimiento del desinfectante a lo largo de la tubería [Gonçalves \(2003\)](#).

Tabla 59: Parámetros de diseño para el módulo de desinfección (comparativa entre las tres alternativas).

Parámetro	Unidad	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
Concentración inicial de coliformes	UFC/100 mL	≤ 3 800	≤ 19 600	≤ 5 100
Concentración requerida de cloro	mg/L	0,13	0,16	0,14
Cloro total dosificado	mg/L	8	8	8

3.10.5. Costos

Los costos de construcción y de operación y mantenimiento (OyM) asociados al módulo 1 de cada alternativa se resumen en la [Tabla 60](#). Los valores corresponden a estimaciones

máximas que se reportan en dólares de 2007 en Von Sperling (2007b). De forma análoga al escenario 1, se actualizan los costos aplicando una corrección por inflación en función de la relación entre el IPC del año base y el IPC del año de referencia.

Tabla 60: Costos de implantación y OyM anual, del módulo 1, en dólares estadounidenses para cada alternativa, considerando valores máximos, para una población similar, según Von Sperling, 2007b)

Alternativa	Construcción (USD)	OyM anual (USD)
Alt. 1: LF + 2 LM	6 220	310
Alt. 2: LF	4 660	230
Alt. 3: Lecho percolador	9 330	930

LF: Laguna facultativa
LM: Laguna de maduración

Los costos de ocupación del terreno, al igual que en el escenario 1, se evalúan en función al área que ocupan. Los valores se presentan en la Tabla 61

Tabla 61: Área de terreno necesaria por alternativa (módulos 1 + 2)

Alternativa	Área total (m ²)
Alt. 1: LF + 2 LM + HFV	577
Alt. 2: 1 LF + HFV	369
Alt. 3: Filtro + HFV	157

LF: Laguna facultativa
LM: Laguna de maduración

3.10.6. Selección de alternativa

A partir de los pesos definidos mediante el método AHP, se evaluó el desempeño de cada alternativa en relación con los subcriterios considerados. Las matrices de comparación por pares se presentan en el Anexo 1, y los costos asociados a cada subcriterio, a partir de los que se realiza la comparación, se detallan en el Escenario 2: Costos

- **Remoción de nutrientes:** según la Tabla 58, las tres alternativas presentan eficiencias similares en la eliminación de nitrógeno y fósforo.
- **Riesgo de olores:** las lagunas facultativas generan mayor riesgo de olores por formación de compuestos como H₂S y NH₃ en zonas anaerobias (Metcalf et al., 2014;

(Von Sperling, 2007a). En contraste, las lagunas de maduración y filtros percoladores plásticos operan en condiciones aeróbicas, minimizando este riesgo (Dotro et al., 2017b).

- **Vectores sanitarios:** las superficies de agua libre en lagunas favorecen la proliferación de vectores, especialmente con vegetación acuática o sólidos acumulados. Los filtros percoladores, al no tener agua expuesta, reducen significativamente esta posibilidad (Dotro et al., 2017b; Von Sperling, 2007a).
- **Adaptabilidad climática:** las lagunas facultativas (presentes en las alternativas 1 y 2) presentan mayor resiliencia frente a variaciones de caudal y temperatura. La alternativa 3, con filtro percolador, es más sensible a interrupciones o eventos extremos (Dotro et al., 2017b).
- **Simplicidad operativa:** las alternativas 1 y 2 operan de forma pasiva, sin partes móviles ni consumo energético. La alternativa 3 requiere mayor control hidráulico y mantenimiento del sistema de distribución (Metcalf et al., 2014).
- **Puesta en marcha:** las lagunas requieren tiempo para estabilización biológica, En cambio, el filtro percolador de permite un arranque más rápido gracias al desarrollo acelerado del biofilm (Metcalf et al., 2014; Dotro et al., 2017b).

A partir del análisis comparativo, con los resultados de la Tabla 62, se concluye que la opción más adecuada para el Escenario 2 es la alternativa 2, que combina viabilidad técnica, ocupación moderada del terreno y operación sencilla. En la Figura 4 se muestra el esquema de esta alternativa.

Tabla 62: Resultado de la comparación de las alternativas para el escenario 2

Alternativa	Puntaje
Alternativa 1	28 %
Alternativa 2	42 %
Alternativa 3	30 %

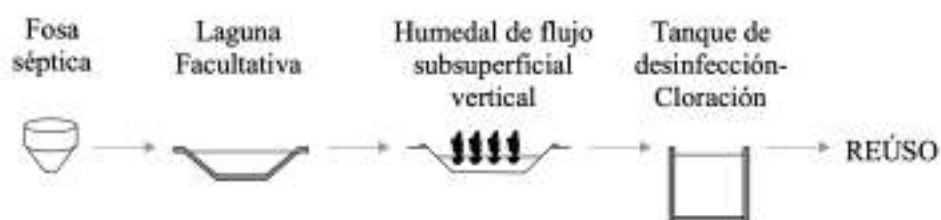


Figura 4: Esquema de la alternativa seleccionada.

A continuación, se presenta una comparación entre los parámetros del efluente final correspondiente a la alternativa seleccionada y los valores límite establecidos por la normativa aplicable. Se consideran, por un lado, los criterios de la EPA para reúso urbano con acceso público no restringido (o riego de cultivos comestibles con contacto directo), y por otro, los valores de referencia del Decreto 226/025 para vertido en cursos de agua o mediante disposición en el terreno. La [Tabla 63](#) resume los resultados de esta comparación.

Tabla 63: Comparación de parámetros del efluente tratado (Alternativa 2) con la normativa vigente.

Parámetro	Unidad	Efluente	EPA	Decreto 226/025
			Reúso objetivo	Curso de agua
DBO ₅	mg/L	≤ 5	≤ 10	≤ 60
SST	mg/L	≤ 5	≤ 5 ^a	≤ 150
CF	UFC/100 mL	≈ 0	No detectables	≤ 5000
N amoniacal	mg/L	≤ 5	–	≤ 5
P total	mg/L	≤ 10	–	≤ 5
AyG	mg/L	≤ 30	–	≤ 40
pH	–	6–9	6–9	6–9

^a Según EPA, se puede usar SST en lugar de turbidez. En ese caso, no debe superar 5 mg/L.

La normativa de la EPA establece como requisito general para el reúso de efluentes la presencia de al menos 1 mg/L de cloro residual libre. En la alternativa evaluada, se aplica una dosis de cloro de 8 mg/L, valor que garantiza el cumplimiento de este criterio con un margen adecuado.

En ambos escenarios, en situaciones de lluvia en las que el reservorio de agua tratada no sea suficiente, debe preverse una unidad de contingencia, consistente en un emisario

para el vertido a un curso de agua u otra alternativa de descarga que resulte viable según el caso específico.

4. Gestión de lodos

4.1. Marco normativo sobre lodos

4.1.1. Marco normativo nacional sobre lodos

Esta sección aborda la normativa aplicable a la gestión de lodos generados en plantas de tratamiento, incluyendo su clasificación, manejo y opciones de disposición o valorización.

4.1.1.1 Decreto 182/013

El tratamiento de efluentes líquidos se encuentra comprendido dentro de las actividades reguladas por el Decreto 182/013. En consecuencia, los residuos generados en dicho proceso, particularmente los lodos, deben ser gestionados como residuos sólidos industriales o asimilados. Según el Artículo 7, estos residuos se clasifican en dos categorías que determinan su forma de gestión.

Los residuos de *Categoría I* son aquellos que presentan una o más de las siguientes características: inflamabilidad, corrosividad o reactividad; contenido significativo de sustancias peligrosas (por ejemplo, carcinogénicas, mutagénicas, tóxicas, etc.); presencia de agentes patógenos que impliquen riesgo biológico especial; o niveles de metales pesados o ecotoxicidad que superen los límites establecidos por la normativa. Esta categoría requiere tratamiento especializado y disposición en sitios autorizados, quedando prohibido su uso agrícola.

Por el contrario, los residuos de *Categoría II* no presentan ninguna de las características anteriores. Son considerados residuos no peligrosos, y su gestión puede incluir la disposición en rellenos industriales autorizados o su valorización, por ejemplo, como mejorador de suelos, siempre que se demuestre su estabilidad y seguridad ambiental.

De acuerdo con los artículos 11, 12 y 13 del Decreto, todo generador de residuos comprendidos en este marco debe elaborar un Plan de Gestión de Residuos (PGR). Este plan debe incluir todas las etapas del manejo: generación, almacenamiento, transporte,

tratamiento y disposición final, así como medidas de segregación de residuos peligrosos y estrategias de minimización y valorización, cuando sean técnica y ambientalmente viables.

En cuanto al destino final, el decreto establece una jerarquía que prioriza la valorización por sobre la disposición definitiva. Se promueve, en primer lugar, el reciclaje o la valorización energética. También se admite el uso agrícola de lodos como mejorador de suelos, siempre que sean de Categoría II, estén previamente estabilizados y se apliquen bajo condiciones controladas, con evaluación de riesgos y autorización expresa de DINACEA. Otra técnica permitida es el *landfarming*, que consiste en mezclar el lodo con el suelo para favorecer su degradación natural.

Cuando ninguna de estas estrategias resulta viable, se admite la disposición final en rellenos industriales o de seguridad, de acuerdo con la categoría asignada al residuo, como última alternativa.

4.1.1.2 Modificación Decreto 182/013

Se introdujeron modificaciones relevantes al Decreto 182/013, en particular en lo relativo a la clasificación de residuos como Categoría I. Si bien se mantuvieron los límites para metales pesados en el test de lixiviación, se reformuló el criterio de ecotoxicidad: a partir de la modificación, un residuo será considerado peligroso si presenta un valor de EC50 inferior al 10 %, según el resultado del ensayo correspondiente. La metodología para esta determinación será definida por el Ministerio de Ambiente.

La Tabla 64 resume los límites establecidos para metales pesados en lixiviados aplicables a residuos de Categoría I:

Tabla 64: Límites para metales en lixiviado (Categoría I) según Decreto 182/013

Parámetro	Límite (mg/L)
Arsénico (As)	1
Bario (Ba)	70
Cadmio (Cd)	0.3
Cromo total (Cr)	5
Cromo hexavalente (Cr [VI])	0.1
Cobre (Cu)	100
Mercurio (Hg)	0.1
Molibdeno (Mo)	7
Níquel (Ni)	2
Plomo (Pb)	1
Antimonio (Sb)	0.6
Selenio (Se)	1
Plata (Ag)	5

Estas modificaciones responden a la necesidad de alinear los criterios de clasificación con estándares internacionales, evitando que ciertos residuos, como los lodos, sean categorizados como peligrosos pese a no presentar riesgos relevantes. Esto permite habilitar alternativas de valorización, como su uso en suelos, que de otro modo quedarían injustificadamente restringidas.

Por otra parte, el artículo 16 del decreto establece que el almacenamiento transitorio de residuos sólidos, incluidos los lodos generados en plantas de tratamiento, debe minimizarse en el tiempo y realizarse bajo condiciones seguras. Las instalaciones deben evitar la generación de olores y la proliferación de vectores. Si se prevé un almacenamiento superior a un año, se requiere la aprobación previa de DINACEA, junto con una justificación técnica y un plan de gestión que asegure una solución en el corto plazo.

4.1.1.3 Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelo

El Ministerio de Ambiente, cuenta con una propuesta que plantea requisitos técnicos preliminares para habilitar el uso de residuos como mejoradores de suelo, en tanto no se cuente con una regulación definitiva.

La propuesta diferencia dos niveles de calidad del residuo: la Alternativa A, que permite

su aplicación sin restricciones cuando se alcanzan criterios más exigentes; y la Alternativa B, que propone su uso bajo condiciones controladas, sujeto a monitoreo del suelo y aprobación expresa por parte de DINACEA.

En el caso de residuos sólidos aplicados bajo la Alternativa B, se requiere además la elaboración de una guía técnica que respalde su utilización. Esta guía debe incluir la caracterización del suelo receptor, el proceso de estabilización del residuo, medidas para prevenir olores y atracción de vectores, así como especificaciones sobre la técnica, frecuencia, época y dosis de aplicación. También debe contemplar el uso previsto del suelo, incluyendo el tipo de cultivo y fecha de siembra, junto con un plan de monitoreo que evalúe parámetros clave como contenido de metales, nutrientes y pH.

En función del nivel de calidad definido para cada alternativa, se establecen concentraciones máximas admisibles de metales pesados en los residuos aplicados al suelo. Estos límites, que buscan garantizar la seguridad ambiental y sanitaria del uso propuesto, se detallan en la **Tabla 65** para ambas alternativas de aplicación.

Tabla 65: Límites de metales pesados para uso de residuos como mejoradores de suelo según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos.

Parámetro	mg/kg base seca		mg/kg base húmeda
	Alt. A	Alt. B	
Arsénico	15	40	–
Cadmio	2	8	–
Cobre	100	500	–
Cromo total	100	500	–
Mercurio	1	4	–
Níquel	20	50	–
Plomo	100	300	–
Zinc	200	2000	–
Cromo (VI) ^a	–	–	< LD

^a El límite de detección (LD) se establece en 0,024 mg/kg en base húmeda. Este valor puede ajustarse en función de las características y del porcentaje de sólidos del residuo, sin superar los siguientes valores: 0,22 mg/kg en base seca para la Alternativa A, y 0,48 mg/kg en base seca para la Alternativa B.

En cuanto al contenido de sólidos totales, para la Alternativa A se exige un valor mínimo del 55% en base húmeda, mientras que para la Alternativa B, este requisito queda sujeto a la evaluación de DINACEA.

Respecto a la presencia de materiales extraños, se debe cumplir con los criterios establecidos en la [Tabla 66](#).

Tabla 66: Límites máximos permitidos de materiales extraños, según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos

Contenido	Alternativa A	Alternativa B
Materias inertes de un tamaño mayor a 16 mm	Ausencia	A consideración de DINACEA
Piedras, gravas y plásticos flexibles de diámetro superior a 4 mm	$\leq 5\%$ b.s.	A consideración de DINACEA
Materiales extraños ^a	$\leq 1\%$ b.s.	$\leq 1\%$ b.s.

^a Metal, vidrio, materias plásticas u otros de diámetro superior a 2 mm.

Los valores límite para la presencia de patógenos en residuos destinados al uso como mejoradores de suelo se detallan en la [Tabla 67](#). Asimismo, la propuesta incluye parámetros adicionales cuya exigencia queda sujeta a la evaluación de DINACEA; sus límites se presentan en la [Tabla 68](#).

Tabla 67: Valores máximos permitidos de patógenos, según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos

Parámetro	Alternativa A	Alternativa B (Fuera de la unidad productiva)	Alternativa B (En la propia unidad productiva)
Coliformes fecales	Menos de 1000 NMP por gramo de residuo ^a	A consideración de la DINACEA	
Salmonella sp	Ausencia en 25 gramos de residuo ^a	A consideración de la DINACEA	

^a Base seca.

Tabla 68: Parámetros adicionales que pueden ser requeridos por DINACEA, según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos.

Parámetro	Límite
Huevos de helmintos	Menos de 1 huevo de helmintos ^a
Virus entéricos	Menor a 1 unidad de formación de placas ^a

^a En 4 gramos de residuo base seca.

Cuando el objetivo del uso del residuo es el aporte de materia orgánica o nutrientes al suelo, deben cumplirse además los requisitos agronómicos que se detallan en la [Tabla 69](#).

Tabla 69: Criterios agronómicos para la aplicación, según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos.

Parámetro	Alternativa A	Alternativa B
pH	Entre 5,5 y 8,5	Entre 5,5 y 8,5
Relación Carbono orgánico total y nitrógeno total (C/N)	≤ 30	≤ 40
Contenido de materia orgánica	≥ 20 % expresado en base seca	≥ 8 % expresado en base seca
Conductividad eléctrica	≤ 3 dS/m ^a	A consideración de la DINACEA
Reducción de sólidos volátiles en el proceso de estabilización	Mínimo de 40 %	A consideración de la DINACEA
Ensayo de germinación	Obligatorio	A consideración de DINACEA

^a Cuando la conductividad eléctrica supere el valor establecido, el interesado deberá presentar resultados de ensayos de eficacia agronómica en cultivos sensibles / moderadamente sensibles y moderadamente tolerantes / tolerantes a la salinidad para respaldar las recomendaciones de usos definidas.

Si el objetivo es exclusivamente el aporte de nutrientes, se deben considerar adicionalmente los parámetros específicos establecidos en la [Tabla 70](#).

Tabla 70: Requisitos para residuos aplicados exclusivamente como aporte de nutrientes, según Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelos.

Parámetro	Alternativa A	Alternativa B
Nutrientes principales: NPK	$\geq 1,5$ % como suma de NPK	A consideración de la DINACEA
Elementos secundarios y microelementos	Obligación de declarar	Obligación de declarar

4.1.1.4 Requisitos para el registro y control para la comercialización de insumos formulados a partir de materia prima de origen orgánico para uso agrícola

La Resolución 97/2018, emitida por el Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), regula la comercialización de insumos agrícolas elaborados a partir de materia orgánica, como compost, enmiendas orgánicas, fertilizantes orgánicos y órgano-minerales. Establece la obligatoriedad de registrar y obtener autorización previa para estos productos, siendo el registro exigido a fabricantes, importadores, formuladores y distribuidores. Quedan exceptuados del alcance de la norma los productos destinados a jardinería doméstica,

los sustratos de cultivo y los residuos sin procesamiento.

Los lodos generados en plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas, cuando son utilizados como materia prima para compostaje u otros procesos de estabilización, están comprendidos en esta regulación, siempre que cumplan con los siguientes requisitos:

- Estar clasificados como residuos de Categoría II, conforme al Decreto N.º 182/013.
- Haber sido sometidos a procesos de higienización y estabilización que aseguren la eliminación de patógenos y contaminantes.
- Incluir información detallada sobre las materias primas utilizadas, el proceso de producción, la composición del producto, su eficacia agronómica y los análisis de contaminantes (como metales pesados y microorganismos).
- No inducir a error mediante su etiquetado o publicidad.
- Contar con una autorización específica del MGAP para su comercialización, con una vigencia de cuatro años, renovable.

La norma también establece que el etiquetado debe realizarse en idioma español y cumplir con requisitos específicos, sin implicar certificación como “producto orgánico”. Finalmente, el control y fiscalización de estos productos se lleva a cabo mediante criterios de análisis de riesgo, abarcando las etapas de producción, almacenamiento y comercialización.

4.1.2. Marco normativo internacional sobre lodos

4.1.2.1 ABNT NBR 17076:2024

La norma ABNT NBR 17076:2024 mantiene los criterios fundamentales de la antigua NBR 7229:1993 en lo relativo al diseño y construcción de tanques sépticos, pero introduce algunas incorporaciones puntuales que refuerzan las exigencias operativas y de documentación. Las principales son:

- Uso obligatorio de tubos guía que faciliten la limpieza del lodo digerido mediante equipos de vacío.

- Establecimiento explícito de un desnivel mínimo de 10 cm entre las tuberías de entrada y salida.
- Reafirmación de que, al dividir el sistema en más de un tanque, cada unidad debe contemplar el volumen base de 1000 litros en la fórmula de dimensionamiento.

La norma establece los procedimientos para el proyecto, construcción y operación de sistemas de tanques sépticos. Además, define los criterios para el cálculo del volumen de lodo generado, la tasa de acumulación en función de la temperatura ambiente, y la determinación del intervalo de limpieza del tanque.

En lo que respecta a la gestión del lodo, se mantienen los criterios de la NBR 7229:1993, que prohíbe expresamente el vertido de lodo y espuma en cuerpos de agua o redes pluviales. En áreas rurales o comunidades aisladas, se recomienda la implementación de lechos de secado, diseñados según normativa específica, o el uso de alternativas como disposición en rellenos sanitarios, plantas de compostaje o aplicación agrícola, con la restricción de que el lodo no debe utilizarse en cultivos destinados a consumo crudo, como hortalizas, frutas bajas o legumbres [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(1993\)](#).

4.1.3. Resumen normativa a utilizar

El diseño y la planificación del manejo de lodos se realiza en cumplimiento de la normativa nacional vigente, particularmente el Decreto 182/013 y su modificación, junto con otras resoluciones y guías emitidas por el Ministerio de Ambiente. Estas regulaciones establecen los criterios para la clasificación de los residuos, su estabilización, valorización o disposición final, así como las obligaciones asociadas, tales como la elaboración de planes de gestión, la evaluación de riesgos sanitarios y ambientales, y la obtención de autorizaciones para su uso en suelos.

Las referencias internacionales son consideradas únicamente cuando resultan pertinentes y complementarias, con el fin de reforzar la adecuación técnica de las soluciones propuestas.

4.2. Procesos de planificación

En lo que respecta específicamente a los lodos generados en los sistemas de tratamiento de aguas residuales, su gestión se encuentra alineada con los principios de la Ley de Gestión Integral de Residuos, que promueve una transición hacia un modelo de economía circular.

El Plan Nacional de Gestión de Residuos (PNGR) establece como meta la prohibición de la disposición final de lodos de saneamiento en sitios departamentales a partir del año 2027. En este marco, la Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE) ha desarrollado el Plan de Gestión de Lodos de Saneamiento (PGLS), un instrumento estratégico que busca consolidar una gestión sostenible, reducir la generación de residuos e impulsar alternativas de valorización como el uso agrícola o el co-compostaje.

Los sistemas de lagunaje representan aproximadamente un 21 % de la producción nacional de lodos, con una generación anual estimada de 1.751 toneladas de sólidos secos (tSS/año). Para estos sistemas, se recomienda la extracción periódica de lodos mediante maquinaria especializada, ya sea con vaciado previo de la laguna o mediante bombeo sin vaciado, según las características técnicas del sitio.

Una vez extraído, el lodo debe ser deshidratado in situ y trasladado a la disposición final. OSE propone como solución la utilización de un sistema de deshidratación mecánica móvil, compuesto por un decantador centrífugo montado en un contenedor estándar de 40 pies, junto con los equipos auxiliares necesarios para el acondicionamiento del lodo.

Los lodos generados provienen tanto del tratamiento primario como secundario, y se caracterizan por un alto contenido de materia orgánica, microorganismos y nutrientes. Su contenido de humedad depende del método de deshidratación utilizado, presentando una elevada variabilidad incluso bajo condiciones similares de operación. 

Tabla 71: Variabilidad en el contenido de humedad de lodos por método de deshidratación, según Plan de Gestión de Lodos de Saneamiento.

Método de deshidratación	Humedad (promedio) (%)	Humedad (rango) (%)
Centrifugas	70	49 – 82
Filtro de bandas	83	63 – 89
Geotubos	78	64 – 86
Lechos de secado	48	15 – 79

¹Se solicitó a OSE la información sobre la calidad del lodo, no habiendo recibido aún la información.

4.3. Casos de reúso de lodos

4.3.1. Introducción

A continuación se presentan diversas experiencias internacionales sobre la valorización de lodos domésticos generados en sistemas de tratamiento de aguas residuales. Estos casos documentan distintos destinos de reúso, como su aplicación directa como mejorador de suelos, cobertura o material de relleno en terrenos agrícolas, forestales y degradados. En algunos casos, se incluyen procesos adicionales de tratamiento, como el compostaje, orientados a valorizar el lodo, generando un producto nuevo, y asegurar su aptitud para su posterior aprovechamiento. Aunque varían en escala, tecnología y grado de estabilización aplicado, todas las experiencias comparten el objetivo de transformar el lodo en un recurso útil, reduciendo impactos ambientales y fomentando modelos de economía circular.

4.3.2. Experiencias internacionales

North Gaza - Palestina

En el norte de Gaza se llevó a cabo una experiencia de reutilización de lodos generados en el tratamiento de aguas residuales domésticas, con el objetivo de evaluar su aptitud como mejorador de suelos agrícolas. El lodo fue extraído de la planta NGEST, deshidratado al sol en lechos de secado, triturado manualmente para eliminar impurezas y finalmente tamizado con malla de 2 mm. No se aplicaron procesos de compostaje ni tratamientos químicos previos, por lo que el material se utilizó en forma cruda y físicamente acondicionada.

Posteriormente, se diseñó un experimento en condiciones controladas, utilizando macetas con suelo local y plantaciones de maíz. Se prepararon mezclas de suelo con distintas proporciones de lodo (incluyendo un testigo sin lodo), y se llevó a cabo el cultivo en recipientes plásticos durante toda la etapa de crecimiento. A lo largo del experimento se monitorearon tanto las condiciones del suelo como el desarrollo de las plantas. La experiencia permitió observar los efectos agronómicos del lodo considerando sus impactos en el crecimiento vegetal, y evaluando aspectos químicos, físicos y biológicos del suelo tratado (Nasman and Al-Najjar, 2023).

Toulouse - Francia

En el sudoeste de Francia, se evaluó el uso de lodos domésticos provenientes de la planta de tratamiento de aguas residuales de Toulouse como mejorador de suelos agrícolas. El lodo fue sometido a un proceso de secado térmico a 105 °C, con el fin de reducir su contenido de humedad y estabilizarlo microbiológicamente. El producto final, con un 9,5 % de humedad, fue granulado en forma de pellets secos y aplicado en una única dosis sobre un suelo de baja fertilidad del tipo Alfisol, incorporándolo mediante labranza.

La aplicación del lodo permitió mejorar las propiedades del suelo y aportar nutrientes esenciales, especialmente fósforo y materia orgánica. Durante dos años de monitoreo, no se registraron efectos negativos en la calidad del agua ni acumulación significativa de metales traza en el suelo. La experiencia demuestra que, con un tratamiento térmico adecuado, los lodos pueden transformarse en un enmendante eficaz y seguro, viable como alternativa al estiércol y fertilizantes convencionales.

Aunque el estudio se centró en una única aplicación puntual, se enmarca en prácticas de reúso agrícola de lodos ya consolidadas en Francia desde al menos la década de 1990, especialmente en zonas donde se requiere mejorar suelos pobres o erosionados (Gavalda et al., 2005).

Pensilvania - EE.UU.

En Estados Unidos, se ha documentado ampliamente el uso de lodos domésticos deshidratados como material de relleno en proyectos de restauración de terrenos degradados, particularmente en minas a cielo abierto. Uno de los casos más estudiados corresponde a Pensilvania, donde se aplicaron lodos tratados y estabilizados provenientes de plantas de tratamiento municipales sobre suelos degradados por minería. La aplicación permitió mejorar las condiciones físico-químicas del sustrato, aumentando la capacidad de retención de humedad, el contenido de materia orgánica y la estabilidad estructural del suelo. A su vez, se registró un incremento significativo en la cobertura vegetal respecto de áreas sin tratamiento, con establecimiento exitoso de gramíneas y leguminosas. El seguimiento ambiental indicó niveles de metales pesados dentro de los límites normativos y ausencia de efectos adversos. Estas experiencias, compiladas por Virginia Tech en colaboración con la EPA, demuestran la viabilidad técnica y ambiental del uso directo de lodos domésticos

deshidratados como material de relleno y mejorador de terrenos degradados (Tech and Agency, 2009).

Nanaimo - Canadá

En la región de Nanaimo, Columbia Británica, Canadá, se ha implementado de forma continua desde 2003 un programa de aplicación de lodos domésticos deshidratados como mejorador de suelos en áreas forestales. Estos lodos tratados y estabilizados, provenientes de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas, son estabilizados por digestión anaerobia o secado en lechos, y aplicados directamente al terreno forestal. El programa ha sido utilizado en plantaciones de *Eucalyptus globulus* y otras especies, con tasas de aplicación que rondan las 20 toneladas de materia seca por hectárea. Se ha registrado un aumento significativo en el crecimiento de los árboles, mejoras en la retención de humedad del suelo y un incremento en su contenido de materia orgánica. El programa opera bajo estrictos planes de manejo y monitoreo ambiental, con niveles de patógenos y metales pesados dentro de los límites establecidos por la normativa provincial (of Nanaimo, 2022).

Tenerife - España

En la isla de Tenerife, España, se llevó a cabo una experiencia de compostaje que integró lodos domésticos deshidratados provenientes de una planta de tratamiento de aguas residuales con lodos activados. Estos lodos se mezclaron con residuos sólidos urbanos y se compostaron en pilas al aire libre durante varios meses. El objetivo fue evaluar cómo influía la incorporación de lodos en la calidad del compost final. Los resultados mostraron que la mezcla con lodo alcanzó temperaturas elevadas durante el proceso, lo que favoreció la eliminación de patógenos y permitió obtener un producto maduro, estabilizado y con buen potencial para su uso en suelos. El estudio demostró que el compostaje es una alternativa viable para valorizar lodos domésticos, mejorando sus propiedades y facilitando su aplicación agrícola o en recuperación de suelos degradados (Iglesias Jiménez and Pérez García, 1991).

4.3.3. Resumen y aplicación al contexto MEVIR

A partir de las experiencias internacionales en la valorización de lodos provenientes del tratamiento de efluentes domésticos, se identifican diversas alternativas tanto para su tratamiento como para su aprovechamiento. Si bien estas experiencias no se enfocan específicamente en lodos provenientes de lagunas facultativas, como las usadas en los complejos habitacionales MEVIR, resultan útiles como referencia, dado que en todos los casos se trata de lodos generados a partir del tratamiento de aguas residuales domésticas.

En el contexto particular de MEVIR, es importante considerar que la extracción de lodos de las lagunas se realiza de forma periódica pero de baja frecuencia, por lo que la solución seleccionada debe ser sencilla, de bajo costo y técnicamente viable. En este sentido, se descartan las alternativas que requieren un alto consumo energético o infraestructura compleja y costosa, priorizando tecnologías pasivas o de bajo requerimiento técnico, compatibles con las condiciones locales y la capacidad de gestión del sistema.

4.4. Valorización de lodos y requisitos de calidad para su uso

En esta sección se presentan las decisiones adoptadas respecto la valorización de los lodos, en base a la normativa vigente, referencias internacionales y la aplicabilidad en el contexto de intervención de MEVIR.

En lo que respecta al destino final de los lodos generados en el sistema de tratamiento, el uso de lodos de lagunas deshidratados como mejoradores de suelo representa una alternativa de valorización ambientalmente adecuada. Esta práctica permite cerrar el ciclo de los nutrientes presentes en los lodos, principalmente materia orgánica, nitrógeno y fósforo, reincorporándolos al suelo como insumo para la mejora de su calidad y fertilidad.

Desde el punto de vista normativo, el Decreto 182/013 establece que, para habilitar este tipo de uso, los lodos deben estar clasificados como residuos de Categoría II, haber sido previamente estabilizados y contar con un Plan de Gestión de Residuos (PGR) aprobado por DINACEA. Además, se deben cumplir los criterios establecidos en la Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelo, elaborada por el Ministerio de ambiente, la cual define parámetros de calidad, límites para metales pesados y patógenos, y requisitos agronómicos que aseguren la viabilidad y

seguridad de la aplicación al suelo.

4.5. Tecnologías de tratamiento consideradas

4.5.1. Introducción

En esta sección se presentan distintas tecnologías de tratamiento orientadas a la valorización de lodos, junto con un análisis comparativo de alternativas para su selección. Se abordan opciones tecnológicas aplicables al manejo y disposición de los lodos generados en los sistemas de tratamiento de aguas residuales. La selección de las alternativas consideradas se basa en criterios de adecuación técnica, viabilidad operativa y compatibilidad con el contexto de pequeñas localidades y conjuntos habitacionales como los desarrollados por MEVIR. Cada tecnología se describe brevemente en cuanto a su principio de funcionamiento, requerimientos de operación y mantenimiento, eficiencia esperada y principales ventajas y limitaciones para su implementación a escala local.

4.5.2. Lechos de secado

Los lechos de secado convencionales, se utilizan para deshidratar lodos a través de la combinación de drenaje por gravedad y evaporación superficial. El lodo se aplica en capas sobre un lecho construido con materiales drenantes. El agua libre contenida en el lodo se elimina inicialmente por percolación hacia un sistema de tuberías perforadas instaladas en la base del lecho, desde donde se colecta y evacúa. Simultáneamente, parte del agua se elimina por evaporación, favorecida por la exposición al sol, el viento y las condiciones climáticas locales (Metcalf et al., 2014).

El lodo suele aplicarse en espesores de entre 20 y 30 cm. En climas cálidos y secos, los tiempos de secado varían entre 10 y 15 días, alcanzando contenidos de sólidos del 30 al 40 %. En condiciones frías o húmedas, el secado puede requerir varias semanas. Una vez finalizado el proceso, el lodo seco se retira manualmente o mediante equipo ligero. La arena puede reutilizarse en múltiples ciclos, aunque con el tiempo puede requerir limpieza o recarga si se colmata o contamina con residuos orgánicos (Metcalf et al., 2014).

4.5.3. Geotubos

Los geotubos son estructuras confeccionadas con geotextiles permeables que se utilizan para la deshidratación de lodos. Funcionan mediante la separación física entre la fase líquida y la sólida: el agua atraviesa el tejido del geotextil mientras los sólidos quedan retenidos en su interior (Aparicio Ardila et al., 2020).

En condiciones de campo, la instalación de geotubos para la deshidratación de lodos requiere una base especialmente adaptada que asegure tanto la estabilidad del sistema como la recolección adecuada del efluente filtrado. Según Müller et al. (2023), dicha base debe ser nivelada y contar con una capa de geomembrana para impermeabilización, sobre la cual se dispone una protección mecánica con geotextil no tejido. Encima de este conjunto se coloca una capa drenante de grava, que facilita el escurrimiento del agua separada del lodo hacia canales de recolección perimetral. Esta configuración permite evitar la saturación del terreno, minimizar la pérdida de sólidos y posibilitar el tratamiento o reutilización del lixiviado.

A partir de la alternativa seleccionada para el reúso de efluentes, los lodos que se deberán tratar y acondicionar corresponden a los generados tanto en la fosa séptica como en las lagunas del sistema. Los antecedentes disponibles sobre reutilización de lodos generados en el tratamiento de efluentes domésticos corresponden principalmente a sistemas convencionales. Por este motivo, resulta necesario evaluar la viabilidad de su valorización en contextos donde se utilizan tecnologías no convencionales.

4.6. Caracterización de lodos

Los lodos provenientes de lagunas facultativas se encuentran estabilizados biológicamente (Andreoli et al., 2007).

En sistemas que tratan únicamente aguas residuales domésticas, como los implementados en MEVIR, varios de los elementos limitados por la *Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelo*, como el cadmio, el plomo, el mercurio o el cromo, no suelen estar presentes. Otros, como el cobre, el zinc o el níquel, pueden encontrarse en trazas debido al uso de productos de higiene o a la corrosión de cañerías, pero generalmente en concentraciones muy por debajo de los límites establecidos.

Por tanto, aunque el control normativo debe realizarse, no se espera que estos parámetros constituyan una limitante para el reúso de lodos en este tipo de sistemas (Metcalf et al., 2014).

Dado que el sistema incluye una fosa séptica antes de la laguna facultativa, no se espera la presencia significativa de materiales extraños en los lodos acumulados. Sin embargo, en caso de que durante o después del secado se identifiquen elementos como plásticos, metales, piedras u otros inertes, puede recurrirse al uso de tamices como etapa posterior.

En el caso de los patógenos, resulta recomendable realizar análisis específicos sobre los lodos extraídos a fin de verificar si se ajustan a los límites establecidos en la normativa. Esto aplica de forma similar para la evaluación de la posible presencia de huevos de helmintos y virus entéricos, en casos de que se exijan, cuyos niveles no pueden determinarse únicamente a partir de las condiciones del sistema.

A partir de datos obtenidos en un proyecto similar desarrollado por OSE, es posible caracterizar los lodos secados en geotubos conforme a algunos de los parámetros recomendados por el MA, como se puede ver en la Tabla 72.

Tabla 72: Caracterización de algunos parámetros recomendados por el MA en un proyecto similar de OSE.

Parámetro	Unidad	Resultado
Humedad	%	> 70
Coliformes fecales	NMP/g (b.s.) ^a	> 10 ⁵
Salmonella spp.	25 g	No detectado
Arsénico	mg As/kg	entre 20 y 40
Cadmio	mg Cd/kg	< 2
Cobre	mg Cu/kg	< 500
Cromo total	mg Cr/kg	< 100
Mercurio	mg Hg/kg	< 1
Níquel	mg Ni/kg	< 20
Plomo	mg Pb/kg	< 100
Zinc	mg Zn/kg	< 2000
Cromo (VI)	mg Cr ⁺⁶ /kg	0,1 ^b
pH	–	entre 6 y 7
Materia orgánica	% en b.s. ^a	> 20
Conductividad eléctrica	μS/cm	1925

^a Base seca.

^b Valor del límite de detección (LD).

En función de los resultados obtenidos en el diagnóstico, y conforme a lo establecido en la Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelo, el uso de los lodos podría encuadrarse dentro de la Alternativa B, quedando sujetos a la evaluación de DINACEA aquellos parámetros que así lo requieran.

4.7. Lodos provenientes de fosas sépticas

En el caso de las fosas sépticas, la remoción de lodos se realiza mediante camiones barométricos, que extraen el contenido acumulado periódicamente. Una vez extraídos, los lodos deben ser trasladados a un sitio de tratamiento, disposición o valorización habilitado, de acuerdo con sus características y con la normativa vigente.

4.8. Lodos provenientes de laguna facultativa

En el caso de las lagunas facultativas, se propone el reúso de los lodos extraídos como parte de una estrategia de valorización, evitando su disposición final como residuo. Esta alternativa requiere definir un procedimiento adecuado de extracción, secado y acondicionamiento, que permita su posterior aplicación en funciones productivas o ambientales, según las características del material y las condiciones del sitio.

4.8.1. Extracción de lodos

Existen diversos métodos para la remoción de lodos acumulados en lagunas facultativas, cuya elección depende de factores operativos y del tiempo disponible para sacar de servicio la unidad. Una opción es realizar la extracción con la laguna fuera de operación, para lo cual se detiene el ingreso de efluente y se drena el agua hasta dejar expuesto el lodo, permitiendo su secado parcial por evaporación. Una vez alcanzada una consistencia adecuada, los lodos pueden ser removidos con maquinaria como retroexcavadoras o cargadores frontales. Alternativamente, es posible efectuar la remoción mientras la laguna sigue en funcionamiento mediante técnicas de dragado hidráulico o succión desde barcas flotantes. En este caso, los lodos extraídos deben ser posteriormente conducidos a unidades externas para su tratamiento y deshidratación, tales como lechos de secado o sistemas de contención geotextil (U.S. Environmental Protection Agency, 2011).

4.8.2. Acondicionamiento de lodos

Para el acondicionamiento de lodos generados en sistemas de tratamiento, se consideran tecnologías de deshidratación y compostaje que sean viables y compatibles con las condiciones operativas y de gestión de los proyectos de MEVIR.

En los sistemas con lagunas facultativas, la extracción de lodos se realiza mediante eventos puntuales separados por largos períodos de tiempo. Debido a esta naturaleza discontinua, se propone la utilización de geotubos como método de deshidratación, ya que esta tecnología permite planificar desde el diseño un área específica para su instalación, sin necesidad de infraestructura permanente ni operación continua.

A diferencia de los lechos de secado, que requieren una obra civil más significativa, los geotubos resultan una alternativa más adecuada considerando la baja frecuencia de extracción de lodos, ya que no se justifica una infraestructura de mayor envergadura para una operación tan esporádica.

Además, los geotubos permiten una separación eficiente de sólidos y líquidos, facilitando tanto el manejo del lodo deshidratado como la recolección y eventual tratamiento o disposición del lixiviado generado.

4.8.3. Lixiviados

En todos los casos, los líquidos drenados durante el proceso de deshidratación de lodos deben ser manejados con precaución, por lo que se debe asegurar su recolección y conducción hacia el sistema de tratamiento.

5. Operación y mantenimiento

La ejecución de las obras de infraestructura de las viviendas así como la planta de tratamiento de efluentes y la red de saneamiento está a cargo de MEVIR, mientras que la responsabilidad de la operación y el mantenimiento del sistema corresponde a la OSE, de acuerdo con las competencias nacionales en materia de gestión de servicios de agua y saneamiento.

En los Tomos II y III del presente proyecto se detallan las actividades específicas de operación y mantenimiento previstas para cada una de las unidades que integran la planta

de tratamiento —incluyendo procedimientos de inspección, limpieza, control de equipos y registro de parámetros operativos—.

Esta sección aborda los aspectos institucionales y sociales que permiten garantizar la sostenibilidad operativa del sistema, tomando como referencia experiencias nacionales y regionales que han demostrado la eficacia de la participación comunitaria en la gestión de servicios rurales de agua y saneamiento.

5.1. Antecedentes de participación comunitaria en la gestión de los servicios rurales de agua y saneamiento

En Uruguay existen antecedentes que validan la incorporación de la participación comunitaria en la gestión y mantenimiento de los servicios de agua y saneamiento rurales. Este enfoque, promovido por las políticas nacionales y por experiencias impulsadas por la OSE en coordinación con otros organismos públicos, ha probado ser una herramienta eficaz para asegurar la sostenibilidad técnica y social de los sistemas.

El *Plan Nacional de Saneamiento* del Ministerio de Ambiente establece que el acceso a los servicios debe priorizar criterios sociales por sobre los económicos, destacando la importancia de fortalecer las capacidades locales y la corresponsabilidad comunitaria para garantizar la permanencia de las infraestructuras en el tiempo [de Ambiente \(2020\)](#). Esta visión reconoce la necesidad de modelos flexibles y colaborativos, donde las comunidades desempeñen un papel activo en la operación cotidiana y la detección temprana de fallas.

En este sentido, el *Programa de Abastecimiento de Agua a Pequeñas Comunidades Rurales (UR-X1007)*, implementado por la OSE, la Administración Nacional de Educación Pública (ANEP) y el MGAP con apoyo del BID, constituye un antecedente directo del esquema aquí propuesto. El programa integró un fuerte componente de desarrollo comunitario, incluyendo capacitación local y estrategias de gestión ambiental y social orientadas a la participación en la operación y mantenimiento de los sistemas [Obras Sanitarias del Estado \(2019\)](#).

A partir de esa experiencia, el presente proyecto plantea un modelo institucionalizado en el cual un referente local, perteneciente a la comunidad, sea capacitado y remunerado por OSE para cumplir tareas rutinarias de inspección, control y comunicación de fallas,

actuando como nexo entre la comunidad y el organismo técnico. Este esquema refuerza el sentido de pertenencia local y la sostenibilidad social del sistema, sin alterar la rectoría técnica de OSE.

Las recomendaciones de organismos internacionales, como el BID, insisten en la necesidad de integrar el trabajo social y comunitario desde la fase de identificación del proyecto, abarcando tanto el diseño técnico como la capacitación para la operación y la definición de los mecanismos tarifarios. La participación debe adaptarse a las capacidades locales, pudiendo incluir modalidades de trabajo comunitario remunerado.

5.1.1. Casos de referencia nacional

En Uruguay han desarrollado modelos donde la rectoría técnica y la supervisión permanecen en el Estado, mientras la operación cotidiana se apoya en la comunidad mediante referentes capacitados y acompañamiento institucional. A continuación se presentan tres experiencias relevantes y aplicables al contexto:

- **Experiencia de MEVIR en gestión comunitaria y desarrollo rural** Desde su creación, MEVIR ha promovido la participación directa de las familias rurales no solo en la construcción de sus viviendas, sino también en la gestión posterior del hábitat y las infraestructuras comunes. Este enfoque de *autogestión acompañada* consolidó vínculos sociales y responsabilidades compartidas en el uso y mantenimiento de los servicios básicos. Un caso destacado es el de Ramón Trigo (Cerro Largo), donde OSE condicionó la recepción de la planta de tratamiento a un período previo de operación de dos años. Frente a ello, MEVIR impulsó la conformación de una sociedad local integrada por mujeres, que asumió las tareas de mantenimiento —limpieza, poda y cuidado de instalaciones— mediante un contrato remunerado. La experiencia fortaleció la autonomía local y evidenció la viabilidad de modelos de gestión comunitaria con enfoque de género y acompañamiento institucional **MEVIR (2025)**.
- **Programa Plaza de Barrio – Canelones** Impulsado por la Intendencia de Canelones, este programa promueve la *gestión comunitaria y participativa* del espacio público, a través del trabajo conjunto entre la comunidad, los municipios y la in-

tendencia en la recuperación, mejora y mantenimiento de plazas barriales. Busca fortalecer la organización vecinal y el sentido de pertenencia, consolidando redes locales de colaboración. Las vecinas, vecinos e instituciones sociales participan activamente en el diseño y ejecución de mejoras, mientras que la Intendencia aporta apoyo técnico, maquinaria, materiales y acompañamiento continuo. Entre sus objetivos se destacan la descentralización de la gestión hacia los gobiernos locales y la promoción de convenios de patrocinio con actores privados para asegurar la sostenibilidad de las acciones [Intendencia de Canelones \(2024\)](#).

- **Programa de Abastecimiento de Agua a Pequeñas Comunidades Rurales (UR-X1007, Uruguay)** Implementado por la OSE, la ANEP y el MGAP, con financiamiento del BID y el Fondo Español de Cooperación para Agua y Saneamiento, este programa constituye una referencia nacional en la articulación de componentes técnicos, sociales e institucionales. Incluyó más de 1.500 talleres de capacitación comunitaria sobre uso responsable del agua, higiene y mantenimiento de instalaciones, y estableció referentes locales capacitados para monitorear el servicio, comunicar niveles de cloro y reportar fallas. Este modelo combinó asistencia institucional y participación comunitaria, logrando sostenibilidad técnica y social ([Obras Sanitarias del Estado, 2019](#)), ([BID, OSE, MGAP y ANEP, 2018](#)).

Estos casos demuestran que los modelos de gestión participativa con presencia local remunerada y supervisión estatal son técnica y socialmente viables. En todos ellos, la sostenibilidad se alcanza mediante la combinación de compromiso comunitario y acompañamiento técnico permanente, garantizando la continuidad operativa y fortaleciendo el sentido de pertenencia hacia la infraestructura pública.

6. Aplicabilidad de la solución propuesta en distintos contextos MEVIR

La solución propuesta, que contempla el tratamiento y reúso del efluente doméstico para riego, resulta especialmente adecuada para núcleos de MEVIR ubicados en zonas donde el curso de agua cercano posee un valor ambiental o productivo significativo, o

donde la disposición del efluente tratado presenta limitaciones técnicas o restricciones ambientales.

Entre los contextos más apropiados se destacan:

- MEVIR en áreas protegidas o próximas a cuerpos de agua de alto valor ambiental: donde el vertido no es recomendable y el reúso mediante riego permite evitar descargas, reduciendo el impacto sobre ecosistemas sensibles. Este es el caso de Masoller en Rivera, que se encuentra en el Área Protegida de Valle del Lunarejo.
- MEVIR localizados en zonas de cuchilla o alejadas de cursos de agua superficiales: donde no existe un punto de descarga adecuado, y el aprovechamiento del efluente tratado para riego de espacios verdes o cortinas forestales constituye una alternativa técnica y ambientalmente sostenible. En este caso se puede encontrar la localidad de Palmitas, que se encuentra en la cabecera de la cuenca.
- MEVIR en regiones con disponibilidad hídrica limitada o con demanda agrícola significativa, donde el reúso del efluente tratado permite sustituir agua potable o de bombeo. Un ejemplo es Sauce, que presenta alta demanda de agua para cultivos.

En estos escenarios, la implementación de la solución propuesta aporta beneficios ambientales y sociales, promoviendo un uso eficiente del recurso hídrico y fortaleciendo el sentido de responsabilidad comunitaria en la gestión del agua.

Referencias

Richard G. Allen, Luis S. Pereira, Dirk Raes, and Martin Smith. *Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos*. Estudio FAO Riego y Drenaje N.º 56. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), Roma, Italia, 2006. ISBN 92-5-304219-2. URL <https://www.fao.org/3/x0490s/x0490s00.htm>.

Cleverson Vitorio Andreoli, Marcos Von Sperling, and Fernando Fernandes. *Sludge Treatment and Disposal*, volume 6 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, 2007. ISBN 9781843391616. URL <https://limaens.paginas.ufsc.br/files/2020/09/volume-6.pdf>.

Maria Alejandra Aparicio Ardila, Samira Tessarolli de Souza, Jefferson Lins da Silva, Clever Aparecido Valentin, and Angela Di Bernardo Dantas. Geotextile tube dewatering performance assessment: An experimental study of sludge dewatering generated at a water treatment plant. *Sustainability*, 12(19):8129, 2020. 10.3390/su12198129.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Nbr 17076:2024. tanques sépticos - unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - projeto, construção e operação. Norma Técnica, 2024. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Nbr 7229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos – procedimento. <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=2593>, 1993. Incorpora as Erratas de janeiro de 1994 e setembro de 1997.

Valerie Belton and Theodor J. Stewart. *Multiple Criteria Decision Analysis: An Integrated Approach*. Springer US, Boston, MA, 2002. ISBN 978-0-306-47629-4. 10.1007/978-1-4615-1495-4. URL <https://link.springer.com/book/10.1007/978-1-4615-1495-4>.

BID, OSE, MGAP y ANEP. Programa ur-x1007: Informe de terminación (pcr). Technical report, Banco Interamericano de Desarrollo, Montevideo,

2018. URL https://idbg.sharepoint.com/teams/EZ-UR-IGR/UR-X1007/_layouts/15/DocIdRedir.aspx?ID=EZSHARE-589777301-22. Informe de Terminación de Programa elaborado en conjunto por BID, OSE, MGAP y ANEP. Abril de 2018.
- CEPAL, GWP, and AECID. *El reuso de agua residual tratada en América Latina y el Caribe*. Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), Santiago de Chile, 2015. URL <https://repositorio.cepal.org/handle/11362/37398>.
- Adapt Chile. Ficha acciones colectivas – polpaico: Gestión colectiva del agua en los territorios, mar 2018. URL https://wateractionhub.org/media/files/2018/03/19/20-CL-Ficha_AccionesColectivas-Polpaico-FINAL.pdf. El agua nos une – Suiza-Agua América Latina.
- Coca-Cola FEMSA Uruguay. Recuperación y reutilización del agua para servicios industriales. Presentación en PDF, 2025. Presentación en la Expo Uruguay Sostenible 2025, 6 de junio.
- Convenio OSE MEVIR IMFIA. Convenio entre ose, mevir e imfia, 2020.
- Ministerio de Ambiente. Plan nacional de saneamiento, 2020. URL https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/2020-07/PNS_Saneamiento_1.pdf. Gobierno de Uruguay, Montevideo.
- Carlos Augusto de Lemos Chernicharo and Thiago Bressani Ribeiro. Tratamiento de aguas residuales municipales. Technical Report IDB-TN-2601, Banco Interamericano de Desarrollo (BID), Washington, D.C., febrero 2023. URL <https://publications.iadb.org/es/tratamiento-de-aguas-residuales-municipales>. Nota Técnica N° IDB-TN-2601.
- DINAGUA. Relevamiento de sistemas de saneamiento implementados por mevir. Technical report, Dirección Nacional de Aguas, 2012. Informe.
- G. Dotro, G. Langergraber, P. Molle, J. Nivala, J. Puigagut, O. Stein, and Marcos Von Sperling. Treatment wetlands. In B. Rose, J. and B. Jiménez-Cisneros, editors,

Biological Wastewater Treatment Series, Volume Seven. International Water Association (IWA), London, UK, 2017a. Capítulo sobre diseño y operación de humedales construidos para tratamiento de aguas residuales.

Guillermo Dotro, Guenter Langergraber, Pascal Molle, J. Nivala, Jaume Puigagut, Otto Stein, and Marcos von Sperling. *Treatment Wetlands*. IWA Publishing, 2017b. ISBN 9781780408774.

Florida Legislature. Florida statutes, section 403.086 – sewage disposal facilities; advanced and secondary waste treatment. The 2019 Florida Statutes, 2019. URL https://www.leg.state.fl.us/statutes/index.cfm?App_mode=Display_Statute&URL=0400-0499/0403/Sections/0403.086.html. Grizzle-Figg Statute, Title XXIX - Public Health, Chapter 403 - Environmental Control.

Martín García Petillo and Luis Puppo. Determinación de la evapotranspiración del cultivo de referencia (eto) para el diseño de equipos de riego en el uruguay. *Agrociencia Uruguay*, 19(1):67–78, 2015. ISSN 2301-1548. URL https://www.scielo.edu.uy/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2301-15482015000100014.

D. Gavalda, S. Ruy, B. Real, H. Jorda, and M. Rivière. Agronomic and environmental impacts of a single application of heat-dried sludge on an alfisol. *Environmental Pollution*, 138(3):524–529, 2005. 10.1016/j.envpol.2005.04.008.

Santiago Giardello. Gestión de efluentes y reúso de agua en planta softys uruguay. Presentación en PDF, 2025. Presentación en la Expo Uruguay Sostenible 2025, 6 de junio.

Gobierno de España. Real decreto 1085/2024, de 22 de octubre, por el que se aprueba el reglamento de reutilización del agua y se modifican diversos reales decretos que regulan la gestión del agua. *Boletín Oficial del Estado*, (256):135409–135424, 2024. Disponible en: <https://www.boe.es/eli/es/rd/2024/10/22/1085>.

Alice Elizabeth González, Julieta López, Nicolás Rezzano, Cecilia Ceiter, Mauro D’Angelo, and Agustín Ríos. Diagnóstico de sistemas de saneamiento de pequeñas poblaciones. Informe final, Dirección Nacional de Agua (DINAGUA), Montevideo, Uruguay, febrero 2017.

Ricardo Franci Gonçalves, editor. *Desinfecção de efluentes sanitários*. ABES, RiMa, Rio de Janeiro, 1 edition, 2003. ISBN 85-86552-72-0. Projeto PROSAB – Rede de Pesquisas sobre Desinfecção de Esgotos Sanitários.

Hockerton Housing Project. Reed beds. <https://www.hockertonhousingproject.org.uk/water-systems/reed-beds/>, n.d.

R. K. Hranova. The wastewater reuse practice in botswana – a challenge for the development of the water sector. In *Proceedings of the BIE Annual Conference*, pages 1–8, Gaborone, Botswana, 2005. Botswana Institution of Engineers. Study of the wastewater reuse system at the Botswana Technology Centre (BOTEC).

Emeterio Iglesias Jiménez and Víctor Pérez García. Composting of domestic refuse and sewage sludge. i. evolution of temperature, ph, c/n ratio and cation-exchange capacity. *Resources, Conservation and Recycling*, 7(1):57–67, 1991. 10.1016/0921-3449(91)90006-A. URL [https://doi.org/10.1016/0921-3449\(91\)90006-A](https://doi.org/10.1016/0921-3449(91)90006-A).

Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). Climatología del invierno (junio-julio-agosto) en uruguay 1981–2010. <https://www.inumet.gub.uy/>, 2010.

Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). Tablas estadísticas climatológicas 1991–2020, estación mercedes, 2024. URL <https://www.inumet.gub.uy/clima/estadisticas-climatologicas/tablas-estadisticas>. Consultado en noviembre de 2025.

Intendencia de Canelones. Programa plaza de barrio – canelones, 2024. URL <https://www.gub.uy/catalogo-participacion-ciudadana/ambitos/programa-plaza-barrio-canelones>. Catálogo de Participación Ciudadana, Gobierno de Uruguay. Última actualización: mayo de 2024.

Robert H. Kadlec and Scott D. Wallace. *Treatment Wetlands*. CRC Press, 2nd edition, 2009. ISBN 9781566705264.

Timothy F. Malloy, Virginia M. Zaunbrecher, Christina M. Batteate, Ann Blake, William F. Carroll Jr., Charles J. Corbett, Steffen Foss Hansen, Robert J. Lempert, Igor Linkov, and Roger McFadden. Advancing alternative analysis: Integration of decision

- science. *Environmental Health Perspectives*, 125(6):067006, 2017. 10.1289/EHP483. URL <https://ehp.niehs.nih.gov/doi/full/10.1289/EHP483>.
- D. D. Mara. *Design Manual for Waste Stabilisation Ponds in India*. Lagoon Technology International Ltd., Leeds, 1997.
- Duncan Mara. *Waste Stabilization Ponds*. IRC International Water and Sanitation Centre; University of Leeds, Leeds, UK, 2004. URL https://www.pseau.org/outils/ouvrages/irc_university_of_leeds_waste_stabilization_ponds_2004.pdf.
- Eddy Metcalf, George Tchobanoglous, H. David Stensel, Ryuji Tsuchihashi, and Franklin L. Burton. *Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery*. McGraw-Hill Education, 5th edition, 2014.
- MEVIR. Guía de uso y mantenimiento de la vivienda. Technical report, MEVIR, 2024. URL https://www.mevir.org.uy/images/PDF/manuales/Mevir_GUIA%2001%2025_01_2024_baja.pdf.
- MEVIR. Entrevista con personal técnico de mevir sobre experiencias de gestión comunitaria y mantenimiento de sistemas de tratamiento en ramón trigo (cerro largo). Entrevista no publicada, 2025. Comunicación personal. Entrevista realizada en octubre de 2025.
- Ministerio de Ambiente, Uruguay. Propuesta de contenidos mínimos a considerar para el uso de residuos como mejoradores de suelo. <https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/>, 2023. Documento preliminar en el marco del Decreto N° 182/013.
- Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Resolución 1207 de 2014: Por la cual se establecen disposiciones relacionadas con el uso de aguas residuales tratadas, 2014. URL <https://www.minambiente.gov.co/documento-entidad/resolucion-1207-de-2014/>. Accedido el 14 de mayo de 2025.
- MVOTMA, DINAGUA, and SNAACC. Plan Nacional de Saneamiento. <https://www.gub.uy/ministerio-ambiente/sites/ministerio-ambiente/files/documentos/publicaciones/plan-nacional-saneamiento.pdf>, 2020. Versión aprobada por el Poder Ejecutivo. Montevideo, Uruguay.

Matheus R. Müller, Delma Vidal, Eduardo A. Guanaes, and Márcia R. de Freitas. Sludge dewatering with geotextile refill in a draining container: case study in a water treatment plant. *DELOS: Desarrollo Local Sostenible*, 16(45):1732–1747, 2023. 10.55905/rdelosv16.n45-016.

Mahmoud W. Nasman and Hussam Al-Najjar. The potential reuse of sewage sludge for agriculture purposes (case study: North gaza emergency sewage treatment plant (ngest)). *International Journal of Environmental Studies and Researches*, 2(1):28–44, 2023.

Obras Sanitarias del Estado. Programa de abastecimiento de agua en el sector rural de uruguay (ur-x1007), 2019. URL http://www.ose.com.uy/descargas/documentos/mgas_programa_ur_x1007_informe_final.pic.pdf. Informe técnico, Montevideo.

Regional District of Nanaimo. 2022 biosolids management summary, 2022. URL <https://rdn.bc.ca/sites/default/files/inline-files/Regional%20District%20of%20Nanaimo%202022%20Biosolids%20Management%20Summary.pdf>. Programa de fertilización forestal con biosólidos.

Enrique Ortega, Yasmina Ferrer, Juan Salas, Carlos Aragón, and Álvaro Real. *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Centro de Publicaciones del Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino, Madrid, España, 2010. Disponible en: https://www.miteco.gob.es/es/agua/temas/planificacion-hidrologica/Manual-Depuracion-Pequeñas-Poblaciones_tcm30-192066.pdf.

OSE. Reglamento para el proyecto, construcción y financiación de las obras de abastecimiento de agua potable y saneamiento de los conjuntos habitacionales construidos por m.e.v.i.r., 1995. URL https://example.com/Reglamento_OSE_MEVIR_1995.pdf. R/D N° 507/95 del 22/3/1995.

OSE. Guía técnica para la elaboración de proyectos de sistemas de saneamiento mevir. Technical report, Gerencia de Saneamiento, División Sistemas de Saneamiento, División de Aguas Residuales, agosto 2022. Elaborado por: OSE, disponible bajo solicitud.

OSE y MEVIR. Convenio entre ose y mevir para la gestión de agua potable y saneamiento, octubre 2023. Convenio firmado el 18 de octubre de 2023. Disponible en: <https://www.gub.uy/ministerio-vivienda-ordenamiento-territorial/comunicacion/noticias/mevir-firmo-convenio-ose-para-gestionar-red-agua-saneamiento-todas-viviendas>.

Parlamento Europeo y Consejo de la Unión Europea. Reglamento (ue) 2020/741 del parlamento europeo y del consejo, de 25 de mayo de 2020, relativo a los requisitos mínimos para la reutilización del agua. Diario Oficial de la Unión Europea, L 177, 5.6.2020, p. 32–55, 5 2020. URL <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/ES/TXT/?uri=CELEX%3A32020R0741>.

Marcelo Pittamiglio, Horacio Gómez, and María Inés Campanela. Guía técnica para tratamiento y disposición final de líquidos residuales domésticos transportados por barométricas. Informe técnico, Oficina de Planeamiento y Presupuesto (OPP), Uruguay, 2019. URL https://www.opp.gub.uy/sites/opp.gub.uy/files/documentos/servicios/agua_y_saneamiento/Guia-Tecnica.digital.pdf.

Plastiducto S.A. *Catálogo técnico de tuberías PEAD - Línea presión PN10*, 2024. URL <http://plastiducto.com/wp-content/uploads/2014/11/Polietileno.pdf>. Diámetros normalizados de PEAD SDR 17, presión nominal PN10.

Poder Ejecutivo de la República Oriental del Uruguay. Decreto n° 182/013: Reglamentación de la ley n° 18.610 sobre política nacional de aguas. Technical report, Presidencia de la República, Montevideo, junio 2013. Disponible en: <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/182-2013>.

Poder Ejecutivo de la República Oriental del Uruguay. Decreto n° 62/022: Modificación del decreto n° 182/013 sobre política nacional de aguas. Technical report, Ministerio de Ambiente, Montevideo, febrero 2022. Publicado el 18/02/2022. Disponible en: <https://www.impo.com.uy/bases/decretos/62-2022>.

Thomas L. Saaty. *The Analytic Hierarchy Process*. McGraw-Hill, New York, 1980. ISBN 9780070543713.

- Thomas L. Saaty. Decision making with the analytic hierarchy process. *International Journal of Services Sciences*, 1(1):83–98, 2008. 10.1504/IJSSci.2008.017590.
- George Tchobanoglous, H. David Stensel, Ryujiro Tsuchihashi, and Franklin Burton. *Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery*. McGraw-Hill Education, New York, 5th edition, 2013. ISBN 978-0-07-340118-8. Also known as Metcalf & Eddy.
- Virginia Tech and United States Environmental Protection Agency. *Biosolids Use for Land Reclamation*. EPA/832-B-09-003, 2009. URL https://www.epa.gov/sites/default/files/2015-10/documents/biosolids_use_for_land_reclamation.pdf.
- Elizabeth Tilley, Lukas Ulrich, Christoph Lüthi, Philippe Reymond, and Christian Zurbrügg. *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. Eawag: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology, Dübendorf, Suiza, versión en español edition, 2015. URL https://www.eawag.ch/fileadmin/Domain1/Abteilungen/sandec/schwerpunkte/sesp/CLUES/Compendium.Spanish.pdfs/compendio_sp.pdf.
- Milton S. Tsutiya. *Abastecimento de Água: Fundamentos e Aplicações*. Editora Edgard Blücher, São Paulo, 2 edition, 2005. ISBN 9788521203413.
- United States Environmental Protection Agency. 2012 guidelines for water reuse. EPA/600/R-12/618, 2012. URL <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P100FS7K.PDF>. Washington, D.C.: U.S. Environmental Protection Agency and U.S. Agency for International Development.
- U.S. Environmental Protection Agency. *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters*. Environmental Protection Agency, 2000. Manual, 154 pp.
- U.S. Environmental Protection Agency. *Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers*. Number EPA/600/R-11/088. EPA Office of Research and Development, Cincinnati, Ohio, 2011. URL <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P100CWA6.PDF>.
- Marcos Von Sperling. *Waste Stabilisation Ponds*, volume 1 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, UK, 2007a.

Marcos Von Sperling. *Waste Stabilisation Ponds*, volume 3 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, UK, 2007b.

Anexo 1

Este anexo reúne las ecuaciones empleadas, los parámetros de diseño adoptados, las dimensiones resultantes de cada componente del sistema y las estimaciones de eficiencia correspondientes a cada módulo de tratamiento propuesto. Además se presentan los cálculos utilizados para la selección de la alternativa elegida.

1. Cálculos de remociones y dimensionamiento

Este anexo reúne el desarrollo de los cálculos realizados para el análisis y comparación de las distintas alternativas de tratamiento propuestas.

1.1. Escenario 1

Módulo 0

El volumen útil del tanque séptico se determina mediante la siguiente expresión [Asso-ciação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(2024\)](#):

$$V_u = 1000 + N \cdot (C \cdot T + K \cdot L_f) \quad (1)$$

Donde:

- N : número de habitantes considerados en el diseño.
- C : dotación diaria ajustada por el coeficiente de retorno (L/hab·día).
- T : tiempo de retención hidráulico (días).
- K : tasa de acumulación de lodo digerido (días).
- L_f : contribución de lodo fresco (L/hab·día).

En el caso de la fosa séptica individual, la ecuación se aplica de la siguiente manera:

$$V_u = 1000 \text{ L} + 4 \text{ hab} \cdot (135 \text{ L/hab} \cdot \text{d} \cdot 1 \text{ d} + 105 \text{ L/hab} \cdot \text{d}) \Rightarrow V_u = 1,7 \text{ m}^3$$

Considerando una profundidad útil de 1,2 m, valor mínimo recomendado por la norma Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2024), se obtiene un área en planta de 1,4 m².

En cuanto a la fosa séptica colectiva, el cálculo se realiza para una población de 75 habitantes:

$$V_u = 1000 \text{ L} + 75 \text{ hab} \cdot (135 \text{ L/hab} \cdot \text{d} \cdot 0,5 \text{ d} + 105 \text{ L/hab} \cdot \text{d}) \Rightarrow V_u = 13,9 \text{ m}^3$$

Adoptando una profundidad útil de 1,8 m, mínimo recomendado por la norma Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2024) para sistemas colectivos, se obtiene un área en planta de 7,7 m².

Módulo 1

Laguna Facultativa

El área superficial de la laguna facultativa se dimensiona en función de la tasa de aplicación superficial (L_s), que representa la carga diaria de DBO₅ por unidad de superficie (Ecuación 2), según lo planteado en Von Sperling (2007b).

$$A = \frac{L}{L_s} \quad \text{con} \quad L = Q \times C_{DBO} \Rightarrow A = 211 \text{ m}^2 \quad (2)$$

Donde:

- A : área superficial requerida.
- L : carga diaria de DBO₅ afluente 2,6 kgDBO/d.
- Q_{med}^{diario} : caudal medio diario 18,8 m³/d.
- C_{DBO} : concentración de DBO₅ en el afluente 140 mg/L.
- L_s : tasa de aplicación superficial 124 kgDBO₅/ha·d, obtenida según la ecuación 2.3 de Von Sperling (2007b).

Por razones de facilidad constructiva y ajuste dimensional, se adopta un área final de 213 m² (8,5 m × 25 m).

La altura de las lagunas facultativas en los casos de MEVIR existentes es 1,2 m.

Remoción DBO

El sistema se diseña considerando un régimen de flujo disperso. En primer lugar, se calcula la concentración de DBO soluble en el efluente utilizando la **Ecuación 10**.

$$S = \frac{S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot d}}}{(1 + a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2 \cdot d}} - (1 - a)^2 \cdot e^{\frac{-a}{2 \cdot d}}} \quad \text{con} \quad a = \sqrt{1 + 4 \cdot K \cdot t \cdot d} \quad \Rightarrow \quad S = 18 \text{ mg/L} \quad (3)$$

Donde:

- S : concentración de DBO soluble en el efluente mg/L.
- S_0 : concentración de DBO total afluente 140 mg/L.
- K : coeficiente de decaimiento corregido con la temperatura 0,1 d⁻¹.
- t : tiempo de retención hidráulico total 9 días.
- d : número de dispersión (adimensional) 0,34, obtenido con la formula $d = \frac{1}{L/B}$.

Para estimar la fracción particulada de la DBO, se asume una relación típica de 0,3 mg DBO₅/mg SST. Considerando una concentración de 44 mg/L de SST en el efluente, se obtiene una DBO particulada de 13 mg/L. Sumada a la DBO soluble, se estima una DBO total de 31 mg/L.

Remoción de N amoniacal

La remoción de nitrógeno amoniacal total se calcula a partir de la **Ecuación 11**.

$$C_e = \frac{C_0}{1 + \left[\frac{A}{Q} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T) \cdot e^{(1,041 + 0,044 \cdot T) \cdot (pH - 6,6)} \right]} \Rightarrow C_e = 31 \text{ mg/L} \quad (4)$$

Donde:

- C_e : concentración de nitrógeno amoniacal en el efluente mg/L.
- C_o : concentración de nitrógeno amoniacal en el afluente 35 mg/L.
- A : área de la laguna 213 m².
- Q : caudal de entrada 18,8 m³/d.
- T : temperatura del efluente 12°C
- pH: Valor del pH del agua 7.

Remoción de coliformes

Para el cálculo de la remoción de coliformes se utiliza el modelo de flujo disperso representado por la Ecuación 10, ajustando las constantes de decaimiento específicas para este parámetro. En este caso, el coeficiente de decaimiento corregido por temperatura es $K = 0,25 \text{ d}^{-1}$ y la concentración del afluente de $N_0 = 5,0 \times 10^6 \text{ UFC/100mL}$, lo que da una concentración final $N = 1,0 \times 10^6 \text{ UFC/100mL}$.

Laguna de maduración en serie

El área de las lagunas de maduración se determina adaptando su geometría a la de la laguna facultativa y asegurando que el tiempo de retención hidráulico sea igual o superior a 3 días, en cumplimiento con los criterios mínimos de diseño planteados por Von Sperling (2007b).

Tomando estos criterios, se adopta un área de 104 m² (8 m × 13 m) y una profundidad de 1,2 m, lo que resulta en un tiempo de retención hidráulico de 3,9 días.

Remoción de coliformes fecales

Para el cálculo de la remoción de coliformes se emplea el modelo de mezcla completa con celdas iguales en serie, el cual se presenta en la [Ecuación 12](#).

$$N = \frac{N_0}{\left(1 + K_b \cdot \frac{t}{n}\right)^n} \Rightarrow N = 2,2 \times 10^5 \text{ UFC/100mL} \quad (5)$$

Donde:

- N : conteo de coliformes en el efluente UFC/100 mL.
- N_0 : conteo de coliformes en el afluente $1,0 \times 10^6$ UFC/100 mL.
- K_b : coeficiente de decaimiento bacteriano corregido por la temperatura $0,30 \text{ d}^{-1}$.
- T : tiempo de retención hidráulico del sistema 7,8 días.
- n : número de lagunas en serie 2.

Variación del pH

En la laguna de maduración se modifica el pH del efluente debido a los procesos biológicos, principalmente la fotosíntesis de algas que tiende a elevar el pH del medio. Esta variación se estima mediante la [Ecuación 13](#) propuesta por [Von Sperling \(2007b\)](#).

$$pH = 7,3 \cdot e^{0,0005 \cdot Al} \Rightarrow pH = 8 \quad (6)$$

Donde:

- Al : Alcalinidad 200 mg CaCO_3/L , valor obtenido de la Tabla 2.24 [Von Sperling \(2007a\)](#).

Módulo 2

Alternativa 1: Humedal vertical

El área del HFV se calcula según la [Ecuación 7](#) la cual se basa en parámetros teóricos de referencia. Dado que los valores adoptados son comunes a todas las alternativas, el área resultante es idéntica en todos los casos.

$$A = \frac{Q}{HLR} \Rightarrow A = 156 \text{ m}^2 \quad (7)$$

Donde:

- A: área requerida del humedal (m^2).
- Q: caudal medio diario de diseño $18,8 \text{ m}^3/\text{d}$.
- HRL: tasa de carga hidráulica máxima para humedales de tratamiento terciario $0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Por facilidad constructiva, se adopta un área total de 155 m^2 , correspondiente a un humedal de $15,5 \text{ m}$ de largo por 10 m de ancho.

Alternativa 2: Humedal horizontal

El área necesaria para el HFH se determina con la [Ecuación 8](#) a partir de la concentración objetivo de DBO en el effluente.

$$S = \frac{Q_{med}^{diario} \cdot \ln(C_e/C_s)}{K_A} \quad \text{con} \quad K_A = K_T \cdot h \cdot \phi_s \Rightarrow S = 363 \text{ m}^2 \quad (8)$$

Donde:

- S: área necesaria m^2 .
- Q_{med}^{diario} : caudal medio diario $18,8 \text{ m}^3/\text{día}$.
- C_s : concentración objetivo de DBO_5 a la salida 3 mg/L , se considera este valor sobre los 10 mg/L que exige la EPA dado que con esta concentración de DBO se asegura una concentración de SST menor a 5, la cual es exigida por la EPA.

- C_e : concentración de DBO_5 a la entrada 31,4 mg/L.
- h : profundidad 0,5 m. Según Tabla 6.7, pág. 164 (Ortega et al., 2010).
- ϕ_s : porosidad del medio 0,35. (Tamaño efectivo del sustrato $d_{10} = 8\text{mm}$, Arena - grava). Según Tabla 6.9, pág. 166 (Ortega et al., 2010).
- K_T : constante de decaimiento corregido por la temperatura 0,69 d^{-1} .

Módulo 3

Cálculo del coeficiente de letalidad ajustado por temperatura:

$$\Lambda_{12} = \Lambda_{20} \cdot Q_{10}^{\frac{T-20^\circ\text{C}}{10}} = 2,0 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1} \cdot \text{min}^{-1} \cdot (2,5)^{\frac{12^\circ\text{C}-20^\circ\text{C}}{10}} = 0,96 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1} \cdot \text{min}^{-1} \quad (9)$$

Donde:

- Λ_{20} : coeficiente de letalidad a 20°C , $\Lambda_{20} = 2,0 \frac{\text{L}}{\text{mg} \cdot \text{min}}$ según Tchobanoglous et al. (2013)
- Q_{10} : coeficiente de corrección por temperatura, $Q_{10} = 2,5$, según Tchobanoglous et al. (2013)
- T : temperatura de diseño, $T = 12^\circ\text{C}$

Alternativas 1 y 2

Cálculo de la concentración de cloro necesaria:

$$C = \left(\frac{\log_{10}\left(\frac{N_0}{N_t}\right)}{\Lambda \cdot t} \right)^{1/n} = \left(\frac{\log_{10}\left(\frac{2150 \text{ UFC}/100 \text{ mL}}{0,5 \text{ UFC}/100 \text{ mL}}\right)}{0,96 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1}\cdot\text{min}^{-1} \cdot 30 \text{ min}} \right) = 0,13 \text{ mg/L}$$

Se suma el cloro que pide la EPA en todos los casos de reúso, la demanda inmediata y el residual para garantizar la decaimiento a lo largo del tanque o tubería Gonçalves (2003).

$$C_{\text{total}} = C + 1 \text{ mg/L} + 5 \text{ mg/L} + 1,5 \text{ mg/L} = 8 \text{ mg/L}$$

1.2. Escenario 2

Módulo 0

Ver Sección 1.1, caso fosa séptica colectiva.

Módulo 1

Alternativa 1: Sistema de lagunas

Laguna Facultativa

El área superficial de la laguna facultativa se dimensiona siguiendo el mismo procedimiento y resulta idéntica a la obtenida en la Sección Escenario 1: Modulo 1.

Se adopta una profundidad de 2 m, valor en el rango de profundidades recomendadas según Von Sperling (2007b).

Remoción DBO

El sistema se diseña considerando un régimen de flujo disperso. En primer lugar, se calcula la concentración de DBO soluble en el efluente utilizando la Ecuación 10.

$$S = \frac{S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot d}}}{(1 + a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2 \cdot d}} - (1 - a)^2 \cdot e^{\frac{-a}{2 \cdot d}}} \quad \text{con} \quad a = \sqrt{1 + 4 \cdot K \cdot t \cdot d} \quad \Rightarrow \quad S = 29 \text{ mg/L} \quad (10)$$

Donde:

- S : concentración de DBO soluble en el efluente mg/L.
- S_0 : concentración de DBO total afluente 140 mg/L.
- K : coeficiente de decaimiento corregido con la temperatura $0,1 \text{ d}^{-1}$.
- t : tiempo de retención hidráulico total 9 días.

- d : número de dispersión (adimensional) 0,55, obtenido con la formula $d = \frac{1}{L/B}$.

Para estimar la fracción particulada de la DBO, se asume una relación típica de 0,3 mg DBO₅/mg SST. Considerando una concentración de 44 mg/L de SST en el efluente, se obtiene una DBO particulada de 13 mg/L. Sumada a la DBO soluble, se estima una DBO total de 42 mg/L.

Remoción de N amoniacal

La remoción de nitrógeno amoniacal total se calcula a partir de la **Ecuación 11**.

$$C_e = \frac{C_0}{1 + \left[\frac{A}{Q} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T) \cdot e^{(1,041+0,044 \cdot T) \cdot (pH-6,6)} \right]} \Rightarrow C_e = 31 \text{ mg/L} \quad (11)$$

Donde:

- C_e : concentración de nitrógeno amoniacal en el efluente mg/L.
- C_o : concentración de nitrógeno amoniacal en el afluente 35 mg/L.
- A : área de la laguna 220 m².
- Q : caudal de entrada 18,8 m³/d.
- T : temperatura del efluente 12°C
- pH: Valor del pH del agua 7.

Remoción de coliformes

Para el cálculo de la remoción de coliformes se utiliza el modelo de flujo disperso representado por la **Ecuación 10**, ajustando las constantes de decaimiento específicas para este parámetro. En este caso, el coeficiente de decaimiento corregido por temperatura es $K = 0,13 \text{ d}^{-1}$ y la concentración del afluente de $N_0 = 5,0 \times 10^6 \text{ UFC/100mL}$, lo que da

una concentración final $N = 1,6 \times 10^6$ UFC/100mL.

Laguna de maduración en serie

El área de las lagunas de maduración se determina adaptando su geometría a la de la laguna facultativa y asegurando que el tiempo de retención hidráulico sea igual o superior a 3 días, en cumplimiento con los criterios mínimos de diseño planteados por Von Sperling (2007b).

Tomando estos criterios, se adopta un área de 100 m² (10 m × 10 m) y una profundidad de 1 m, lo que resulta en un tiempo de retención hidráulico de 3,5 días.

Remoción de coliformes fecales

Para el cálculo de la remoción de coliformes se emplea el modelo de mezcla completa con celdas iguales en serie, el cual se presenta en la Ecuación 12.

$$N = \frac{N_0}{\left(1 + K_b \cdot \frac{t}{n}\right)^n} \Rightarrow N = 3,0 \times 10^5 \text{ UFC/100mL} \quad (12)$$

Donde:

- N : conteo de coliformes en el effluente UFC/100 mL.
- N_0 : conteo de coliformes en el afluente $1,6 \times 10^6$ UFC/100 mL.
- K_b : coeficiente de decaimiento bacteriano corregido por la temperatura $0,37 \text{ d}^{-1}$.
- T : tiempo de retención hidráulico del sistema 7 días.
- n : número de lagunas en serie 2.

Variación del pH

En la laguna de maduración se modifica el pH del effluente debido a los procesos biológicos, principalmente la fotosíntesis de algas que tiende a elevar el pH del medio. Esta variación se estima mediante la Ecuación 13 propuesta por Von Sperling (2007b).

$$pH = 7,3 \cdot e^{0,0005 \cdot Al} \Rightarrow pH = 8 \quad (13)$$

Donde:

- *Al*: Alcalinidad 200 mg CaCO₃/L, valor obtenido de la Tabla 2.24 Von Sperling (2007a).

Alternativa 2: Laguna Facultativa

Para la Alternativa 2, el tratamiento secundario también se basa en una laguna facultativa. A efectos de unificar criterios de diseño y facilitar la comparación entre alternativas, se adoptan las mismas dimensiones y parámetros hidráulicos utilizados en la laguna facultativa diseñada para la Alternativa 1.

Alternativa 3: Lecho percolador

Cálculo de la remoción de DBO₅

Se aplica la ecuación empírica de diseño para filtros biológicos propuesta en Metcalf & Eddy (2014)¹, adaptada a medio plástico y sin recirculación:

$$S_e = \frac{S_o}{(R + 1) \exp \left\{ \frac{k_{20} A_s D \theta^{T-20}}{[q(R+1)]^n} \right\}} - R \quad (14)$$

Parámetros utilizados:

- $S_o = 195$ mg/L
- $S_e = 25$ mg/L
- $k_{20} = 0,26$ 1/d
- $A_s = 100$ m²/m³
- $D = 3$ m

¹Metcalf & Eddy (2014). Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery. Ecuación (9-19), pág. 666

- $\theta = 1,035$
- $T = 12\text{ }^{\circ}\text{C}$
- $R = 0$
- $n = 0,7$

Para el cálculo del coeficiente k_{20} , se dispone de los siguientes datos:

- $k_1 = 0,21\text{ (L/s)}^{0,5} / \text{m}^2$
- $D_1 = 6,1\text{ m}$
- $D_2 = 3,0\text{ m}$
- $S_1 = 150\text{ g/m}^3$
- $S_2 = 25\text{ g/m}^3$

Se aplica la fórmula de corrección por profundidad y concentración de DBO:

$$k_{20} = k_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{0,5} \left(\frac{S_1}{S_2} \right)^{0,5} = 0,21 \left(\frac{6,1}{3,0} \right)^{0,5} \left(\frac{150}{25} \right)^{0,5} = 0,310\text{ (L/s)}^{0,5} / \text{m}^2$$

Por lo tanto, el valor corregido del coeficiente cinético es:

$$k_{20} = 0,310\text{ (L/s)}^{0,5} / \text{m}^2$$

Resolviendo la ecuación Ecuación 14:

$$q = 0,26\text{ L/m}^2 \cdot \text{s}$$

Cálculo del área del filtro:

$$A = \frac{Q}{q} = \frac{18,8\text{ m}^3/\text{día} \times 1000\text{ L/m}^3}{86,400\text{ s/día} \times 0,26\text{ L/m}^2 \cdot \text{s}} = 0,8\text{ m}^2$$

Cálculo del volumen total del filtro:

$$V = A \cdot D = 0,8\text{ m}^2 \cdot 3\text{ m} = 2,4\text{ m}^3$$

Módulo 2

El área del HFV se calcula según la **Ecuación 15**, la cual se basa en parámetros teóricos de referencia. Dado que los valores adoptados son comunes a todas las alternativas, el área resultante es idéntica en todos los casos.

$$A = \frac{Q}{HLR} \Rightarrow A = 157 \text{ m}^2 \quad (15)$$

Donde:

- A: área requerida del humedal (m^2).
- Q: caudal medio diario de diseño $18,8 \text{ m}^3/\text{d}$.
- HRL: tasa de carga hidráulica máxima para humedales de tratamiento terciario $0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

Por facilidad constructiva, se adopta un área total de 155 m^2 , correspondiente a un humedal de $15,5 \text{ m}$ de largo por 10 m de ancho.

Módulo 3

El calculo del coeficiente de letalidad ajustado por temperatura se calcula siguiendo el mismo procedimiento y resulta idéntica a la obtenida en la Sección **Esenario 1: Modulo 3**.

$$\Lambda_{12} = \Lambda_{20} \cdot Q_{10}^{\frac{T-20^\circ\text{C}}{10}} = 2,0 \text{ L/mg} \cdot \text{min} \cdot 2,5^{\frac{12^\circ\text{C}-20^\circ\text{C}}{10}} = 0,96 \text{ L/mg} \cdot \text{min}$$

Donde:

- $\Lambda_{20} = 2,0 \text{ L/mg} \cdot \text{min}$. Coeficiente de letalidad a 20°C , según Tchobanoglous et al. (2013).
- $Q_{10} = 2,5$. Coeficiente de corrección por temperatura, según Tchobanoglous et al. (2013).
- $T = 12^\circ\text{C}$. Temperatura de diseño.

Alternativa 1: Sistema de lagunas y humedal vertical

El cálculo de concentración de cloro necesario se calcula siguiendo el mismo procedimiento y resulta idéntica a la obtenida en la Sección **Esenario 1: Modulo 3**.

Alternativa 2: Laguna facultativa y humedal vertical

Cálculo de la concentración de cloro necesaria:

$$C = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{N_0}{N_t} \right)}{\Lambda \cdot t} \right)^{1/n} = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{19540 \text{ UFC}/100 \text{ mL}}{0,5 \text{ UFC}/100 \text{ mL}} \right)}{0,96 \text{ L} \cdot \text{mg}^{-1} \cdot \text{min}^{-1} \cdot 30 \text{ min}} \right) = 0,16 \text{ mg/L}$$

Se suma el cloro que pide la EPA en todos los casos de reúso, la demanda inmediata y el residual para garantizar la decaimiento a lo largo del tanque o tubería **Gonçalves (2003)**.

$$C_{\text{total}} = C + 1 \text{ mg/L} + 5 \text{ mg/L} + 1,5 \text{ mg/L} = 8 \text{ mg/L}$$

Alternativa 3: Lecho percolador y humedal vertical

Cálculo de la concentración de cloro necesaria:

$$C = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{N_0}{N_t} \right)}{\Lambda \cdot t} \right)^{1/n} = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{5000 \text{ UFC}/100 \text{ mL}}{0,5 \text{ UFC}/100 \text{ mL}} \right)}{0,96 \text{ L} \cdot \text{mg}^{-1} \cdot \text{min}^{-1} \cdot 30 \text{ min}} \right) = 0,14 \text{ mg/L}$$

Se suma el cloro que pide la EPA en todos los casos de reúso, la demanda inmediata y el residual para garantizar la decaimiento a lo largo del tanque o tubería **Gonçalves (2003)**.

$$C_{\text{total}} = C + 1 \text{ mg/L} + 5 \text{ mg/L} + 1,5 \text{ mg/L} = 8 \text{ mg/L}$$

2. Cálculos del análisis de selección de alternativas

Criterios generales

Tabla 73: Ponderación para los criterios generales

	Costos	Técnico-Ambientales	Ponderación
Costos	1	2	67 %
Técnico-Ambientales	1/2	1	33 %

Subcriterios

Costos

Tabla 74: Ponderación para los subcriterios del criterio Costos

	Implantación	OyM	Ocupación en superficie	Ponderación
Implantación	1	3	2	53 %
OyM	1/3	1	1/3	14 %
Ocupación de superficie	1/2	3	1	33 %

$$RC = 0,05 < 0,1$$

Técnicos-Ambientales

1. Remoción de nutrientes
2. Riesgo de olores
3. Vectores sanitarios
4. Adaptabilidad climática
5. Simplicidad operativa
6. Puesta en marcha

Tabla 75: Ponderación para los subcriterios del criterio Técnico-Ambiental

	1	2	3	4	5	6	Ponderación
1	1	7	7	5	3	9	47 %
2	1/7	1	2	1/2	1/5	3	7 %
3	1/7	1/2	1	1/3	1/5	3	5 %
4	1/5	2	3	1	1/3	5	12 %
5	1/3	5	5	3	1	7	25 %
6	1/9	1/3	1/3	1/5	1/7	1	3 %

$$CR = 0,04 < 0,1$$

2.1. Escenario 1

Alternativas

Costos

Implantación

Tabla 76: Ponderación de costo de implantación para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	1	50 %
Alt 2	1	1	50 %

Operación y mantenimiento

Tabla 77: Ponderación de costos de operación y mantenimiento para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	1	50 %
Alt 2	1	1	50 %

Ocupación de la superficie

Tabla 78: Ponderación de ocupación del terreno para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	2	67 %
Alt 2	1/2	1	33 %

Técnicos-Ambientales

Remoción de nutrientes

Tabla 79: Ponderación de remoción de nutrientes para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	5	83 %
Alt 2	1/5	1	17 %

Riesgo de olores

Tabla 80: Ponderación de riesgo de olores para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	2	67 %
Alt 2	1/2	1	33 %

Vectores sanitarios

Tabla 81: Ponderación de vectores sanitarios para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	2	67 %
Alt 2	1/2	1	33 %

Adaptabilidad climática

Tabla 82: Ponderación de adaptabilidad climática para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	2	67 %
Alt 2	1/2	1	33 %

Simplicidad operativa

Tabla 83: Ponderación de simplicidad operativa para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	1/3	25 %
Alt 2	3	1	75 %

Puesta en marcha

Tabla 84: Ponderación de puesta en marcha para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Ponderación
Alt 1	1	1/3	25 %
Alt 2	3	1	75 %

Comparación de alternativas

Tabla 85: Evaluación de la Alternativa 1

Criterio	Subcriterio	Peso criterio	Peso subcriterio	Alternativa	Peso total subcriterio
Costos	Implantación	0,67	0,53	0,50	17,7 %
	OyM	0,67	0,14	0,50	4,7 %
	Ocupación en planta	0,67	0,33	0,67	14,7 %
Técnico-Ambientales	Remoción de nutrientes	0,33	0,47	0,83	13,1 %
	Riesgo de olores	0,33	0,07	0,67	1,6 %
	Vectores sanitarios	0,33	0,05	0,67	1,1 %
	Adaptabilidad	0,33	0,12	0,67	2,7 %
	Simplicidad operativa	0,33	0,25	0,25	2,1 %
	Puesta en marcha	0,33	0,03	0,25	0,2 %
Valoración total alternativa: 58 %					

Tabla 86: Evaluación de la Alternativa 2

Criterio	Subcriterio	Peso criterio	Peso subcriterio	Alternativa	Peso total subcriterio
Costos	Implantación	0,67	0,53	0,50	17,7 %
	OyM	0,67	0,14	0,50	4,7 %
	Ocupación en planta	0,67	0,33	0,33	7,3 %
Técnico-Ambientales	Remoción de nutrientes	0,33	0,47	0,17	2,6 %
	Riesgo de olores	0,33	0,07	0,33	0,8 %
	Vectores sanitarios	0,33	0,05	0,33	0,6 %
	Adaptabilidad	0,33	0,12	0,33	1,3 %
	Simplicidad operativa	0,33	0,25	0,75	6,3 %
	Puesta en marcha	0,33	0,03	0,75	0,8 %
Valoración total alternativa: 42 %					

2.2. Escenario 2

Alternativas

Implantación

Tabla 87: Ponderación de costo de implantación para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1/2	2	30 %
Alt 2	2	1	3	54 %
Alt 3	1/2	1/3	1	16 %

$$RC = 0,01 < 0,1$$

Operación y mantenimiento

Tabla 88: Ponderación de costos de operación y mantenimiento para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1/2	3	32 %
Alt 2	2	1	4	56 %
Alt 3	1/3	1/4	1	12 %

$$RC = 0,02 < 0,1$$

Ocupación de la superficie

Tabla 89: Ponderación de ocupación del terreno para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1/2	1/4	14 %
Alt 2	2	1	1/2	29 %
Alt 3	4	2	1	57 %

$$RC = 0 < 0,1$$

Remoción de nutrientes

Tabla 90: Ponderación de remoción de nutrientes para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1	1	33 %
Alt 2	1	1	1	33 %
Alt 3	1	1	1	33 %

Riesgo de olores

Tabla 91: Ponderación de riesgo de olores para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1	1/3	20 %
Alt 2	1	1	1/3	20 %
Alt 3	3	3	1	60 %

$$RC = 0 < 0,1$$

Vectores sanitarios

Tabla 92: Ponderación de vectores sanitarios para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1/2	1/5	12 %
Alt 2	2	1	1/3	23 %
Alt 3	5	3	1	65 %

$$RC = 0,003 < 0,1$$

Adaptabilidad climática

Tabla 93: Ponderación de adaptabilidad climática para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1	3	43 %
Alt 2	1	1	3	43 %
Alt 3	1/3	1/3	1	14 %

$$RC = 0 < 0,1$$

Simplicidad operativa

Tabla 94: Ponderación de simplicidad operativa para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1	3	43 %
Alt 2	1	1	3	43 %
Alt 3	1/3	1/3	1	14 %

$$RC = 0 < 0,1$$

Puesta en marcha

Tabla 95: Ponderación de puesta en marcha para cada una de las alternativas

	Alt 1	Alt 2	Alt 3	Ponderación
Alt 1	1	1	1/2	25 %
Alt 2	1	1	1/2	25 %
Alt 3	2	2	1	50 %

$$RC = 0 < 0,1$$

Comparación de alternativas

Tabla 96: Evaluación de la Alternativa 1

Criterio	Subcriterio	Peso criterio	Peso subcriterio	Alternativa	Peso total subcriterio
Costos	Implantación	0,67	0,50	0,30	10,5 %
	OyM	0,67	0,14	0,32	3,0 %
	Ocupación en planta	0,67	0,33	0,14	3,1 %
Técnico-Ambientales	Remoción de nutrientes	0,33	0,47	0,33	5,2 %
	Riesgo de olores	0,33	0,07	0,20	0,5 %
	Vectores sanitarios	0,33	0,06	0,12	0,2 %
	Adaptabilidad	0,33	0,12	0,43	1,7 %
	Simplicidad operativa	0,33	0,25	0,43	3,6 %
	Puesta en marcha	0,33	0,03	0,25	0,2 %
Valoración total alternativa: 28 %					

Tabla 97: Evaluación de la Alternativa 2

Criterio	Subcriterio	Peso criterio	Peso subcriterio	Alternativa	Peso total subcriterio
Costos	Implantación	0,67	0,53	0,54	19,0 %
	OyM	0,67	0,14	0,56	5,2 %
	Ocupación en planta	0,67	0,33	0,29	6,3 %
Técnico-Ambientales	Remoción de nutrientes	0,33	0,47	0,33	5,2 %
	Riesgo de olores	0,33	0,07	0,20	0,5 %
	Vectores sanitarios	0,33	0,05	0,23	0,4 %
	Adaptabilidad	0,33	0,12	0,43	1,7 %
	Simplicidad operativa	0,33	0,25	0,43	3,6 %
	Puesta en marcha	0,33	0,03	0,25	0,2 %
Valoración total alternativa: 42 %					

Tabla 98: Evaluación de la Alternativa 3

Criterio	Subcriterio	Peso criterio	Peso subcriterio	Alternativa	Peso total subcriterio
Costos	Implantación	0,67	0,53	0,16	5,8 %
	OyM	0,67	0,14	0,12	1,1 %
	Ocupación en planta	0,67	0,33	0,57	12,6 %
Técnico-Ambientales	Remoción de nutrientes	0,33	0,47	0,33	5,2 %
	Riesgo de olores	0,33	0,07	0,60	1,4 %
	Vectores sanitarios	0,33	0,05	0,65	1,1 %
	Adaptabilidad	0,33	0,12	0,14	0,6 %
	Simplicidad operativa	0,33	0,25	0,14	1,2 %
	Puesta en marcha	0,33	0,03	0,50	0,5 %
	Valoración total alternativa: 30 %				

Anexo 2

El presente Anexo corresponde al anteproyecto elaborado para el análisis de alternativas, basado en un sistema modular para el tratamiento de aguas residuales y la valorización de lodos. Para dicho análisis se consideró un conjunto tipo de 25 viviendas. Asimismo, se presenta el anteproyecto de la planta diseñada para su implementación en futuros conjuntos habitacionales a construir por MEVIR (Escenario 2).

El sistema propuesto está conformado por una fosa séptica, una laguna facultativa, un humedal de flujo vertical, un reservorio para reúso, una unidad de desinfección por cloración y un módulo de deshidratación de lodos, además de las correspondientes interconexiones.

Se presenta la memoria descriptiva, la memoria de cálculo justificativa de cada uno de los componentes, y una sección dedicada a los aspectos generales de operación y mantenimiento de una planta destinada a atender 25 viviendas. Estos documentos constituyen la base técnica para el desarrollo y la posterior implementación del sistema seleccionado.

1. Memoria descriptiva

1.1. Introducción

Esta memoria se centra en la descripción de cada una de las unidades que integran el sistema propuesto, incluyendo su disposición, características constructivas y aspectos operativos básicos.

Cada módulo ha sido dimensionado con base en normativa técnica vigente y bibliografía especializada, priorizando soluciones sencillas, replicables y adaptables a las condiciones de pequeña escala y baja densidad que caracterizan a los conjuntos de MEVIR.

Esta sección no sólo documenta las características de cada unidad, sino que también establece las bases para ajustar y optimizar los parámetros en función de un sitio específico en el Tomo 3.

1.2. Módulo 0: fosa séptica

Se proyecta una fosa séptica colectiva de hormigón, diseñada conforme a los criterios establecidos por la norma ABNT NBR 17076:2024.

La unidad está compuesta por dos compartimientos: una cámara de digestión y una cámara de clarificación, separadas internamente por un tabique. El volumen útil total se distribuye entre ambas cámaras en una proporción 2:1, respetando lo indicado por la normativa.

Se incorporan los elementos constructivos obligatorios definidos por la norma, incluyendo un tubo guía en la salida, que facilita las tareas de mantenimiento, y un desnivel mínimo de 10 cm entre las cotas de entrada y salida, necesario para asegurar el flujo hidráulico adecuado.

La profundidad útil adoptada es de 1,80 m, valor que cumple con el mínimo exigido por la norma para tanques sépticos con volumen útil superior a 10 m³. El efluente tratado es conducido hacia la laguna facultativa (Módulo 1), mientras que los lodos acumulados son retirados cada dos años mediante camión barométrico.

En la [Tabla 99](#) se presentan las dimensiones principales de la fosa séptica proyectada.

Tabla 99: Dimensiones principales de la fosa séptica colectiva.

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen útil total	m ³	13,9
Volumen cámara 1	m ³	9,3
Volumen cámara 2	m ³	4,6
Profundidad útil	m	1,8
Área en planta	m ²	7,7
Largo	m	4,0
Ancho	m	2,0
Intervalo de limpieza previsto	años	2

1.3. Módulo 1: laguna facultativa

El tratamiento secundario del sistema se realiza mediante una laguna facultativa, diseñada según los lineamientos propuestos por [Von Sperling \(2007b\)](#).

La laguna facultativa se proyecta con un talud interno y externo 2:1, se adopta un ancho de coronamiento de 2,0 m, suficiente para permitir el tránsito peatonal y eventual

circulación de maquinaria.

En la Tabla 100 se presentan los principales parámetros de diseño de esta unidad.

Tabla 100: Resumen del diseño de la laguna facultativa

Parámetro	Unidad	Valor
Área superficial	m ²	220
Volumen útil adoptado	m ³	230
Profundidad	m	2
Dimensiones (superficiales): Largo × Ancho	m	20 × 11

1.4. Pozo de bombeo

Se proyecta un pozo de bombeo de hormigón, con dimensiones en planta de 2,0 m × 2,0 m y una altura útil de 1,6 m. En su interior se instalarán dos bombas sumergibles, una en operación y otra en condición de reserva, a fin de asegurar la continuidad del servicio ante eventuales fallas o tareas de mantenimiento.

Cada bomba deberá ser capaz de impulsar un caudal de 3,9 L/s. El detalle del pozo de bombeo se desarrolla luego de definida la ubicación de la planta de tratamiento.

Tubería de impulsión

La tubería de impulsión se proyecta en PEAD, clase de presión PN 10, con un diámetro nominal DN 90 mm.

1.5. Módulo 2: humedal vertical

1.5.1. Dimensiones principales

El humedal de flujo vertical se proyecta con taludes externos de 2:1 y taludes internos de 1:1. Se adopta un ancho de coronamiento de 1,5 m, suficiente para permitir el tránsito peatonal y las tareas de mantenimiento e inspección.

Se considera un área en planta de 155 m², para un humedal de 15,5 m de largo y 10 m de ancho.

La especie vegetal seleccionada es el *Phragmites australis* (carrizo común), ampliamente utilizada en humedales construidos por su adaptabilidad, resistencia y capacidad de

generar zonas de oxigenación rizosférica. Se prevé una densidad de plantación de 4 unidades por metro cuadrado, con distribución uniforme sobre el lecho filtrante.

1.5.2. Estructura del lecho

El cuerpo del humedal está compuesto por tres capas de materiales, dispuestos en sentido vertical descendente:

- **Capa filtrante (superior):** 50 cm de espesor, compuesta por material granular de diámetro entre 0,06 y 4 mm. En esta capa se ubican las plantas del humedal, cuyas raíces contribuyen al proceso de tratamiento mediante la transferencia de oxígeno y el soporte para el desarrollo de la biopelícula.
- **Capa de transición (intermedia):** 10 cm de espesor, con material de diámetro entre 4 y 8 mm. Su función es evitar la migración de partículas finas hacia la capa de drenaje.
- **Capa de drenaje (inferior):** 20 cm de espesor, conformada por grava gruesa. Esta capa recoge el efluente tratado y lo conduce hacia el sistema de recolección.

Como solución de impermeabilización para el humedal vertical se dispone una membrana de PEAD o PVC instalada sobre un geotextil.

El fondo del humedal presenta una pendiente longitudinal del 0,5 % en el sentido del eje mayor, y pendientes transversales del 1 % desde los bordes laterales hacia el centro, favoreciendo el escurrimiento hacia la tubería principal de recolección.

1.6. Reservorio para reúso

Para este caso se adopta un escenario de diseño preliminar, a modo de ejemplo, con el objetivo de ilustrar el dimensionamiento del reservorio de almacenamiento de efluente tratado. El volumen y las características definitivas se ajustan una vez definido el conjunto habitacional y el tipo de reúso específico en función de las condiciones locales del sitio.

Se propone, en esta instancia, un reservorio destinado al reúso para riego, con fondo rectangular de 2m × 2m, altura útil de 2,3 m y volumen máximo de almacenamiento de

83 m³. Los taludes interiores y exteriores se proyectan con una pendiente de 2:1, y se contempla un resguardo libre de 10 cm por encima del nivel máximo.

Como sistema de impermeabilización, se prevé la instalación de una membrana de PEAD o PVC sobre un geotextil de protección.

Tabla 101: Síntesis del diseño del reservorio de reúso.

Parámetro	Valor adoptado
Volumen útil de almacenamiento	83 m ³
Área de fondo del reservorio	2 × 2 m ²
Altura máxima operativa	2 m

Para los casos en que se generen volúmenes excedentes que no puedan destinarse al sistema de reúso, se deberá diseñar una alternativa de vertido de contingencia.

Aplicación del reúso

El reúso seleccionado para el anteproyecto es el reúso urbano con contacto directo.

A partir de la demanda fija de 23 m³/d de efluente tratado, se analiza su aplicación al riego de áreas verdes comunitarias, incluyendo césped y algunos arboles. Se presentan las áreas necesarias para riego de distintos cultivos en la [Tabla 110](#)

Tabla 102: Área necesaria para riego de distintos cultivos.

Cultivo	Área necesaria (m ²)
Césped	3700
Olivo	4500
Coníferas	3200
Cítrico	3700

1.7. Módulo 3: desinfección con cloro

En el Módulo 3 se incorpora una unidad de desinfección por cloración, con el objetivo de reducir la carga de coliformes fecales hasta niveles compatibles con los criterios de reúso más restrictivos. Se emplea hipoclorito de sodio como agente desinfectante, aplicado por contacto mínimo durante 30 minutos.

El diseño se orienta a cumplir con los estándares de calidad de la EPA para riego de cultivos con contacto directo y espacios públicos recreativos, donde se exige una concentración de coliformes fecales no detectable (menor a 1 UFC/100mL).

Se aplica un volumen de solución comercial de 1251 mL/día. Los parámetros se resumen en la [Tabla 103](#).

Tabla 103: Resumen de valores obtenidos

Parámetro	Valor
Concentración total de cloro (C)	8 mg/L
Masa de hipoclorito de sodio (10 %)	1501 g/día
Volumen de solución comercial	1251 mL/día

El punto de aplicación de cloro se define luego de determinar la demanda de reuso. Una posible alternativa es su dosificación en el pozo de bombeo ubicado aguas abajo del reservorio, coincidiendo con el bombeo hacia el sistema de aplicación, pudiendo ser previo al ingreso al reservorio con posterior recloración para distribución, o directamente en bombeo hacia distribución (con alivio hacia infiltración).

1.8. Interconexiones

1.8.1. Conexión entre red y fosa séptica

El sistema de recolección de aguas residuales finaliza en una cámara de inspección ubicada antes del ingreso a la fosa séptica colectiva, de hormigón. Desde allí, se proyecta un tramo corto de colector por gravedad que conecta directamente con la unidad de tratamiento primario. La conducción se resuelve mediante una tubería de PVC, con diámetro exterior de 200 mm y con pendiente 0,45 %.

1.8.2. Conexiones internas en la planta

Las conexiones entre los distintos módulos de la planta se proyectan en tuberías de PVC con diámetro nominal de 160 mm y una pendiente mínima del 0,45 %.

1.8.3. Sistema de alimentación: humedal

El volumen de entrada Se distribuye a través de cuatro tuberías perforadas de 75 mm de diámetro, dispuestas longitudinalmente sobre la superficie del humedal. Cada una de estas tuberías cuenta con orificios para permitir una distribución uniforme del efluente

sobre el área del lecho y presentan una pendiente del 1 % para asegurar el escurrimiento adecuado durante cada ciclo.

1.8.4. Sistema de recolección: humedal

El sistema de drenaje está compuesto por tuberías de 110 mm ubicadas en la capa inferior de grava, que recolectan el efluente tratado y lo dirigen hacia una tubería central de 160 mm situada en el eje del humedal. Estas tuberías se conectan con ductos verticales que permiten la ventilación del sistema, garantizando condiciones aerobias para el desarrollo de la biopelícula. La salida del humedal se realiza a superficie libre.

1.8.5. Cámaras

Se instalan cámaras de inspección en cada cambio de dirección de la tubería, con el fin de facilitar las tareas de mantenimiento y control del sistema.

1.9. Oficina y baño

Se instala un contenedor de 20 pies, acondicionado para funcionar como oficina técnica y sanitario. El contenedor se ubica próximo al acceso principal del predio, facilitando el control operativo del sistema.

1.10. Geotubos

Como método de deshidratación de lodos se emplearán geotubos, por lo que el diseño debe contemplar la superficie de terreno necesaria para su disposición.

Para el tratamiento del lodo extraído de la laguna facultativa se utilizará un geotubo de 3 m de diámetro y 4,2 m de longitud, considerando una frecuencia de limpieza de 10 años. En el diseño de la planta, este componente se representa como un área libre destinada exclusivamente a su colocación, previendo un espacio despejado de 4 m × 6 m sobre una explanada de hormigón.

2. Memoria de cálculo justificativa

2.1. Introducción

El objetivo de esta sección es presentar y justificar, el desarrollo de los cálculos necesarios para dimensionar cada uno de los módulos del sistema.

El análisis parte de los datos generales que describen el sistema, como la población de diseño, la dotación de agua potable, los coeficientes de pico y la carga unitaria de los parámetros típicos del afluente bruto para avanzar en su dimensionamiento.

Cada sección de esta memoria incluye:

- El desarrollo de los cálculos realizados.
- La justificación de los valores y formulas utilizadas.

El contenido de esta memoria está vinculado con la memoria descriptiva del anteproyecto y planos, sirviendo como respaldo cuantitativo y técnico del diseño propuesto.

2.2. Datos generales de diseño

2.2.1. Población de diseño

Para el cálculo de la población de diseño se considera un conjunto habitacional compuesto por 25 viviendas, cantidad obtenida a partir de un análisis representativo de conjuntos construidos por MEVIR. Se asume una ocupación promedio de 3 habitantes por vivienda, valor estimado a partir de los datos del Censo 2023, considerando la cantidad de personas por hogar en los conjuntos de MEVIR.

$$\text{Población} = 25 \text{ viviendas} \cdot 3 \text{ hab/vivienda} = 75 \text{ habitantes}$$

2.2.2. Caudales

2.2.2.1 Caudal medio diario

Para el cálculo del caudal medio diario de aguas residuales se considera la población de diseño, la dotación de agua potable adoptada y el coeficiente de retorno.

$$Q_{\text{medio}}^{\text{diario}} = P \cdot D \cdot C_R = 75 \text{ hab} \cdot 150 \text{ L/hab.d} \cdot 0,9 = 10,1 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $P = 75 \text{ hab.}$ Población de diseño.
- $D = 150 \text{ L/hab.d.}$ Dotación, según [OSE \(2022\)](#).
- $C_R = 0,9.$ Coeficiente de retorno, según [OSE \(2022\)](#)

2.2.2.2 Caudal de infiltración

El caudal de infiltración considera el ingreso de aguas externas al sistema de recolección debido a defectos en las tuberías o conexiones indebidas.

$$Q_{\text{Infiltración}}^{\text{total}} = Q_{\text{Inf.}}^{\text{x km}} \cdot l_{\text{red}} = 0,2 \text{ L/s.km} \cdot 0,5 \text{ km} = 8,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $Q_{\text{Inf.}}^{\text{x km}} = 0,2 \text{ L/s.km.}$ Caudal de infiltración por km de red, según [OSE \(2022\)](#). Valor considerado en anteproyecto de planta tipo, para el caso específico se evaluara el caudal en la zona.
- $l_{\text{red}} = 0,5 \text{ km.}$ Largo de la red de saneamiento en km, valor estimado según conjuntos de MEVIR existentes con 75 viviendas.

2.2.2.3 Caudal de diseño

A partir del caudal medio diario y el caudal de infiltración se calcula el caudal de diseño, el cual se utiliza para dimensionar los distintos componentes del sistema de tratamiento.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{infiltración}}^{\text{total}} + Q_{\text{diario}}^{\text{medio}} = 10,1 \text{ m}^3/\text{d} + 8,6 \text{ m}^3/\text{d} = 18,8 \text{ m}^3/\text{d}$$

2.2.2.4 Caudal máximo horario

El caudal máximo se calcula a partir del caudal medio diario, al cual se le aplican coeficientes pico que representan las variaciones horarias y diarias. A este valor se le suma el caudal de infiltración, obteniéndose así el caudal de diseño máximo para el dimensionamiento y la verificación del funcionamiento de las tuberías de interconexión de los sistemas.

$$Q_{\text{horario}}^{\text{máx}} = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{\text{medio}}^{\text{diario}} + Q_{\text{infiltración}}^{\text{total}} = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 10,1 \text{ m}^3/\text{d} + 8,6 \text{ m}^3/\text{d} = 31,4 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $K_1 = 1,5$. Coeficiente pico diario según OSE (2022).
- $K_2 = 1,5$. Coeficiente pico horario según OSE (2022).

2.2.2.5 Caudal mínimo

El caudal mínimo se estima a partir del caudal medio diario aplicado a la conducción, multiplicado por un coeficiente de variación horaria. Se utiliza el valor $K_2 = 1,5$:

$$Q_{\text{mín}} = K_2 \cdot Q_{\text{diario}}^{\text{medio}} + Q_{\text{infiltración}}^{\text{total}} = 1,5 \cdot 10,1 \text{ m}^3/\text{d} + 8,6 \text{ m}^3/\text{d} = 23,8 \text{ m}^3/\text{d}$$

Este valor se compara con el caudal típico descargado por una cisterna doméstica, estimado en 1,5 L/s. Dado que el flujo correspondiente al mínimo horario calculado es menor, se adopta como caudal mínimo de referencia el de la cisterna. Este valor se emplea para verificar la tensión tractiva en las conducciones previas a la planta de tratamiento.

2.2.3. Estado del afluente

2.2.3.1 Concentración de DBO₅

La concentración de DBO del afluente que ingresa al sistema se calcula a partir de la carga orgánica generada por la población de diseño y el caudal de diseño.

$$[\text{DBO}_5] = \frac{C_{\text{DBO}} \cdot \text{Población}}{Q_{\text{diseño}}} = \frac{50 \text{ g/hab} \cdot \text{d} \cdot 75 \text{ hab}}{18,7 \text{ m}^3/\text{d}} = 200 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $C_{\text{DBO}} = 50 \text{ g/hab}\cdot\text{d.}$ Carga de DBO del efluente según OSE (2022).

2.2.3.2 Otros parámetros de calidad del afluente

Se consideran valores típicos de aguas residuales domiciliarias según Tchobanoglous et al. (2013):

- SST: 220 mg/L
- CF: 1×10^7 UFC/100mL
- Nitrógeno total: 45 mg/L
- Nitrógeno amoniacal: 35 mg/L
- Fósforo total: 10 mg/L
- Aceites y grasas: 100 mg/L
- pH: 7

2.2.3.3 Temperatura

Se adopta una temperatura mínima de 12 °C, según datos del Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) (2010), correspondiente a la temperatura del aire en el mes más frío del año. A los efectos del diseño, se asume que la temperatura del agua residual es igual a la temperatura ambiente mínima.

2.2.4. Valores a utilizar para el diseño de la planta

Tabla 104: Resumen de resultados de cálculo – Datos generales

Parámetro	Unidad	Resultado
Población total de diseño	hab	75
Caudal de diseño	m ³ /d	18,8
Caudal máximo horario	m ³ /d	31,4

2.3. Módulo 0: Fosa séptica

2.3.1. Dimensiones principales

2.3.1.1 Volumen útil

El volumen útil total de la fosa séptica colectiva se calcula a partir de la metodología establecida en la norma ABNT NBR 17076:2024 (Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2024), la cual se utiliza como referencia técnica en Uruguay.

$$\begin{aligned} V_{\text{útil}} &= 1000 \text{ L} + N \cdot (C \cdot T + K \cdot L_f) \\ &= 1000 \text{ L} + 75 \text{ hab} \cdot (135 \text{ L/hab} \cdot \text{d} \cdot 0,5 \text{ d} + 105 \text{ d} \cdot 1 \text{ L/hab} \cdot \text{d}) = 13,9 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Donde:

- $N = 75$. Número de personas a servir.
- $C = 135 \text{ L/hab} \cdot \text{d}$. Contribución diaria de aguas residuales (Dotación por coeficiente de retorno).
- $T = 0,5 \text{ d}$. Tiempo de retención hidráulica para fosas colectivas con $Q_{\text{ingreso}} > 9 \text{ m}^3/\text{d}$, según Tabla A.1 de la Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2024).
- $K = 105 \text{ d}$. Tasa de acumulación total de lodos, para un período entre limpiezas de 2 años (a 12°C), según Tabla A.2 de la Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2024).
- $L_f = 1 \text{ L/hab} \cdot \text{d}$. Contribución diaria de lodo fresco, según Tabla 1 de la Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (2024).

2.3.1.2 Distribución entre cámaras

La fosa séptica está compuesta por dos cámaras: la primera, destinada a la digestión de los sólidos, representa dos tercios del volumen total, mientras que la segunda, encargada de la clarificación, ocupa el tercio restante. Distribución recomendada por la Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) (1993).

- Cámara 1: $V_1 = \frac{2}{3} \cdot 13,9 \text{ m}^3 = 9,3 \text{ m}^3$
- Cámara 2: $V_2 = \frac{1}{3} \cdot 13,9 \text{ m}^3 = 4,6 \text{ m}^3$

2.3.1.3 Área en planta

El área en planta de la fosa séptica se determina a partir del volumen útil calculado, adoptando una profundidad útil de $H = 1,8 \text{ m}$, que corresponde a la profundidad mínima recomendada por la [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\)](#) (2024).

$$A = \frac{V_{\text{útil}}}{H} = \frac{13,9 \text{ m}^3}{1,8 \text{ m}} = 7,7 \text{ m}^2$$

2.3.1.4 Dimensiones internas

Para cumplir con la relación largo/ancho mínima exigida por la norma ($L/B \geq 2$), se adoptan:

- Ancho $B = 2 \text{ m}$
- Largo $L = \frac{A}{B} = \frac{7,7 \text{ m}^2}{2 \text{ m}} = 4 \text{ m}$

2.3.1.5 Resumen de dimensiones

Tabla 105: Resumen de las dimensiones de la fosa séptica.

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen útil	m^3	13,9
Volumen cámara 1	m^3	9,3
Volumen cámara 2	m^3	4,6
Profundidad	m	1,8
Área en planta	m^2	7,7

2.3.2. Parámetros del afluente y efluente

En la [Tabla 106](#) se presentan los parámetros tanto del afluente como del efluente de la fosa séptica, junto con los porcentajes de remoción correspondientes.

Tabla 106: Parámetros del afluente y efluente de la fosa séptica.

Parámetro	Unidad	Afluente	Remoción ^a (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	200	30	140
SST	mg/L	220	60	88
CF	UFC/100 mL	$1,0 \times 10^7$	50	$5,0 \times 10^6$
N amoniacal	mg/L	35	–	35
Fósforo total	mg/L	10	15	8,5
Aceites y grasas	mg/L	100	70	30
pH	–	7	–	7

^a Todos los valores de eficiencia de remoción corresponden a los rangos indicados por Von Sperling (2007a), a excepción de la eficiencia de remoción de aceites y grasas, que se toma según Tilley et al. (2015).

2.4. Módulo 1: Laguna facultativa

2.4.1. Dimensiones principales

2.4.1.1 Área superficial

El área superficial de la laguna facultativa se determina a partir de la carga orgánica superficial, calculada en función de la carga de DBO afluente y de la tasa de aplicación superficial, que depende de la temperatura del agua y se calcula según la Ecuación 2.3 de Von Sperling (2007b).

$$L_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times T)^{(T-25)} = 350 \times (1,107 - 0,002 \times 12)^{(12-25)} = 124 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}$$

Donde:

- $T = 12^\circ\text{C}$. Temperatura del efluente en el mes mas frio, según Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) (2010).

Considerando este valor, se calcula el área superficial mínima requerida según la Ecuación 2.2 de Von Sperling (2007b).

$$A = \frac{Q_{\text{diseño}} \cdot C_{\text{DBO}}}{L_s} = \frac{18,8 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 140 \text{ mg/L}}{124 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}} = 211 \text{ m}^2$$

Donde:

- $C_{\text{DBO}} = 140 \text{ mg/L}$. Concentración del efluente de la fosa séptica.

A partir del área mínima requerida, se diseña una laguna facultativa con geometría rectangular. Se adoptan dimensiones de 20 m de largo por 11 m de ancho, lo que resulta en un área superficial total de 220 m^2 .

La relación ($L/B = 2$) se encuentra dentro del rango recomendado para lagunas facultativas, comprendido entre 2 y 4 según los criterios propuestos por Von Sperling (2007b).

2.4.1.2 Profundidad y volumen

Siguiendo las recomendaciones de Von Sperling (2007b), se elige una profundidad de 2 m para la laguna facultativa. A partir de esta profundidad y considerando taludes internos con pendiente 2:1 (horizontal:vertical), se calcula un volumen total de la laguna de 230 m^3 .

2.4.1.3 Resumen de dimensiones y parámetros

Tabla 107: Resumen de las dimensiones y parámetros de la laguna facultativa.

Parámetro	Unidad	Valor
Área superficial	m^2	220
Profundidad	m	2
Volumen útil	m^3	230

2.4.2. Parámetros del afluente y efluente

En la Tabla 108 se presentan los parámetros tanto del afluente como del efluente de la laguna facultativa, junto con los porcentajes de remoción correspondientes.

Tabla 108: Parámetros del afluente y efluente de la laguna facultativa.

Parámetro	Unidad	Afluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	140	70	42
SST	mg/L	88	50 ^a	44
CF	UFC/100 mL	$5,0 \times 10^6$	69	$1,6 \times 10^6$
N amoniacal	mg/L	35	11	31
Fósforo total	mg/L	8,5	10 ^a	7,7
Aceites y grasas	mg/L	30	–	30
pH	–	7	–	7

^a Valores de remoción teóricos según Von Sperling (2007b).

En la siguiente subsección se presenta el desarrollo de los cálculos correspondientes a aquellos parámetros para los cuales no se utilizaron porcentajes de remoción teóricos, sino que se aplicaron fórmulas específicas.

2.4.3. Cálculo de remociones

2.4.3.1 Remoción de DBO₅

Para el cálculo de la remoción de materia orgánica se determina, en primer lugar, el coeficiente de remoción K . Este coeficiente se corrige en función de la temperatura de diseño mediante un factor de ajuste. Finalmente, se calcula la concentración de DBO soluble en el efluente aplicando el modelo de flujo disperso.

Para el cálculo del coeficiente de remoción a 20 °C se utiliza la Ecuación 2.8 de Von Sperling (2007b).

$$K_{20} = 0,132 \times \log_{10}(L_s) - 0,146 = 0,132 \times \log_{10}(124 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}) - 0,146 = 0,13 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $L_s = 124 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}$. Tasa de aplicación superficial.

El valor obtenido se corrige según la Ecuación 2.7 de Von Sperling (2007b).

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20^\circ\text{C})} = 0,13 \text{ d}^{-1} \cdot 1.035^{(12^\circ\text{C}-20^\circ\text{C})} = 0,10 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $\theta = 1.035$. Coeficiente de corrección por la temperatura, según Von Sperling (2007b).

Una vez calculado el coeficiente de remoción, se estima la remoción de DBO soluble utilizando la ecuación correspondiente al modelo de flujo disperso, según la ecuación presentada en la Tabla 2.5 de Von Sperling (2007b).

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_T \cdot \text{TRH} \cdot d} = \sqrt{1 + 4 \cdot 0,1 \text{ d}^{-1} \cdot 12 \text{ d} \cdot 0,55} = 1,9$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot d}}}{(1 + a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2 \cdot d}} - (1 - a)^2 \cdot e^{\frac{-a}{2 \cdot d}}} \\ &= \frac{140 \text{ mg/L} \cdot 4 \cdot 1,9 \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot 0,55}}}{(1 + 1,9)^2 \cdot e^{\frac{1,9}{2 \cdot 0,55}} - (1 - 1,9)^2 \cdot e^{\frac{-1,9}{2 \cdot 0,55}}} = 29 \text{ mg/L} \end{aligned}$$

Donde:

- $S_0 = 140 \text{ mg/L}$. Concentración de DBO del efluente de la fosa séptica.
- $K_T = 0,1 \text{ d}^{-1}$. Coeficiente de remoción.
- $\text{TRH} = 12 \text{ d}$. Tiempo de retención hidráulico, calculado a partir del volumen y el caudal de diseño.
- $d = 0,55$. Número de dispersión (adimensional), obtenido con la Ecuación 2.14 de Von Sperling (2007b) ($d = \frac{1}{\text{LARGO} / \text{ANCHO}}$).

Considerando una eficiencia de remoción de SST del 50 % al efluente de la fosa séptica (Tabla 106), se obtiene una concentración de 44 mg/L de SST en el efluente. Para estimar la fracción particulada de la DBO, se adopta la relación de 0,3 mg DBO₅/mg SST, según Von Sperling (2007b). Aplicando esta relación, se estima una DBO particulada de 13 mg/L. Sumando este valor a la DBO soluble calculada previamente, se obtiene una DBO total de 42 mg/L en el efluente de la laguna facultativa.

2.4.3.2 Remoción de Nitrógeno amoniacal

El cálculo de la remoción de nitrógeno amoniacal se realiza utilizando la Ecuación 7.2 de Von Sperling (2007b), la cual permite estimar la concentración de amonio en el effluente de lagunas facultativas en función de la temperatura, el pH y la concentración afluente.

$$S = \frac{S_0}{1 + \left[\frac{A}{Q} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T) \cdot e^{(1,041+0,044 \cdot T) \cdot (pH-6,6)} \right]}$$

$$= \frac{35 \text{ mg/L}}{1 + \left[\frac{220 \text{ m}^2}{18,8 \text{ m}^3/\text{d}} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot 12 \text{ }^\circ\text{C}) \cdot e^{(1,041+0,044 \cdot 12 \text{ }^\circ\text{C}) \cdot (7-6,6)} \right]} = 31 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $S_o = 35 \text{ mg/L}$. Concentración de nitrógeno amoniacal en el effluente de la fosa séptica.
- $A = 220 \text{ m}^2$. Área superficial de la laguna.
- $Q = 18,8 \text{ m}^3/\text{d}$. Caudal de diseño.
- $T = 12 \text{ }^\circ\text{C}$. Temperatura del effluente.
- $\text{pH} = 7$. Valor del pH del afluente.

2.4.3.3 Remoción de coliformes fecales

Para el cálculo de la remoción de coliformes fecales se determina, en primer lugar, el coeficiente de decaimiento bacteriano K . Este coeficiente se corrige en función de la temperatura de diseño mediante un factor de ajuste. Finalmente, se calcula la concentración de CF en el effluente aplicando el modelo de flujo disperso.

Para el cálculo de la constante de decaimiento a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ se utiliza la Ecuación 6.5 de Von Sperling (2007b).

$$K_{20} = 0,542 \cdot H^{-1,259} = 0,542 \cdot 2 \text{ m}^{-1,259} = 0,23 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $H = 2$ m. Profundidad de la laguna.

El valor obtenido se corrige según la Ecuación 2.7 de Von Sperling (2007b).

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20^\circ\text{C})} = 0,23 \text{ d}^{-1} \cdot 1.07^{(12^\circ\text{C}-20^\circ\text{C})} = 0,13 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $\theta = 1.07$. Coeficiente de corrección por la temperatura, según Von Sperling (2007b).

Una vez calculada la constante de decaimiento, se estima la remoción de DBO soluble utilizando la ecuación correspondiente al modelo de flujo disperso, según la ecuación presentada en la Tabla 2.5 de Von Sperling (2007b).

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_T \cdot \text{TRH} \cdot d} = \sqrt{1 + 4 \cdot 0,13 \text{ d}^{-1} \cdot 12 \text{ d} \cdot 0,55} = 2,1$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot d}}}{(1 + a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2 \cdot d}} - (1 - a)^2 \cdot e^{\frac{-a}{2 \cdot d}}} \\ &= \frac{5,0 \times 10^6 \text{ UFC/100mL} \cdot 4 \cdot 2,1 \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot 0,55}}}{(1 + 2,1)^2 \cdot e^{\frac{2,1}{2 \cdot 0,55}} - (1 - 2,1)^2 \cdot e^{\frac{-2,1}{2 \cdot 0,55}}} = 1,6 \times 10^6 \text{ UFC/100mL} \end{aligned}$$

Donde:

- $S_0 = 5,0 \times 10^6$ UFC/100mL. Concentración de CF del efluente de la fosa séptica.
- $K_T = 0,13 \text{ d}^{-1}$. Constante de decaimiento bacteriano.
- $\text{TRH} = 12$ d. Tiempo de retención hidráulico, calculado a partir del volumen y el caudal de diseño.
- $d = 0,55$. Número de dispersión (adimensional), obtenido con la Ecuación 2.14 de Von Sperling (2007b) ($d = \frac{1}{\text{LARGO} / \text{ANCHO}}$).

2.5. Pozo de bombeo

En esta etapa se presenta un diseño preliminar, cuyo objetivo es obtener un orden de magnitud de la unidad en la planta tipo; para ello se estiman de forma preliminar el volumen del pozo de bombeo y el diámetro de la línea de impulsión. En el Tomo 3 se desarrolla el diseño definitivo para el caso específico.

2.5.1. Dimensiones principales

Para el cálculo del volumen útil del pozo de bombeo se considera el caudal de diseño y el tiempo entre cargas del humedal vertical.

$$V_{\text{útil}} = Q_{\text{diseño}} \cdot t = 18,8 \text{ m}^3/\text{d} \cdot 3 \text{ h} = 2,4 \text{ m}^3$$

Donde:

- $Q_{\text{diseño}} = 18,8 \text{ m}^3/\text{d}$. Caudal de diseño.
- $t = 3 \text{ h}$. Tiempo entre cargas al humedal, según (Dotro et al., 2017a).

Se plantea un diseño en planta rectangular de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$, con el fin de dejar espacio suficiente para la instalación de dos bombas y permitir el ingreso y circulación dentro del pozo para tareas de operación y mantenimiento. A partir del área en planta y del volumen útil calculado, se obtiene una altura útil de $0,6 \text{ m}$.

A la altura útil calculada se le adicionan los siguientes márgenes de seguridad operativa:

- Altura mínima bajo agua, para asegurar la sumergencia de la bomba: $0,60 \text{ m}$. Este valor se adopta en el caso de sitio específico ajustándose según las características de la bomba seleccionada.
- Margen inferior de seguridad (delta de alarma baja): $+0,20 \text{ m}$ respecto al nivel mínimo.
- Margen superior de seguridad (delta de alarma alta): $+0,20 \text{ m}$ respecto al nivel operativo máximo.

Por lo tanto, la altura total del pozo de bombeo resulta de $1,6 \text{ m}$.

2.5.2. Bomba

El caudal que debe impulsar la bomba se calcula dividiendo el volumen útil almacenado en el pozo por el tiempo de bombeo adoptado para cada ciclo.

$$Q_{\text{bomba}} = \frac{V_{\text{útil}}}{t_{\text{bombeo}}} = \frac{2,4 \text{ m}^3}{10 \text{ min}} = 0,24 \text{ m}^3/\text{min} = 3,9 \text{ L/s}$$

Donde:

- $V_{\text{útil}} = 2,4 \text{ m}^3$. Volumen útil del pozo de bombeo.
- $t_{\text{bombeo}} = 10 \text{ min}$. Tiempo de bombeo.

Se selecciona una bomba capaz de impulsar un caudal del orden de 3,9 L/s.

En el Tomo 3 se calcularán las pérdidas de carga en la tubería, con el objetivo de completar el cálculo de la altura total y proceder a la selección del modelo, marca de la bomba y avanzar en el diseño del pozo.

2.5.3. Tubería de impulsión

Se considera una tubería de impulsión de PEAD PN 10, con un diámetro nominal de 75 mm. Tomando en cuenta la sección transversal de la tubería y el caudal de bombeo, se calcula la velocidad del flujo en la conducción y se verifica que dicha velocidad se encuentre dentro de los rangos recomendados, a fin de evitar pérdidas de carga excesivas y minimizar el riesgo de golpes de ariete.

$$v = \frac{Q_{\text{bombeo}}}{A_{\text{transversal}}} = \frac{3,9 \text{ L/s}}{0,003 \text{ m}^2} = 1,1 \text{ m/s}$$

Donde:

- $Q_{\text{bombeo}} = 3,9 \text{ L/s}$. Caudal de bombeo.
- $A_{\text{transversal}} = 0,003 \text{ m}^2$. Área transversal, calculada utilizando el diámetro interno de la tubería, que es de 66 mm, según el catálogo de [Plastiducto S.A.](#) (2024).

Dado que $v > 1 \text{ m/s}$, la velocidad se considera adecuada para una conducción por impulsión según [OSE y MEVIR](#) (2023).

2.6. Moduo 2: Humedal vertical

2.6.1. Área superficial

El área del humedal de flujo subsuperficial vertical se calcula a partir del caudal de diseño y de la carga hidráulica máxima admisible para humedales verticales utilizados como tratamiento terciario.

$$A = \frac{Q}{\text{HLR}} \Rightarrow A = 157 \text{ m}^2$$

Donde:

- $Q = 18,8 \text{ m}^3/\text{d}$. Caudal de diseño del sistema.
- $\text{HRL} = 0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$. Tasa de carga hidráulica máxima para humedales de tratamiento terciario, según Von Sperling (2007b).

Por facilidad constructiva, se adopta un área total de 155 m^2 , correspondiente a un humedal de $15,5 \text{ m}$ de largo por 10 m de ancho, siguiendo recomendaciones de relaciones L/B según Dotro et al. (2017a).

2.6.2. Parámetros del afluente y efluente

En la Tabla 109 se presentan los parámetros tanto del afluente como del efluente del humedal vertical, junto con los porcentajes de remoción correspondientes.

Tabla 109: Parámetros del afluente y efluente del humedal vertical.

Parámetro	Unidad	Afluente	Remoción (%)	Efluente
DBO ₅	mg/L	42	90	4
SST	mg/L	44	90	4
CF	UFC/100 mL	$1,6 \times 10^6$	99	$1,6 \times 10^4$
N amoniacal	mg/L	31	90	3
Fósforo total	mg/L	7,7	10	6,9
Aceites y grasas	mg/L	30	–	30
pH	–	7	–	7

^a Valores de remoción teóricos según Dotro et al. (2017a).

2.7. Reservorio para reúso

El dimensionamiento del reservorio depende del destino previsto para el reúso del efluente tratado. En cada conjunto habitacional de MEVIR deberá evaluarse el caso particular, definiendo el uso específico del agua reutilizada. En el Tomo 3, una vez establecido el destino final del reúso, se recalculará, de ser necesario, el volumen de almacenamiento requerido.

Para lograr un diseño óptimo del sistema de reúso, lo ideal sería calcular de forma precisa las necesidades hídricas del cultivo seleccionado, realizando un balance hídrico diario en el suelo. Esto implicaría, para cada día, estimar la humedad del suelo, calcular la lámina de riego necesaria para reponer la evapotranspiración, y aplicar únicamente el volumen requerido. A partir de esta evaluación diaria, se podría calcular el excedente de agua no utilizada por el cultivo, que se almacenaría en el reservorio o se dispondría como vertido. De esta manera, el volumen del reservorio se dimensionaría con base en el balance entre los aportes (efluente disponible y precipitaciones) y las extracciones (riego efectivo), considerando además un porcentaje de vertido en los días con excedentes significativos. Sin embargo, este esquema de operación no es factible en el contexto de un conjunto habitacional tipo MEVIR, debido a las limitaciones operativas y a la necesidad de simplificar la gestión del sistema. Por esta razón, se adopta una estrategia simplificada descrita a continuación.

Regar únicamente en los días sin lluvia (estrategia de riego interrumpido por precipitación). Aplicar un caudal fijo de riego cada día que se riega, sin realizar un ajuste diario en función de las necesidades hídricas específicas del cultivo. Esta simplificación implica invertir el proceso de diseño: en lugar de partir del cultivo y estimar su demanda exacta, se fija un caudal constante de riego y se calcula cuánta superficie se podría abastecer con dicho caudal. Es decir, se define una “demanda fija” de reúso, y luego se analiza su viabilidad.

Para determinar el volumen adecuado del reservorio, se ensayan distintos volúmenes posibles y, para cada uno, se simulan diferentes caudales fijos de riego. En cada caso, se calcula el porcentaje de efluente vertido respecto al volumen total reutilizado. Se busca identificar, para cada volumen de reservorio, aquel caudal fijo de riego que mantenga los vertidos en torno a un 15 % del volumen total manejado, este valor se encuentra por

debajo del umbral de 30 % tomado como referencia en la normativa del estado de Florida, EE.UU. (Florida Legislature, 2019). Esto permite seleccionar combinaciones de volumen de reservorio y caudal de riego que equilibran la eficiencia de reúso con la viabilidad operativa del sistema.

Finalmente, entre las combinaciones viables, se selecciona aquella que representa el menor volumen de reservorio posible y el caudal de riego más bajo que aún permite mantener el porcentaje de vertido en torno al 15 %. Esta elección prioriza tanto la reducción de costos de infraestructura como la simplificación operativa.

Por lo tanto, a nivel de planta tipo, se propone un dimensionamiento preliminar orientado al reúso agrícola mediante riego, considerando los siguientes factores:

- Volumen de vertido permitido (cuando se supera la cota máxima del reservorio).
- Operatividad restringida (se riega únicamente cuando no llueve).
- Tipo de cultivo o vegetación a regar.

Tomando como base estos criterios, se propone un volumen de reservorio de 83 m³, equivalente a aproximadamente cuatro días de acumulación de efluente tratado en condiciones en que el riego no puede realizarse, ya sea por razones climáticas.

Considerando una demanda de riego, se realiza un balance hídrico en un período de 30 años, obteniéndose un porcentaje de vertido del 15 % respecto al volumen utilizado en el riego.

El volumen mensual disponible para riego se calcula a partir del caudal de demanda propuesto y del número de días en que es posible aplicar riego, considerando únicamente los días sin lluvia.

$$V_{\text{riego}} = (\#D_m - P \cdot \#D_m) \cdot Q_{\text{riego}} = (30 \text{ d} - 0,22 \cdot 30 \text{ d}) \cdot 23 \text{ m}^3/\text{d} \approx 530 \text{ m}^3/\text{mes}$$

Donde:

- $V_{\text{riego}} = 530 \text{ m}^3/\text{mes}$. Volumen mensual disponible para riego.
- $\#D_m = 30 \text{ d}$. Cantidad promedio de días al mes.

- $P = 22 \%$. Promedio de días de lluvia, (equivalente a un promedio de 7 días de lluvia por mes), según registros de los últimos 45 años reportados por Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) (2024).
- $Q_{\text{riego}} = 23 \text{ m}^3/\text{d}$. Caudal de demanda fijo a utilizar los días que no hay precipitación.

Para estimar las necesidades hídricas de los cultivos, se considera una evapotranspiración de referencia de 170 mm/mes , calculada como promedio de estaciones meteorológicas distribuidas a lo largo del territorio uruguayo, según García Petillo and Puppo (2015). En la Tabla 110 se presenta el área estimada que puede regarse para distintos tipos de cultivos, considerando el volumen mensual disponible y la demanda hídrica derivada de la evapotranspiración de referencia.

$$A = \frac{V_{\text{riego}}}{ET_0 \cdot K_c} = \frac{530 \text{ m}^3/\text{mes}}{0,17 \text{ m/mes} \cdot K_c}$$

Donde:

- A . Área necesaria de riego según cultivo.
- $V_{\text{riego}} = 530 \text{ m}^3/\text{mes}$. Volumen mensual disponible para riego.
- K_c . Coeficiente de cultivo.
- ET_0 . Evapotranspiración de referencia, según Allen et al. (2006).

Tabla 110: Comparación del área necesaria para riego de distintos cultivos.

Cultivo	K_c ^a	Área necesaria (m^2)
Césped	0,85	3700
Olivo	0,70	4500
Coníferas	1,00	3200
Cítrico	0,85	3700

^a Valores según Allen et al. (2006).

2.7.1. Vertido de contingencia

En aquellos casos en que el agua tratada no pueda destinarse al sistema de reúso previsto, será necesario incorporar un sistema de vertido de contingencia. La definición de esta alternativa dependerá de las condiciones específicas del sitio en el que se proyecte la planta de tratamiento de efluentes, considerando aspectos como la disponibilidad de cuerpos receptores, la infraestructura existente, las restricciones normativas y las características ambientales del entorno.

2.8. Modulo 3: Desinfección con cloro

Se emplea hipoclorito de sodio como agente desinfectante, aplicado mediante un tiempo de contacto de 30 minutos. El diseño del sistema se orienta a cumplir con los estándares de calidad establecidos por la EPA para el reúso de aguas residuales en riego de cultivos con contacto directo y aplicaciones urbanas con acceso libre. En estos casos, se exige una concentración de coliformes fecales no detectable, es decir, inferior a 1 UFC/100 mL.

2.8.1. Concentración de cloro necesaria

Para el cálculo de la concentración de cloro necesaria se determina, en primer lugar, el coeficiente de letalidad, el cual se corrige en función de la temperatura del afluente. Finalmente, se aplica la ecuación de Chick-Watson para desinfección, que asume una cinética de primer orden respecto a la concentración de microorganismos y del desinfectante, según lo establecido en Tchobanoglous et al. (2013).

El cálculo del coeficiente de letalidad ajustado a 12 °C se realiza acorde a Tchobanoglous et al. (2013)

$$\Lambda_{12} = \Lambda_{20} \cdot Q_{10}^{\frac{T-20}{10}} = 2,0 \text{ L/mg} \cdot \text{min} \cdot 2,5^{\frac{12-20}{10}} = 0,96 \text{ L/mg} \cdot \text{min}$$

Donde:

- $\Lambda_{20} = 2,0 \text{ L/mg} \cdot \text{min}$. Coeficiente de letalidad a 20 °C, según Tchobanoglous et al. (2013).

- $Q_{10} = 2,5$. Coeficiente de corrección por temperatura, según Tchobanoglous et al. (2013).
- $T = 12$ °C. Temperatura de diseño.

Una vez calculada la constante, se determina la concentración de cloro necesaria según la Ecuación (12-5) de Tchobanoglous et al. (2013).

$$\log_{10} \left(\frac{N_0}{N_t} \right) = \Lambda \cdot C^n \cdot t$$

Donde:

- $N_0 = 1,6 \times 10^4$ UFC/100 mL. Concentración del efluente del humedal vertical.
- $N_t = 0,5$ UFC/100 mL. Concentración objetivo.
- $t = 30$ min. Tiempo de contacto.
- $\Lambda_{20} = 0,96$ L/mg·min. Coeficiente de letalidad.
- $n = 1$. Orden de la reacción.

Se despeja la concentración de cloro necesaria:

$$C = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{N_0}{N_t} \right)}{\Lambda \cdot t} \right)^{1/n} = \left(\frac{\log_{10} \left(\frac{15541 \text{ UFC/100 mL}}{0,5 \text{ UFC/100 mL}} \right)}{0,96 \text{ L} \cdot \text{mg}^{-1} \cdot \text{min}^{-1} \cdot 30 \text{ min}} \right)^{1/1} = 1,3 \text{ mg/L}$$

Se considera la adición de cloro para desinfección siguiendo los criterios mínimos establecidos por organismos de referencia. Se adopta:

- La dosis mínima de cloro libre para los casos de reúso considerados, según United States Environmental Protection Agency (2012): 1 mg/L.
- Una demanda inmediata de cloro de 5 mg/L, según lo recomendado por Gonçalves (2003).
- Un residual de cloro libre para garantizar persistencia a lo largo del sistema de 1,5 mg/L, según lo recomendado por Gonçalves (2003).

$$C_{\text{total}} = C + 1 \text{ mg/L} + 5 \text{ mg/L} + 1,5 \text{ mg/L} = 7,7 \text{ mg/L}$$

La concentración de cloro total es de 7,7 mg/L. Para simplificar la operación y garantizar la seguridad sanitaria, se redondea a una dosis total de 8 mg/L.

2.8.2. Volumen de hipoclorito de sodio comercial necesario

El volumen de cloro a utilizar se calcula a partir de la concentración de cloro requerida, el caudal de diseño y los parámetros específicos del producto desinfectante. En este caso, se utiliza hipoclorito de sodio (NaOCl) en su forma comercial como fuente de cloro.

$$V_{\text{producto}} = \frac{C_{\text{total}} \cdot Q_{\text{diseño}}}{f} \cdot \frac{1}{\rho} = \frac{8 \text{ mg/L} \cdot 18,8 \text{ m}^3/\text{d}}{0,1 \cdot 1,2 \text{ g/mL}} = 1251 \text{ mL/d}$$

Donde:

- $C_{\text{total}} = 8 \text{ mg/L}$. Concentración total de cloro.
- $Q_{\text{diseño}} = 18,8 \text{ m}^3/\text{d}$. Caudal de diseño.
- $f = 0,1$. Fracción de cloro activo.
- $\rho = 1,2 \text{ g/mL}$. Densidad del producto al 10 %.

Se requiere una dosificación de aproximadamente 1,3 litros diarios de hipoclorito de sodio al 10 % para garantizar la desinfección.

2.9. Interconexiones

Para el cálculo de las interconexiones a lo largo del sistema se utiliza la fórmula de Manning, con el objetivo de verificar que, bajo condiciones de caudal máximo, el tirante dentro de la tubería no supere el 75 % de su altura.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

- $n = 0,01$ Coeficiente de rugosidad de PVC para aguas residuales, según Tsutiya (2005).
- A . Área hidráulica mojada (m^2).
- R_h . Radio hidráulico (m).
- S . Pendiente de la tubería.

Además, dado que la geometría de las tuberías es circular, se utilizan relaciones geométricas específicas para determinar el área mojada, el perímetro mojado y el radio hidráulico dentro de la tubería en función del caudal circulante.

$$\begin{aligned}A &= \frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \Phi^2 \\P &= \frac{1}{2} \theta \Phi \\R &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \Phi\end{aligned}$$

Donde:

- Φ : Diámetro interno de la tubería (m).
- θ : Ángulo central correspondiente al sector húmedo (rad).

2.9.1. Conexión red a fosa séptica

La conducción que conecta la red de recolección con la fosa séptica se dimensiona con un diámetro de 200 mm, acorde a las prácticas habituales para colectores secundarios en redes convencionales.

Se adopta una pendiente mínima del 0,45 %, con la cual se verifica que la tensión tractiva alcanzada es de 1,1 Pa, superando el valor mínimo recomendado de 1 Pa para evitar la acumulación de sedimentos en el interior de la tubería. Asimismo, se verifica que el flujo circula con un tirante inferior al 75 % del diámetro, lo que garantiza condiciones de *régimen libre*.

2.9.2. Conexiones internas en la planta

Las conexiones entre los distintos módulos del sistema de tratamiento se proyectan mediante tuberías de PVC con un diámetro nominal de 160 mm y una pendiente uniforme de 0,45 %. A partir del caudal máximo se calcula el tirante hidráulico, obteniéndose una relación tirante/diámetro de 9,3 %, valor inferior al límite máximo del 75 % requerido para garantizar flujo en régimen libre y adecuado funcionamiento hidráulico.

2.10. Geotubos

2.10.1. Volumen de lodo a deshidratar

El cálculo del volumen de lodos acumulado en la laguna facultativa se estima en función del intervalo previsto entre limpiezas y de la tasa anual de generación de lodos por habitante.

$$V_{\text{lodos}} = t_{\text{limpieza}} \cdot P \cdot Q_{\text{lodos}} = 10 \text{ años} \cdot 75 \text{ hab} \cdot 0,04 \text{ m}^3/\text{hab}\cdot\text{año} = 30 \text{ m}^3$$

Donde:

- V_{lodos} . Volumen total de lodos acumulado.
- $t_{\text{limpieza}} = 10$ años. Intervalo entre remociones de lodo.
- $P = 75$ hab. Población de diseño.
- $Q_{\text{lodos}} = 0,04 \text{ m}^3/\text{hab}\cdot\text{año}$. Tasa de generación de lodos, según (Von Sperling, 2007b).

Este volumen será ocupado por el lodo acumulado en el fondo de la laguna, por lo que, al cabo de 10 años, previo a la limpieza, la altura útil disponible para el tratamiento del efluente se reducirá a 1,9 m.

2.10.2. Área superficial necesaria

Para la deshidratación de lodos, se empleará un geotubo de diámetro $D = 3$ m. Conociendo el volumen total a contener, la longitud necesaria se obtiene dividiendo dicho volumen entre el área de la sección transversal del tubo.

$$L_{\text{geotubo}} = \frac{V_{\text{lodos}}}{A_{\text{sección}}} = \frac{30 \text{ m}^3}{7,1 \text{ m}^2} = 4,2 \text{ m}$$

Donde:

- L_{geotubo} . Longitud del geotubo (m).
- $A_{\text{sección}} = 7,1 \text{ m}^2$. Área de la sección transversal del tubo.

Por tanto, un único geotubo de 3 m de diámetro y 4,2 m de longitud resulta suficiente para contener el volumen estimado de lodos deshidratados. No obstante, por razones constructivas y operativas, se opta por disponer en el terreno un área de 5 m $\times$ 6 m destinada a los momentos en los que se utilicen los geotubos. Además, se contempla una red de recolección de aguas residuales con descarga hacia la fosa séptica, cuyo dimensionamiento se desarrollará en el Tomo 3.



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR



Proyecto Hidráulica - Ambiental

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

TOMO 2

PLANTA TIPO

Micaela Bellon

Lucía Rivadavia

Ianla Rivera

Tutores:

Msc. Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

7 de enero de 2026

Índice

1. Introducción	2
2. Fosa séptica	3
2.1. Aspectos descriptivos	3
2.2. Aspectos de cálculo	3
2.3. Aspectos de operación y mantenimiento	4
3. Laguna facultativa	5
3.1. Aspectos descriptivos	5
3.2. Aspectos de cálculo	5
3.3. Aspectos de operación y mantenimiento	6
4. Humedal de flujo subsuperficial vertical	7
4.1. Aspectos descriptivos	7
4.2. Aspectos de cálculo	7
4.3. Aspectos de operación y mantenimiento	8
5. Reservorio	9
5.1. Aspectos descriptivos	9
5.2. Aspectos de cálculo	9
5.3. Aspectos de operación y mantenimiento	9
6. Desinfección con cloro	10
6.1. Aspectos descriptivos	10
6.2. Aspectos de operación y mantenimiento	10
7. Contingencia	11
8. Área total requerida	11
Referencias	13

1. Introducción

Este tomo presenta de manera sistemática los criterios empleados para el dimensionamiento de cada una de las unidades que integran la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) tipo desarrollada en este proyecto, concebida específicamente para su aplicación en los conjuntos habitacionales del programa Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural (MEVIR). El documento se organiza siguiendo una estructura uniforme por unidad, donde se incluyen:

1. una descripción general de sus características constructivas y funcionales,
2. las ecuaciones de diseño utilizadas para la estimación del área requerida y
3. las tareas de operación y mantenimiento asociadas a cada componente.

El sistema de tratamiento considerado está compuesto por una fosa séptica, una laguna facultativa, un humedal de flujo subsuperficial vertical, un reservorio de almacenamiento, una unidad de desinfección y una unidad de contingencia para eventos excepcionales de lluvia. Las primeras tres unidades y la desinfección conforman el tratamiento base requerido para asegurar un efluente apto para diferentes tipos de reúso, mientras que el reservorio se dimensiona y adapta en función del esquema de reúso adoptado en cada caso.

El objetivo central de este tomo es proporcionar un conjunto de herramientas de cálculo que permita estimar de manera preliminar el área necesaria para cada una de estas unidades. Para ello, se parte de las ecuaciones normativas y bibliográficas correspondientes a cada proceso, derivando expresiones simplificadas que dependen únicamente del número de habitantes. En este proceso, las áreas de diseño se calculan para rangos de población comprendidos entre 100 y 1200 habitantes, y posteriormente se ajustan mediante curvas que permiten obtener ecuaciones representativas y fáciles de aplicar en etapas iniciales de diseño.

Con el fin de mantener consistencia entre unidades, las fórmulas se construyen adoptando valores de referencia de 4 habitantes por vivienda y una dotación de 150 L/hab·día, como recomienda la Guía técnica para la elaboración de proyectos de saneamiento de MEVIR. Estos supuestos permiten expresar los requerimientos de superficie de forma coherente y comparable, facilitando su aplicación en las etapas preliminares del diseño.

En el caso particular del reservorio, se establece una estimación preliminar basada en un esquema genérico de operación; sin embargo, su volumen definitivo depende del destino específico del efluente y puede requerir un cálculo ajustado en el anteproyecto, tal como se desarrolla posteriormente en el Tomo 3.

2. Fosa séptica

2.1. Aspectos descriptivos

Se proyecta una fosa séptica colectiva de hormigón, diseñada conforme a los criterios establecidos en la norma ABNT NBR 17076:2024. La unidad está constituida por dos compartimientos independientes: una cámara de digestión y una cámara de clarificación, separadas mediante un tabique interior. El volumen útil total se distribuye entre ambas en la proporción 2:1, tal como especifica la normativa vigente.

La estructura incorpora todos los elementos constructivos obligatorios, entre ellos:

- un tubo guía en la salida, destinado a facilitar las labores de mantenimiento y limpieza;
- un desnivel hidráulico mínimo de 10 cm entre las cotas de entrada y salida, indispensable para garantizar el flujo gravitacional adecuado;
- un sistema de ventilación, necesario para permitir la liberación controlada de los gases generados durante los procesos biológicos y para asegurar la operación segura y eficiente de la unidad.

La profundidad útil de la fosa se determina a partir del volumen útil requerido, aplicando los rangos establecidos en la Tabla A.3 de la norma. La [Tabla 1](#) resume los valores mínimos y máximos admisibles:

Tabla 1: Profundidad útil mínima y máxima en función del volumen útil (Tabla A.3 de la [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\)](#) (2024)).

Volumen útil (m ³)	Profundidad mínima (m)	Profundidad máxima (m)
Hasta 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Más de 10,0	1,80	2,80

El efluente tratado es conducido hacia la laguna facultativa para su posterior depuración, mientras que los lodos estabilizados se extraen periódicamente mediante un camión barométrico, conforme a las prácticas habituales de operación y mantenimiento.

2.2. Aspectos de cálculo

El dimensionamiento se basa en la ecuación general establecida por la norma ABNT NBR 17076:2024 para el cálculo del volumen útil de fosas sépticas colectivas ([Associação](#)

Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2024). Si bien la fórmula normativa se presenta en función de varios parámetros operativos (contribución diaria, tiempo de retención, acumulación de lodos y generación de lodo fresco), en este trabajo se emplea dicha relación como punto de partida para derivar una expresión simplificada del área necesaria, dependiente únicamente del número de habitantes servidos.

$$V_{\text{útil}} = 1000 L + \text{Hab} \cdot (C \cdot T + K \cdot L_f)$$

Donde:

- Hab: número de personas servidas por la unidad,
- C: contribución diaria de aguas residuales (dotación multiplicada por el coeficiente de retorno),
- T: tiempo de retención hidráulica aplicable a fosas sépticas colectivas,
- K: tasa de acumulación total de lodos, seleccionada según el intervalo entre limpiezas y las condiciones de temperatura,
- L_f : contribución diaria de lodo fresco por habitante.

Para ello, se adoptan valores de referencia para los parámetros, extraídos de las tablas de la norma para condiciones típicas de operación, y se considera una profundidad útil fija de 2 m, lo que permite reemplazar el volumen útil por el área superficial equivalente. De este modo, se obtiene una expresión directa que facilita la estimación preliminar del tamaño de la unidad en función de la población servida.

$$A = 0.13 \cdot \text{Hab}$$

2.3. Aspectos de operación y mantenimiento

Las actividades requeridas para asegurar el correcto funcionamiento y la conservación de la fosa séptica comprenden:

- Realizar inspecciones periódicas para verificar estanqueidad, obstrucciones y acumulación de lodo y espuma.
- Controlar anualmente el nivel de lodos mediante varilla o dispositivo adecuado.
- Ejecutar la extracción de lodos estabilizados con camión barométrico según la frecuencia operativa establecida.

- Evitar la perturbación excesiva de los sólidos durante la limpieza y conservar una fracción del lodo digerido.
- Verificar el correcto funcionamiento del sistema de ventilación y evitar obstrucciones en los conductos.
- Mantener las tapas de acceso en buen estado, selladas y disponibles para inspección y mantenimiento.

3. Laguna facultativa

3.1. Aspectos descriptivos

La laguna facultativa se proyecta considerando una relación largo:ancho recomendada de entre 2 y 4, junto con taludes interno y externo de 2:1, adoptándose un ancho de coronamiento de 2,0 m, adecuado para permitir el tránsito peatonal y la eventual circulación de maquinaria. El ingreso y la salida del efluente se realiza mediante una tubería equipada con una T. La impermeabilidad de la laguna se garantiza mediante la instalación conjunta de una geomembrana y un geotextil, los cuales reducen las pérdidas por infiltración y protegen el revestimiento frente a daños mecánicos. Los taludes se diseñan de manera estable y se protegen frente a procesos erosivos, permitiéndose la utilización de cobertura vegetal controlada en sus superficies externas. Además, el coronamiento debe elevarse por encima del terreno natural, recomendándose una altura mínima de 30 cm, con el fin de evitar el arrastre de sólidos y la escorrentía superficial hacia el interior de la laguna.

3.2. Aspectos de cálculo

El área superficial de la laguna facultativa se determina a partir de la Ecuación 2.2 de Von Sperling (2007) que depende de la carga orgánica superficial, calculada en función de la carga de DBO afluente y de la tasa de aplicación superficial, que depende de la temperatura del agua y se calcula según la Ecuación 2.3 de Von Sperling (2007).

$$A = \frac{\text{Hab} \cdot L_c}{L_s} \quad \text{con} \quad L_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times T)^{(T-25)}$$

Donde:

- Hab: número de habitantes,
- L_c : carga orgánica (kg/hab·d),
- L_s : tasa de aplicación superficial (kg/m²· d),

- T: temperatura del efluente en el mes mas frio (°C).

La estimación del área necesaria para la laguna facultativa se realiza a partir de las ecuaciones de diseño presentadas, considerando además las siguientes condiciones:

- Carga orgánica del efluente bruto de 50 kg DBO / hab · d,
- Temperatura media en el mes más frío de 12 °C según Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) (2010),
- Remoción de materia orgánica en la fosa séptica del 35 %.

Obteniéndose así la siguiente expresión para el cálculo del área, la cual depende únicamente del número de habitantes:

$$A = 2,62 \cdot \text{Hab}$$

3.3. Aspectos de operación y mantenimiento

De acuerdo con las recomendaciones operativas para sistemas de lagunas (Von Sperling, 2007), la operación y el mantenimiento de la laguna resulta fundamental para preservar su estabilidad, prevenir la proliferación de condiciones anómalas y asegurar la eficiencia del proceso.

Las principales tareas de operación y mantenimiento comprenden:

- Realizar inspecciones visuales periódicas para identificar acumulación de lodos superficiales, manchas verdosas o negruzcas, películas flotantes de grasas o aceites y presencia de residuos.
- Verificar el estado de los taludes, controlando erosión, filtraciones visibles y crecimiento de vegetación en contacto con el agua.
- Remover espuma, maleza y residuos sólidos flotantes que puedan interferir en el proceso biológico o en la transferencia de oxígeno.
- Ejecutar la extracción periódica de algas cuando su proliferación limite la penetración de luz o reduzca la oxigenación, empleando chorros de agua, rastrillos, mallas o tamices, y registrando frecuencia e intensidad de las intervenciones.
- Mantener un nivel operativo superior a 90 cm para evitar el crecimiento de vegetación dentro del cuerpo de agua.
- Realizar cortes regulares de maleza en los bordes para evitar su avance hacia el interior de la laguna.

4. Humedal de flujo subsuperficial vertical

4.1. Aspectos descriptivos

El humedal de flujo vertical se proyecta con taludes externos de 2:1 y taludes internos de 1:1, adoptándose un ancho de coronamiento de 1,5 m, adecuado para permitir el tránsito peatonal y facilitar las tareas de mantenimiento e inspección. La especie vegetal seleccionada es *Phragmites australis* (carrizo común), ampliamente utilizada en humedales construidos debido a su adaptabilidad, resistencia y capacidad para generar zonas de oxigenación en la rizosfera (Dotro et al., 2017a). Se considera una densidad de plantación de 4 unidades por metro cuadrado, distribuidas de manera uniforme sobre el lecho filtrante.

El fondo del humedal se diseña con una pendiente longitudinal del 0,5 % en el sentido del eje mayor, complementada con pendientes transversales del 1 % desde los bordes laterales hacia el centro, promoviendo el escurrimiento hacia la tubería principal de recolección. La impermeabilización se resuelve mediante la instalación de una geomembrana dispuesta sobre un geotextil, garantizando la protección del sistema y minimizando las pérdidas por infiltración. El sistema se alimenta de manera intermitente, ya sea mediante bombeo o, cuando las condiciones topográficas lo permiten, mediante alimentación por sifones, favoreciendo así los ciclos de saturación y aireación necesarios para su adecuado funcionamiento.

El lecho filtrante se conforma mediante tres capas sucesivas:

- **Capa filtrante (superior):** 50 cm de espesor, compuesta por material granular de diámetro entre 0,06 y 4 mm. En esta capa se ubican las plantas del humedal, cuyas raíces contribuyen al proceso de tratamiento mediante la transferencia de oxígeno y el soporte para el desarrollo de la biopelícula.
- **Capa de transición (intermedia):** 10 cm de espesor, con material de diámetro entre 4 y 8 mm. Su función es evitar el transporte de partículas finas hacia la capa de drenaje.
- **Capa de drenaje (inferior):** 20 cm de espesor, conformada por grava gruesa. Esta capa recoge el efluente tratado y lo conduce hacia el sistema de recolección.

4.2. Aspectos de cálculo

El área del humedal de flujo vertical se calcula a partir del caudal de diseño y de la carga hidráulica recomendada para humedales verticales utilizados como tratamiento terciario.

$$A = \frac{Q}{HLR}$$

Donde:

- Q : caudal de diseño del sistema,
- HRL: tasa de carga hidráulica máxima para humedales de tratamiento terciario.

A partir de esta ecuación, y considerando una tasa de carga hidráulica de $0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$, según Von Sperling (2007), se obtiene la siguiente expresión para la estimación del área necesaria, la cual depende de los habitantes:

$$A = 1,92 \cdot \text{Hab}$$

4.3. Aspectos de operación y mantenimiento

De acuerdo con las recomendaciones para la operación de humedales construidos (Dotro et al., 2017b; Tilley et al., 2015), el funcionamiento adecuado del humedal de flujo vertical depende de un mantenimiento regular que permita prevenir la colmatación, garantizar la integridad del lecho filtrante y preservar la vegetación.

Las principales tareas de operación y mantenimiento comprenden:

- Asegurar un tratamiento previo adecuado para evitar la llegada de sólidos que puedan acelerar la colmatación del lecho.
- Proteger el humedal mediante bordes libres perimetrales para impedir el ingreso de escorrentía superficial con sedimentos.
- Verificar periódicamente la granulometría y condición del medio filtrante, evitando el empleo de materiales excesivamente finos.
- Controlar el crecimiento de malezas durante el primer año y cosechar la biomasa vegetal una vez establecido el sistema, preferentemente en primavera (Dotro et al., 2017b).
- Realizar la limpieza anual de los tubos de distribución para remover lodos y bio-películas que puedan obstruir los orificios.
- Evitar el desarrollo de árboles en el área del sistema, ya que sus raíces pueden dañar la geomembrana o interferir con el drenaje (Tilley et al., 2015).

5. Reservorio

5.1. Aspectos descriptivos

El volumen y las características finales del reservorio se determinan en función de la demanda específica de agua de reúso y del caudal tratado por la planta en cada caso. La estructura presenta taludes interiores y exteriores con pendiente 2:1 y planta de forma cuadrada, incorporando un resguardo libre mínimo de 30 cm por encima del nivel máximo de operación. Para garantizar la impermeabilidad, la solución constructiva incluye una geomembrana instalada sobre un geotextil de protección, evitando daños mecánicos y reduciendo pérdidas por infiltración.

5.2. Aspectos de cálculo

Para obtener una primera aproximación del área necesaria del reservorio en una etapa en la que aún no se ha definido el destino específico de reúso, se adopta un criterio basado en la acumulación del efluente tratado durante los períodos en los que no es posible realizar su aplicación, típicamente asociados a varios días consecutivos de lluvia. Bajo este supuesto, se emplea la relación derivada del requerimiento de almacenar el volumen correspondiente a cinco días sin aplicación del efluente.

La expresión resultante permite estimar de manera preliminar el área superficial del reservorio; no obstante, el dimensionamiento definitivo debe ajustarse en cada caso particular, en función del número de viviendas atendidas, el tipo de uso previsto para el efluente y el balance hídrico de la planta de tratamiento. Para esta etapa inicial se asume una geometría cuadrada en planta y un volumen con forma de pirámide truncada; considerando además una profundidad útil de 1,5 m, se obtiene la siguiente fórmula:

$$A = 2.42 \cdot \text{Hab}^{0.861}$$

5.3. Aspectos de operación y mantenimiento

De acuerdo con los criterios habituales de operación de reservorios y cuerpos de almacenamiento, el mantenimiento del reservorio es esencial para asegurar su funcionalidad, preservar la calidad del agua de reúso y garantizar la integridad estructural de la unidad.

Las principales tareas de operación y mantenimiento comprenden:

- Realizar inspecciones visuales periódicas para evaluar el estado general de la estructura, el revestimiento y el nivel operativo del reservorio.

- Retirar malezas, vegetación flotante y residuos sólidos presentes en la superficie o en los bordes del reservorio.
- Verificar la condición del revestimiento impermeable, identificando posibles daños, deformaciones o zonas expuestas.
- Controlar la presencia de erosión en taludes y coronamiento, realizando reparaciones cuando sea necesario.
- Asegurar que los sistemas de entrada y salida permanezcan libres de obstrucciones y funcionen correctamente.

6. Desinfección con cloro

6.1. Aspectos descriptivos

Con el objetivo de reducir la concentración de coliformes fecales, se emplea hipoclorito de sodio como agente desinfectante, garantizando un tiempo mínimo de contacto de 30 minutos. El diseño del sistema de desinfección se orienta a cumplir con los estándares de calidad establecidos por la EPA considerando estándares para usos con contacto directo, los cuales requieren la ausencia de coliformes fecales en el efluente tratado.

El punto de dosificación del cloro se define en función del uso previsto para el agua de reúso. Las alternativas consideradas para la dosificación de cloro en función del uso previsto del agua de reúso son las siguientes:

- Dosificación en el pozo de bombeo asociado a los sistemas de reúso, cuando exista esta unidad.
- Dosificación en la línea de impulsión hacia la red de aplicación.
- Dosificación directamente en el reservorio.
- Dosificación en el propio punto de reúso, antes de la aplicación.

6.2. Aspectos de operación y mantenimiento

La operación y el mantenimiento del sistema de desinfección con cloro requieren un control riguroso tanto de la dosificación como del manejo seguro del reactivo, asegurando la continuidad del proceso y la protección del personal. Los lineamientos específicos dependerán del sistema de dosificación finalmente seleccionado; sin embargo, las tareas básicas incluyen:

- Verificar periódicamente la dosificación aplicada, ajustando los caudales de cloro en función de la calidad del agua y de la demanda de cloro residual.
- Controlar la concentración de cloro residual en el efluente para asegurar el cumplimiento de los valores objetivo según el uso previsto del agua de reúso.
- Mantener condiciones adecuadas de almacenamiento del hipoclorito, evitando exposición al sol y temperaturas elevadas, y asegurando la ventilación del recinto.

7. Contingencia

La gestión de contingencias debe evaluarse específicamente para cada sitio, considerando el balance hídrico del sistema, las características del entorno y las condiciones climáticas locales. Según el Decreto 226/025 deben analizarse las siguientes alternativas de vertido:

- Vertido a un curso de agua superficial.
- Descarga a un sistema de saneamiento existente, si está disponible.
- Disposición al terreno.

La selección final debe asegurar que, ante un evento de llenado del reservorio o condiciones que impidan el uso del efluente en riego, exista un mecanismo seguro y operativo para evacuar el excedente, evitando riesgos de sobrecarga hidráulica o impactos ambientales.

8. Área total requerida

A partir de las ecuaciones simplificadas obtenidas para cada una de las unidades del sistema, fosa séptica, laguna facultativa, humedal de flujo subsuperficial vertical y reservorio, es posible estimar el área total requerida para la implantación completa de la PTAR tipo. Las expresiones utilizadas para la determinación del área de cada componente son las siguientes:

- $A_{\text{fosa}} = 0,13 \cdot \text{Hab}$
- $A_{\text{laguna}} = 2,62 \cdot \text{Hab}$
- $A_{\text{humedal}} = 1,92 \cdot \text{Hab}$
- $A_{\text{reservorio}} = 2,42 \cdot \text{Hab}^{0,861}$

El área base del sistema se obtiene mediante la suma directa de las superficies estimadas para cada unidad:

$$A_{\text{base}} = A_{\text{fosa}} + A_{\text{laguna}} + A_{\text{humedal}} + A_{\text{reservorio}} \Rightarrow A_{\text{base}} = 4,67 \cdot \text{Hab} + 2,42 \cdot \text{Hab}^{0,861}$$

Sin embargo, esta superficie corresponde únicamente al área útil y estrictamente operativa de cada unidad. Para obtener el área real de implantación del sistema es necesario considerar una serie de elementos adicionales, entre ellos:

- los anchos de coronamiento requeridos para garantizar estabilidad y accesibilidad,
- los taludes internos y externos de cada unidad,
- las zonas de seguridad operativa,
- las áreas destinadas a caminería interna y circulación,
- la superficie para tratamiento de lodos,
- la superficie requerida para oficinas.

La incorporación de estos elementos incrementa de manera significativa la ocupación superficial del sistema. Considerando su efecto combinado, se estima que el área total requerida para la implantación de la planta equivale a aproximadamente:

$$A_{\text{total}} = 2.5 \cdot A_{\text{base}}$$

Este factor global, derivado del caso de estudio desarrollado en el Tomo 3 y utilizado aquí como referencia para la planta tipo, refleja el impacto de los condicionantes constructivos, operativos y de accesibilidad, proporcionando una estimación más realista del terreno necesario para un sistema de características similares en futuros conjuntos habitacionales de MEVIR.

A partir de esta consideración, se obtiene la siguiente expresión final para la estimación del área total requerida:

$$A_{\text{base}} = 11.7 \cdot \text{Hab} + 6,1 \cdot \text{Hab}^{0,861}$$

Referencias

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Nbr 17076:2024. tanques sépticos - unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - projeto, construção e operação. Norma Técnica, 2024. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- G. Dotro, G. Langergraber, P. Molle, J. Nivala, J. Puigagut, O. Stein, and Marcos Von Sperling. Treatment wetlands. In B. Rose, J. and B. Jiménez-Cisneros, editors, *Biological Wastewater Treatment Series, Volume Seven*. International Water Association (IWA), London, UK, 2017a. Capítulo sobre diseño y operación de humedales construidos para tratamiento de aguas residuales.
- Guillermo Dotro, Guenter Langergraber, Pascal Molle, J. Nivala, Jaume Puigagut, Otto Stein, and Marcos von Sperling. *Treatment Wetlands*. IWA Publishing, 2017b. ISBN 9781780408774.
- Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). Climatología del invierno (junio-julio-agosto) en uruguay 1981–2010. <https://www.inumet.gub.uy/>, 2010.
- OSE. Guía técnica para la elaboración de proyectos de sistemas de saneamiento mevir. Technical report, Gerencia de Saneamiento, División Sistemas de Saneamiento, División de Aguas Residuales, agosto 2022. Elaborado por: OSE, disponible bajo solicitud.
- Elizabeth Tilley, Lukas Ulrich, Christoph Lüthi, Philippe Reymond, and Christian Zurbrügg. *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. Eawag: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology, Dübendorf, Suiza, versión en español edition, 2015. URL https://www.eawag.ch/fileadmin/Domain1/Abteilungen/sandec/schwerpunkte/sesp/CLUES/Compendium.Spanish.pdfs/compendio_sp.pdf.
- Marcos Von Sperling. *Waste Stabilisation Ponds*, volume 3 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, UK, 2007.



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR



Proyecto Hidráulica - Ambiental

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

TOMO 3

ANTEPROYECTO PALMITAS - SORIANO

Micaela Bellon

Lucía Rivadavia

Ianla Rivera

Tutores:

Msc.Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

7 de enero de 2026

Índice

1. Introducción	5
2. Generalidades	6
2.1. Sitio de implantación	6
2.2. MEVIR en la localidad	7
2.3. Planta de tratamiento de efluentes planes III y IV	10
2.3.1. Planta construida por MEVIR	11
2.3.2. Planta propuesta con reúso del efluente tratado	12
2.3.3. Población servida	13
2.3.4. Análisis de consumos	15
2.3.5. Cálculo de caudales	16
2.4. Áreas propuestas para el reúso del efluente tratado en riego	18
2.4.1. Caudal de demanda de reúso	19
2.5. Estándares objetivo	21
3. Aproximación del área necesaria para la planta con reúso	22
4. Memoria descriptiva	23
4.1. Fosa séptica	23
4.2. Laguna facultativa	24
4.3. Pozo de bombeo hacia humedal	25
4.4. Humedal de flujo subsuperficial vertical	26
4.5. Reservorio de agua tratada	27
4.6. Impulsión a áreas de reúso	28
4.6.1. Trazado y dimensiones	28
4.6.2. Bombeo a áreas de reúso	29
4.7. Emisario de contingencia	30
4.8. Desinfección con cloro	31
4.9. Interconexiones	32
4.9.1. Conexión entre red y fosa séptica	32
4.9.2. Conexiones internas en la planta	32
4.9.3. Sistema de alimentación: humedal	32
4.9.4. Sistema de recolección: humedal	33
4.9.5. Cámaras y registros	33
4.10. Deshidratación de lodos	33
4.11. Oficina y baño	34
5. Memoria de cálculo justificativa	34
5.1. Datos generales de diseño	35
5.1.1. Resumen de valores calculados previamente	35
5.1.2. Estado del afluente	35
5.2. Fosa séptica	36
5.2.1. Volumen útil	36
5.2.2. Distribución entre cámaras	37

5.2.3. Área en planta	37
5.2.4. Dimensiones internas	38
5.2.5. Volumen de lodos acumulados	38
5.2.6. Resumen de dimensiones	39
5.2.7. Parámetros del afluente y efluente	39
5.3. Laguna facultativa	39
5.3.1. Área superficial	39
5.3.2. Profundidad y volumen	40
5.3.3. Volumen de lodos a extraer	40
5.3.4. Resumen de dimensiones y parámetros	41
5.3.5. Parámetros del afluente y efluente	41
5.3.6. Cálculo de remociones	42
5.4. Pozo de bombeo	45
5.4.1. Cálculo de volumen	45
5.4.2. Caudal de bombeo	46
5.4.3. Velocidad en impulsión	47
5.4.4. Pérdidas de carga distribuidas	48
5.4.5. Pérdidas de carga localizadas	49
5.4.6. Pérdida de carga total y altura manométrica total (HMT)	50
5.4.7. Preselección del equipo de bombeo	50
5.4.8. Verificación de NPSH (cavitación)	51
5.5. Humedal vertical	52
5.5.1. Área superficial	52
5.5.2. Parámetros del afluente y efluente	53
5.6. Reservorio de agua tratada	53
5.6.1. Balance hídrico diario en la planta	54
5.6.2. Cálculo del volumen útil del reservorio	55
5.7. Impulsión a áreas de reúso	57
5.7.1. Trazado	57
5.7.2. Bombeo a áreas de reúso	57
5.7.3. Dimensionamiento	58
5.7.4. Preselección del equipo de bombeo	59
5.7.5. Verificación de NPSH (cavitación)	59
5.8. Emisario de contingencia	60
5.8.1. Selección del trazado y condiciones topográficas	61
5.8.2. Dimensionamiento hidráulico	62
5.8.3. Condición en el punto de descarga	64
5.9. Balance de nutrientes	67
5.9.1. Concentraciones y cargas de salida del efluente, aplicación y destino	67
5.9.2. Extracción de nutrientes	68
5.9.3. Cálculo del área mínima requerida	69
5.10. Desinfección con cloro	70
5.10.1. Concentración de cloro necesaria	71
5.10.2. Volumen de hipoclorito de sodio comercial necesario	72
5.10.3. Sistema de cloración	73
5.10.4. Tiempo de contacto	73

5.10.5. Almacenamiento y manejo	74
5.11. Interconexiones	75
5.11.1. Conexión red a fosa séptica	76
5.11.2. Conexiones internas en la planta	76
5.12. Geotubos	76
5.12.1. Volumen de lodo a deshidratar	76
5.12.2. Área superficial necesaria	77
5.13. Resumen calidad de parámetros	77
6. Análisis de sensibilidad frente a variaciones en las condiciones de diseño	79
7. Operación y mantenimiento	82
7.1. Responsables de la operación y mantenimiento	82
7.1.1. Registro y seguimiento	84
7.2. Actividades específicas de operación y mantenimiento por unidad	85
7.2.1. Fosa séptica	85
7.2.2. Laguna facultativa	87
7.2.3. Humedal de flujo subsuperficial	88
7.2.4. Reservorio	89
7.2.5. Desinfección con cloro	90
7.2.6. Interconexiones y pozos de bombeo	91
7.2.7. Emisario para vertido de contingencia	93
7.2.8. Control de calidad de efluente	93
7.3. Resumen	94
7.4. Puesta en marcha	98
7.5. Objetivos de la puesta en marcha	98
7.6. Desarrollo de la puesta en marcha	98
7.7. Controles y registros	100
7.8. Muestreos y verificación de la calidad del efluente	100
8. Costos	101
8.1. Costos de implantación	101
8.2. Costos operación y mantenimiento	105
8.3. Comparativa de costos entre la solución propuesta, la alternativa tradicional de MEVIR y opciones de tratamiento intensivo	106
9. Resultados Comparativos: Proyecto de Reúso vs. Alternativa Tradicional	107
10. Especificaciones particulares	109
10.1. Suministro y montaje de equipos electromecánicos	109
10.1.1. Bombas desde laguna a humedal	109
10.1.2. Bombas de efluente para reúso	110
10.1.3. Bomba dosificadora de cloro	111
10.1.4. Bomba de extracción de lodos	112
10.2. Tuberías y accesorios	113
10.2.1. Tuberías, piezas especiales y válvulas de fundición dúctil	113

10.2.2. Tuberías de PEAD	113
10.2.3. Tuberías de PVC	114
10.2.4. Válvulas de retención	114
10.2.5. Válvulas de cierre tipo compuerta	115
10.2.6. Válvulas tipo flap	115
10.2.7. Válvulas de aire de triple efecto	115
10.2.8. Válvulas de purga	116
10.2.9. Válvulas elastoméricas	117
10.2.10. Válvula de corte esférica	118
10.2.11. Boquilla de inyección y accesorios asociados	119
10.2.12. Instalación	119
10.3. Sistema de deshidratación de lodos mediante geotubos	120
10.4. Sistema de impermeabilización	121
10.4.1. Geomembrana de PEAD	121
10.4.2. Geotextil de protección inferior	122
10.5. Otros equipamientos	123
10.5.1. Compuerta tipo mural	123
10.5.2. Cámaras de inspección y registros	123
10.5.3. Tanques de almacenamiento de hipoclorito de sodio	124
11. Lista de planos	125
Referencias	126
Anexo 1	129
Anexo 2	137
1. Resultados muestreos	137

1. Introducción

El presente documento constituye el Tomo 3 del proyecto de grado y corresponde al anteproyecto de la nueva Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) para los planes III y IV del Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural (MEVIR), ubicada en la localidad de Palmitas, departamento de Soriano.

En este tomo se desarrollan la memoria descriptiva y la memoria de cálculo justificativa del sistema propuesto. Esto incluye la caracterización del sitio, la estimación de la población servida y la determinación de los caudales de diseño, así como los fundamentos técnicos empleados para el dimensionamiento de cada una de las unidades que integran el tratamiento.

Asimismo, se presentan las descripciones constructivas, los criterios de funcionamiento y los materiales considerados para las diferentes etapas del proceso. Este tomo también incorpora los lineamientos de operación y mantenimiento, junto con las estimaciones de costos tanto para la implantación del sistema como para su operación. Además, se incluyen las especificaciones técnicas de los distintos componentes y la lista de planos correspondientes a las unidades que conforman el sistema de tratamiento.

2. Generalidades

Este capítulo presenta el sitio de implantación y las características locales que fundamentan el diseño del sistema de tratamiento de aguas residuales en Palmitas. Se describe la localidad, los planes habitacionales de MEVIR, la planta existente y la propuesta de planta con reúso del efluente tratado.

Durante las visitas realizadas a la localidad de Palmitas se relevaron las condiciones del entorno y las características del predio donde se ubica la PTAR existente y la proyectada. Se mantuvieron intercambios con personal de Obras Sanitarias del Estado (OSE) y vecinos del área. Se constató además la proximidad del predio a las áreas donde podría aplicarse el reúso.

El contenido de este capítulo se estructura en función de los aspectos observados in situ y de la información técnica disponible, buscando reflejar las condiciones reales del sitio y su vinculación con el diseño del sistema propuesto.

2.1. Sitio de implantación

La localidad de Palmitas se encuentra en el centro del departamento de Soriano, en la intersección de las Rutas Nacionales N° 2 y 105, sobre la Cuchilla del Bizcocho, como se muestra en la Figura 1. Está situada a 41,3 km de Dolores por la Ruta N° 105 y a 38,5 km de Mercedes. De acuerdo con el Censo 2023, la localidad cuenta con 2.218 habitantes.

En la localidad, MEVIR construyó tres planes habitacionales (I, II y III) en 1989, 1996 y 2003, con 62, 66 y 63 viviendas respectivamente. Todos los planes cuentan con abastecimiento de agua por OSE. En cuanto al saneamiento, el plan I dispone de saneamiento estático, el plan II de saneamiento dinámico de tipo separativo convencional, operado por OSE y el plan III de saneamiento dinámico de tipo separativo de efluentes decantados, que desde 2019 es operado y facturado por OSE.

La localización de Palmitas en una zona alejada de cuerpos de agua significativos refuerza la conveniencia de implementar un sistema de tratamiento de aguas residuales con reúso del efluente.

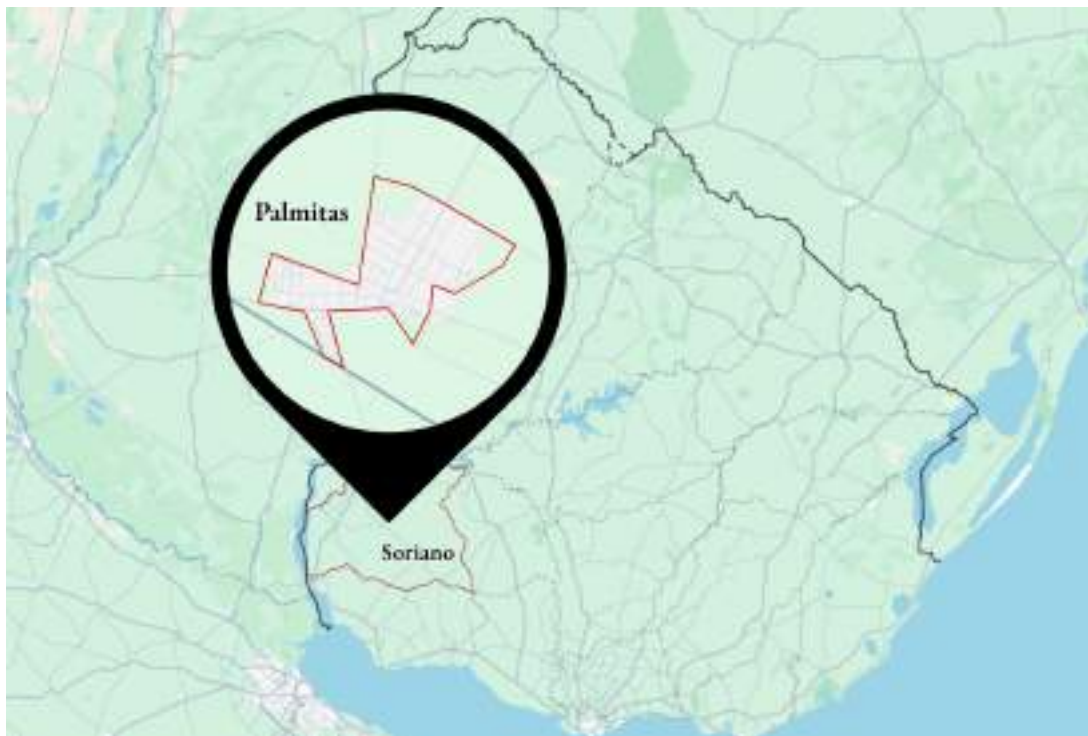


Figura 1: Ubicación de la localidad de Palmitas en el departamento de Soriano, Uruguay. En el recuadro se muestra el área urbana de la localidad.

2.2. MEVIR en la localidad

MEVIR ha desarrollado en la localidad de Palmitas tres planes habitacionales finalizados (I, II y III) y actualmente se encuentra ejecutando un cuarto plan (IV), que contempla dos etapas: IVa y IVb.

En la [Figura 2](#) se observa la ubicación general de los distintos conjuntos en la trama urbana. Se aprecia que los conjuntos se distribuyen de forma separada, al oeste los planes I y II y al este los planes III y IV.



Figura 2: Ubicación de los planes habitacionales de MEVIR (I, II, III y IV), en la localidad de Palmitas.

En la [Tabla 1](#) se resumen las principales características de cada plan, incluyendo el año de ejecución, la cantidad de viviendas, el tipo de sistema de saneamiento y la existencia de una PTAR asociada.

Tabla 1: Planes habitacionales de MEVIR en Palmitas

Plan	Año	Viviendas	Saneamiento	PTAR
I	1989	62	Estático	–
II	1996	66	Dinámico separativo convencional	Propia ^a
III	2003	63	Dinámico separativo tipo decantado	Compartida entre planes III y IV
IVa	2025	55	Dinámico separativo	
IVb	Proyectado	69	convencional	

^a La PTAR está conformada como una planta típica de MEVIR, integrada por una laguna facultativa y dos lagunas de maduración.

En la [Figura 3](#) se presentan los planes habitacionales ya finalizados, los cuales cuentan con sus respectivos sistemas de saneamiento en funcionamiento. Tal como se indica en la [Tabla 1](#), el plan I no dispone de PTAR, mientras que los planes II y III contaban cada uno con una PTAR conformada por una laguna facultativa y dos lagunas de maduración. En la [Figura 3](#), estas plantas se encuentran delimitadas en color rojo, lo que permite

identificar claramente su ubicación dentro de cada conjunto habitacional.



Figura 3: Planes habitacionales de MEVIR (I, II y III). En rojo se delimitan las PTAR correspondientes a los planes II y III.

En la **Figura 4** se presenta el desarrollo correspondiente a los planes III y IV. Este último se ejecutará en dos etapas: la primera contempla la construcción de 55 viviendas, la implementación de la nueva PTAR que dará servicio a ambos planes y el relleno del antiguo sistema de lagunas del plan III, actualmente fuera de operación. La segunda etapa considera la construcción de 69 viviendas adicionales y las ampliaciones necesarias para adecuar la PTAR a las nuevas condiciones de servicio, cuya fecha de ejecución aún no se encuentra definida. En la figura, los sectores en color naranja representan las áreas ya edificadas de los planes III y IVa, mientras que en rojo se indican los predios destinados a las futuras viviendas del plan IVb.



Figura 4: Planes habitacionales de MEVIR (III y IV). En azul se delimita la PTAR correspondiente a los planes III y IV.

En resumen, al finalizar las obras del plan IV, la localidad de Palmitas contará con cuatro planes habitacionales de MEVIR. El plan I mantendrá un sistema de saneamiento estático, mientras que los planes II, III y IV disponen de sistemas dinámicos separativos, en el caso del plan III de efluentes decantados, mientras que en el II y IV convencional. En cuanto al tratamiento de efluentes, la localidad contará con dos plantas de tratamiento: una asociada al plan II y otra compartida por los planes III y IV.

2.3. Planta de tratamiento de efluentes planes III y IV

La PTAR proyectada para los planes III y IV dará servicio a los conjuntos habitacionales ya existentes y a las viviendas que se construirán en el marco del plan IVb. Durante la ejecución del plan IVa, la planta recibirá los efluentes provenientes de los planes III y IVa, y posteriormente deberá admitir el caudal adicional generado por las viviendas del plan IVb. Por este motivo, el sistema fue concebido con la capacidad y flexibilidad necesarias para acompañar el crecimiento de la población servida.

2.3.1. Planta construida por MEVIR

El diseño ejecutado por MEVIR corresponde a un sistema convencional compuesto por una fosa séptica colectiva, una laguna facultativa y dos lagunas de maduración. La laguna facultativa fue dimensionada para la población final, que comprende la totalidad de los planes III y IV, mientras que las dos lagunas de maduración fueron previstas para operar en la etapa inicial, correspondiente a los planes III y IVa. Se contempla la construcción de una tercera laguna de maduración en el momento en que se desarrollen las viviendas del plan IVb.

La planta cuenta además con un emisario de aproximadamente tres kilómetros de longitud, afectando seis padrones rurales privados, destinado al vertido del efluente tratado en un curso de agua ubicado aguas abajo. La extensión del emisario responde a la necesidad de alcanzar un punto de descarga cuya cuenca tributaria sea de aproximadamente 5 km², valor que figuraba como referencia en el Artículo 34 de la propuesta de modificación del Decreto 253/79 del año 2014. Cabe señalar que el proyecto fue concebido con anterioridad al Decreto 226/025, norma vigente actualmente, la cual ya no establece el requisito de una cuenca mínima de 5 km² para habilitar descargas.



Figura 5: PTAR de los planes III y IV. En la figura se muestran las unidades construidas del sistema: en el panel izquierdo se observa la fosa séptica y el conjunto de lagunas facultativa y de maduración, mientras que en el panel derecho se presenta la ubicación en planta del emisario del efluente tratado.

El proyecto desarrollado por MEVIR alcanza un costo total de inversión de 41 millones de pesos (UR diciembre 2025), incluyendo la red de saneamiento y la conexión del plan III al nuevo sistema. El costo de la planta de tratamiento, por sí sola, asciende a 33,6 millones.

2.3.2. Planta propuesta con reúso del efluente tratado

Se propone una alternativa orientada al aprovechamiento y reúso del efluente tratado, eliminando su vertido en una cuenca hidrográfica pequeña con un cuerpo receptor no permanente y evitando no sólo la necesidad del emisario de tres kilómetros, sino también la generación de un vertido superficial. La solución planteada permitirá recuperar agua y nutrientes para usos productivos, lo cual constituye un beneficio ambiental. Este enfoque basado en el reúso se encuentra plenamente alineado con las disposiciones del Decreto 266/025, que promueve la circularidad del agua y el aprovechamiento seguro de los nutrientes contenidos en efluentes tratados.

El sistema, como se muestra en la **Figura 6**, incluye una fosa séptica colectiva y una laguna facultativa dimensionada para la población final, seguida de trenes paralelos de humedales de flujo subsuperficial vertical. En la etapa inicial se prevé la operación de dos trenes, incorporándose un tercero cuando se ejecute el plan IVb.

El diseño contempla además un reservorio destinado a almacenar el efluente tratado para su uso en riego, lo que permite regular la disponibilidad durante los períodos de lluvia en que el riego no sea posible. El sistema cuenta con una unidad de cloración, necesaria para cumplir con los estándares de reúso asumidos. Finalmente, como medida de contingencia, se considera un emisario de 163 metros de longitud que permite derivar los excedentes del reservorio hacia el curso de agua más cercano cuando sea necesario.

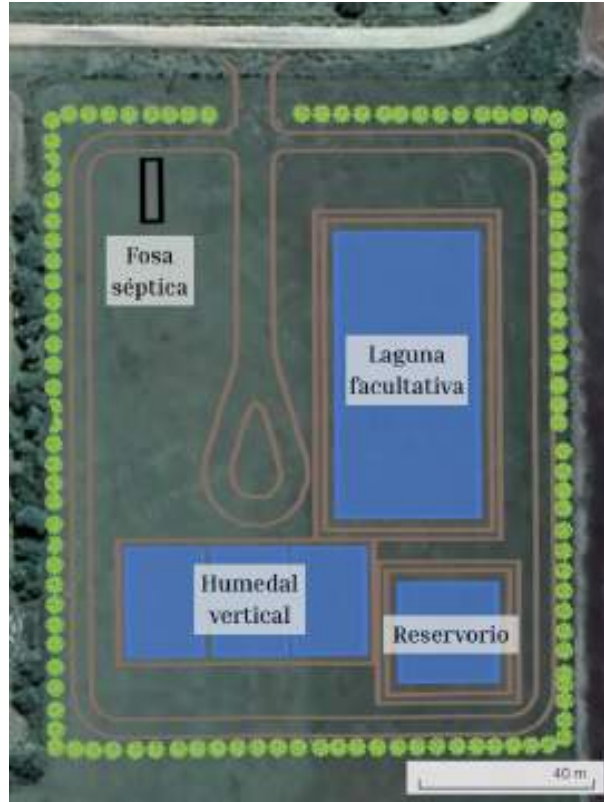


Figura 6: Esquema general de la PTAR proyectada.

2.3.3. Población servida

En la [Figura 7](#) se presenta la sección censal que abarca el área correspondiente al Plan III. El Plan IV no aparece representado en la cartografía del [Instituto Nacional de Estadística \(INE\)](#) ([2023](#)), dado que el relevamiento censal se realizó en 2023, mientras que la ejecución de dicho plan se concretó en 2025, por lo que aún no existen datos censales disponibles para este último. En la figura se observa, en color naranja, el conjunto habitacional asociado al Plan III, ubicado dentro de la Sección 08. Esta sección se subdivide en varias zonas censales, de las cuales las identificadas como 020, 801, 802 y 803 comprenden el área del núcleo habitacional. A partir de la información provista por el censo para estas zonas se estimó la cantidad promedio de habitantes por vivienda, cuyos resultados se presentan en la [Tabla 2](#).



Figura 7: Zonas censales utilizadas para la estimación de habitantes por vivienda en el área del Plan III. En rojo se marcan los límites de cada zona censal y en naranja el perímetro correspondiente al núcleo habitacional de MEVIR.

Tabla 2: Resultados del relevamiento censal: viviendas ocupadas, habitantes totales y promedio de habitantes por vivienda en cada zona

Zona censal	Viviendas ocupadas ^a	Habitantes	Habitantes/ vivienda
801	13	45	3,5
802	15	53	3,5
803	14	43	3,1
020 ^b	28	65	2,3
Habitantes por vivienda promedio			3,1

^a De un total de 79 viviendas registradas.

^b Del total de viviendas de la zona 020, únicamente 14 son parte del plan III de MEVIR.

El análisis de los datos censales indica un promedio de 3,1 habitantes por vivienda. Sin embargo, considerando las recomendaciones de la guía de diseño de MEVIR (OSE, 2022) y con el fin de incorporar un margen de seguridad que contemple la posible variación en la ocupación futura, se adopta un valor de 4 habitantes por vivienda para el cálculo de la población de diseño.

Para el dimensionamiento del sistema se consideran dos escenarios poblacionales: uno

inicial, correspondiente a los planes III y IVa, y otro final, una vez completada la construcción del plan IV en su totalidad (planes III, IVa y IVb). En el primer caso se contabilizan 118 viviendas existentes, mientras que en el escenario final se incorporan las 69 viviendas adicionales previstas para el plan IVb, alcanzando un total de 187 viviendas.

En función de estos valores, la población de diseño estimada para cada etapa se calcula según las siguientes expresiones:

$$\text{Población inicial} = 118 \text{ viviendas} \times 4 \frac{\text{hab}}{\text{vivienda}} = 472 \text{ habitantes}$$

$$\text{Población final} = 187 \text{ viviendas} \times 4 \frac{\text{hab}}{\text{vivienda}} = 748 \text{ habitantes}$$

De este modo, la planta deberá operar inicialmente para una población de 472 habitantes y contar con capacidad suficiente para atender, en la etapa final, una población total de 748 habitantes.

2.3.4. Análisis de consumos

A partir de los consumos mensuales registrados por OSE para las viviendas de los planes III y III + IV, se estima el consumo promedio diario por vivienda y se normaliza en función del número de habitantes por vivienda considerado. Para el plan III se cuenta con datos desde agosto de 2024 hasta julio de 2025, mientras que para el plan IV, inaugurado en 2025, únicamente se dispone de consumos entre mayo y julio de ese mismo año. Los resultados se presentan en la [Tabla 3](#).

Tabla 3: Consumo medio estimado según plan y número de habitantes por vivienda.

Plan	Consumo medio (L/viv·d)	L/hab·d (3,1 hab/viv)	L/hab·d (4 hab/viv)
Plan III	273	80	68
Plan III + IV	352	114	88

Como criterio de diseño, se adopta una dotación de 100 L/hab·d, suponiendo 4 habitantes por vivienda. Este valor equivale a 400 L/viv·d, superior a los consumos observados, lo que asegura un margen de seguridad frente a variaciones estacionales y a posibles in-

crementos en la demanda. Asimismo, esta dotación resulta coherente con los consumos registrados en las localidades relevadas en el Inventario de Sistemas de Tratamiento (Convenio OSE MEVIR IMFIA, 2020), validando el criterio adoptado y su adecuación a las condiciones reales de uso.

2.3.5. Cálculo de caudales

2.3.5.1 Caudal medio diario

El caudal medio diario de aguas residuales se estima en función de la población de diseño, la dotación de agua potable adoptada y el coeficiente de retorno:

$$Q_{\text{med, diario}} = P \cdot D \cdot C_R \Rightarrow Q_{\text{med, diario}}^{\text{inicial}} = 42,5 \text{ m}^3/\text{d} \text{ y } Q_{\text{med, diario}}^{\text{final}} = 67,3 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $P = 472$ hab (inicial) y 748 hab (final): población de diseño,
- $D = 100$ L/hab·d: dotación de agua potable calculada anteriormente,
- $C_R = 0,9$: coeficiente de retorno, según OSE (2022).

2.3.5.2 Caudal de infiltración

El caudal de infiltración corresponde al ingreso de aguas externas al sistema de recolección debido a defectos en las tuberías o conexiones indebidas.

$$Q_{\text{inf}} = Q_{\text{Inf.}}^{\text{x km}} \cdot l_{\text{red}} \Rightarrow Q_{\text{inf}}^{\text{inicial}} = 45,0 \text{ m}^3/\text{d} \text{ y } Q_{\text{inf}}^{\text{final}} = 71,4 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $Q_{\text{Inf.}}^{\text{x km}} = 0,2$ L/s·km: caudal de infiltración por kilómetro de red (OSE, 2022),
- $l_{\text{red}} = 2,6$ km (inicial) y $4,1$ km (final): longitud de la red de saneamiento.

2.3.5.3 Caudal de diseño

El caudal de diseño se obtiene sumando el caudal medio diario de aguas residuales y el caudal de infiltración. Este valor es el que se emplea para dimensionar las distintas unidades del sistema de tratamiento:

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{med, diario}} + Q_{\text{inf}} \Rightarrow Q_{\text{diseño}}^{\text{inicial}} = 87,5 \text{ m}^3/\text{d} \text{ y } Q_{\text{diseño}}^{\text{final}} = 138,7 \text{ m}^3/\text{d}$$

2.3.5.4 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario se obtiene a partir del caudal medio diario de aguas residuales, aplicando los coeficientes de pico diarios y horarios, y adicionando el caudal de infiltración:

$$Q_{\text{max, h}} = K_1 \cdot K_2 \cdot Q_{\text{med, diario}} + Q_{\text{inf}} \Rightarrow Q_{\text{max, h}}^{\text{inicial}} = 140,6 \text{ m}^3/\text{d} \text{ y } Q_{\text{max, h}}^{\text{final}} = 222,8 \text{ m}^3/\text{d}$$

Donde:

- $K_1 = 1,5$: coeficiente pico diario (OSE, 2022),
- $K_2 = 1,5$: coeficiente pico horario (OSE, 2022).

2.3.5.5 Caudal mínimo

El caudal mínimo se determina tomando como referencia un día medio de consumo y considerando el caudal asociado al pico horario de ese día, y adicionando el caudal de infiltración:

$$Q_{\text{mín}} = K_2 \cdot Q_{\text{med, diario}} + Q_{\text{inf}} \Rightarrow Q_{\text{mín}}^{\text{inicial}} = 1,3 \text{ L/s} \text{ y } Q_{\text{mín}}^{\text{final}} = 2,0 \text{ L/s}$$

Donde:

- $K_2 = 1,5$. Coeficiente pico horario (OSE, 2022).

No obstante, para las verificaciones de autolimpieza y tensión tractiva se adopta como caudal mínimo de diseño el mayor entre el caudal mínimo calculado y el caudal puntual equivalente al vaciado de una cisterna (1,5 L/s). Este criterio se fundamenta en que, cuando el caudal mínimo teórico resulta inferior a 1,5 L/s, dicho valor no es representativo del

comportamiento hidráulico real del sistema, especialmente bajo condiciones de ocupación variable. En tales casos, el vaciado de una cisterna constituye la descarga mínima puntual relevante para asegurar velocidades y tensiones tractivas adecuadas.

$$Q_{\min}^{\text{inicial}} = 1,5 \text{ L/s} \quad \text{y} \quad Q_{\min}^{\text{final}} = 2,0 \text{ L/s}$$

2.4. Áreas propuestas para el reúso del efluente tratado en riego

El reúso del efluente tratado constituye una alternativa sostenible para aprovechar el recurso generado por la PTAR de los planes III y IV, reduciendo la presión sobre las fuentes de agua subterránea y aportando un beneficio directo a la comunidad local. En una primera instancia, se evalúan distintas posibilidades de aplicación, entre ellas el riego de espacios públicos y el riego de cultivos en campos privados. A partir del análisis de factibilidad técnica, operativa y sanitaria, de la visita de campo realizada a la localidad y de las reuniones mantenidas con técnicos de MEVIR, se decide priorizar el riego de espacios públicos, dado que permite un mayor control del uso del agua tratada, facilita su gestión operativa y genera un beneficio comunitario directo.

En este marco, se identifican distintos predios públicos y comunitarios que presentan requerimientos de riego periódico y en los cuales el uso del efluente tratado resulta viable desde el punto de vista técnico y sanitario. Entre los sitios seleccionados se incluyen tres canchas de fútbol, el cementerio municipal y una plaza pública. Estas áreas se encuentran relativamente próximas al predio de la planta, lo que simplifica la conducción del efluente tratado mediante tramos cortos de cañería. En la [Figura 8](#) se presentan las ubicaciones de los predios seleccionados para el reúso.

La factibilidad final de la alternativa dependerá de la calidad del efluente tratado y de las condiciones de operación del sistema de riego. En este sentido, la planta propuesta contempla la desinfección mediante cloración, necesaria para cumplir con los estándares exigidos para el reúso en riego de espacios públicos desarrollados en la [Subsección 2.5](#) [Estándares objetivo](#). Asimismo, el reservorio proyectado permitirá almacenar el efluente durante los períodos en que el riego no sea necesario, garantizando un uso controlado y evitando descargas innecesarias.



Figura 8: Diagrama de los destinos previstos para el agua tratada.

2.4.1. Caudal de demanda de reúso

Para estimar el caudal de demanda en los caso inicial y final se busca equilibrar el caudal de effluente tratado generado por la planta con la demanda hídrica de las áreas de riego. En el escenario inicial se incluye el riego de dos canchas de fútbol y el cementerio lindero a la planta, mientras que en el escenario final se incorporan además una tercera cancha y la plaza pública.

Una vez definidas las superficies a regar en cada caso, se calcula la evapotranspiración del cultivo (ET_c), obtenida a partir del coeficiente de cultivo (k_c) y de la evapotranspiración de referencia (ET_0), según la expresión:

$$ET_c = ET_0 \cdot k_c$$

Donde:

- $k_c = 0,85$: coeficiente del cultivo, correspondiente a césped en condiciones de mantenimiento regular (Allen et al., 2006).
- ET_0 : evapotranspiración de referencia, estimada a partir del promedio de 30 años (1995–2025) de registros de la estación INIA La Estanzuela, que, si bien se encuentra a unos 100 km del sitio de estudio, es la más cercana con series completas de datos de evapotranspiración disponibles. En el contexto de Uruguay, la variabilidad espacial

de la evapotranspiración es reducida (Navas et al., 2021). Por este motivo, el uso de información proveniente de estaciones regionales cercanas se considera adecuado y representativo para el diseño del sistema de reúso.

Con la ET_c determinada y las áreas definidas, se calcula el caudal diario de demanda de riego (Q_d) mediante:

$$Q_d = A \cdot ET_c$$

Donde:

- A : área total regada en cada escenario (m^2),
- ET_c : evapotranspiración del cultivo.

El resultado representa el volumen de agua necesario para reponer las pérdidas por evapotranspiración del césped, en condiciones promedio.

Para cada una de las áreas verdes a regar se obtiene la Tabla 4, donde se expresa el área de cada lugar, el caudal de demanda y la lámina de agua considerada.

Tabla 4: Áreas y caudales de demanda de las distintas opciones de reúso

Opción de reúso	Área de riego (m^2)	Caudal de demanda (m^3/d)	Lámina de agua (mm/d)
Cancha 1	11 220	31	2,8
Cancha 2	7 930	22	2,8
Cancha 3	11 260	32	2,8
Cementerio	15 980	44	2,8
Plaza	8 500	24	2,8

Tabla 5: Parámetros del afluente y efluente con escenario inicial y final.

Escenario	Inicial	Final
Área total (m^2)	35 200	54 900
Lámina de riego ($mm/día$)	2,8	2,8
Caudal de demanda ($m^3/día$)	97	152
Caudal de efluente ($m^3/día$)	87,5	138,7

2.5. Estándares objetivo

Como referencia para el diseño de la planta, y considerando el tipo de reúso previsto, se adoptan los criterios de la Environmental Protection Agency (EPA) para reúso urbano con acceso público no restringido o riego de cultivos comestibles con contacto directo (Tabla 6).

Tabla 6: Estándares de calidad del efluente tratado según EPA.

EPA		
Parámetro	Unidad	Reúso objetivo
DBO ₅	mg/L	≤ 10
SST	mg/L	≤ 5
CF	UFC/100 mL	No detectables
pH	–	6 – 9

3. Aproximación del área necesaria para la planta con reúso

A partir de los criterios de dimensionamiento presentados en el Tomo 2 de la Planta Tipo, el área total requerida para la implantación del sistema se obtiene a partir de la suma de las superficies correspondientes a cada una de las unidades de tratamiento, expresadas en función del número de habitantes servidos. El área real necesaria para la implantación debe considerar, además del área útil estrictamente operativa, los anchos de coronamiento, taludes, zonas de seguridad y áreas de acceso y operación. Incorporando estos factores constructivos y operativos, el área total puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$A_{\text{total}} = 11.7 \cdot \text{Hab} + 6.1 \cdot \text{Hab}^{0.861}$$

Para la población servida de este proyecto, correspondiente a $\text{Hab} = 748$ habitantes, el área total estimada resulta:

$$A_{\text{total}} \approx 9060 \text{ m}^2$$

Dado que el área total requerida para la implantación de la planta, calculada mediante la expresión definida en el Tomo 2, resulta sustancialmente menor que la superficie disponible, se verifica que el predio asignado, de aproximadamente $16\,800 \text{ m}^2$, es más que suficiente para implantar todas las unidades del sistema, así como los espacios complementarios necesarios.

4. Memoria descriptiva

Este capítulo se centra en la descripción de las unidades que integran el sistema propuesto de tratamiento de efluentes, diseñado para la nueva planta que dará servicio a los planes III y IV de Palmitas. Se presentan las características generales y constructivas de cada unidad.

Para el desarrollo del proyecto se emplea el modelo digital del terreno disponible en la web de IDEUY, que utiliza como referencia vertical el modelo geoidal EGM2008, correspondiente al sistema EPSG:3855.

4.1. Fosa séptica

Se proyecta una fosa séptica colectiva de hormigón armado, esta conformada por dos compartimientos: una cámara de digestión y una cámara de clarificación, separadas internamente mediante un tabique. El volumen útil total se encuentra distribuido entre ambas cámaras en la proporción 2:1.

El ingreso del efluente se realiza a través de una tubería de PVC DN 200, la cual dispone de una conexión en “T” orientada verticalmente hacia abajo. Esta configuración permite que el caudal ingrese sin generar turbulencias en la superficie del líquido.

La descarga del efluente clarificado se efectúa por medio de una tubería de PVC DN 160, también equipada con una “T” invertida. Esta disposición asegura que la salida se produzca desde una zona intermedia del nivel líquido, evitando el arrastre de materiales flotantes hacia la etapa siguiente del sistema.

La unidad incorpora además los elementos constructivos establecidos por la normativa, entre ellos un tubo guía en la salida que facilita las tareas de mantenimiento. Entre las cotas de ingreso y egreso se mantiene un desnivel mínimo de 10 cm. La profundidad útil de la estructura es de 2,5 m. El efluente clarificado es conducido posteriormente hacia la laguna facultativa, en tanto que los lodos sedimentados se retiran periódicamente mediante camión barométrico.

En la Tabla 7 se presentan las dimensiones principales de la fosa séptica.

Tabla 7: Dimensiones principales de la fosa séptica colectiva.

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen útil total	m ³	113
Volumen cámara 1	m ³	75,5
Volumen cámara 2	m ³	37,7
Profundidad útil	m	2,5
Largo	m	13,05
Ancho	m	3,5

4.2. Laguna facultativa

La laguna facultativa se proyecta con una geometría de pirámide truncada, adoptando taludes internos y externos de 2:1. El ancho de coronamiento es de 2,0 m, suficiente para permitir el tránsito peatonal y la eventual circulación de maquinaria utilizada en las tareas de mantenimiento.

La entrada y la salida están conformadas por tuberías de PVC DN 160, ambas provistas con una conexión en “T”. En el caso de la descarga, la “T” permite tomar el efluente aproximadamente 30 cm por debajo de la superficie libre.

La impermeabilización se resuelve mediante una membrana de polietileno de alta densidad (PEAD), dispuesta sobre una capa de geotextil que actúa como protección mecánica y refuerzo de la base.

En la [Tabla 9](#) se presentan las dimensiones principales correspondientes a esta unidad.

Tabla 8: Resumen del diseño de la laguna facultativa

Parámetro	Unidad	Valor
Largo útil	m ²	62,6
Ancho útil	m ²	31,3
Profundidad útil	m ²	1,5
Volumen útil	m ³	2533

4.3. Pozo de bombeo hacia humedal

Se proyecta un pozo de bombeo de hormigón armado, con dimensiones en planta de $3,0\text{ m} \times 3,0\text{ m}$ y una profundidad total de $3,8\text{ m}$. La unidad se ubica inmediatamente después de la cámara de salida de la laguna facultativa, a la cual descarga por gravedad.

El ingreso del efluente al pozo se realiza mediante una tubería de PVC DN 160, provista de una conexión en “T” que dirige la descarga hacia abajo. El extremo inferior de esta “T” vierte aproximadamente 50 cm por encima del nivel de alarma inferior, evitando la generación de turbulencias.

En el interior del pozo se cuenta con dos bombas sumergibles, una en operación y otra en reserva, con el fin de garantizar la continuidad del servicio ante eventuales fallas o durante las tareas de mantenimiento. Cada bomba posee capacidad para impulsar un caudal de $14,4\text{ L/s}$ y vencer una carga total de $7,1\text{ m.c.a.}$

El funcionamiento del sistema se controla mediante flotadores de nivel, que automatizan el arranque y la detención de las bombas en función de la altura del líquido en el pozo, incluyendo un nivel de alarma por alto nivel.

La impulsión es inicialmente en tubería de fundición dúctil DN 100, la cual se extiende desde la salida del pozo de bombeo hasta la cámara de válvulas. En esta cámara, de dimensiones $3,0\text{ m} \times 1,9\text{ m}$ en planta y $1,1\text{ m}$ de altura, se dispone para cada línea de impulsión una válvula de retención, una junta de desmontaje y una válvula de compuerta. A partir de la salida de la cámara de válvulas, la impulsión continúa en tubería de PEAD PN 10 con diámetro nominal de 125 mm , la cual conduce el efluente hacia la cámara de repartición previa al humedal.

Además, la línea de impulsión cuenta con un desagüe que permite retornar el caudal al pozo de bombeo cuando es necesario. Por otra parte, la cámara de válvulas dispone de un desagüe independiente, ejecutado en tubería de PVC DN 110 mm , destinado a facilitar el vaciado y mantenimiento de dicha cámara.

Por último, en la cámara ubicada previo al pozo de bombeo existe un conducto de alivio que permite derivar el efluente hacia el reservorio cuando el sistema lo requiere. Este alivio se materializa mediante una tubería de PVC DN 160 mm . En esta misma cámara se dispone además una compuerta manual de $20 \times 20\text{ cm}$, destinada a aislar hidráulicamente el pozo de bombeo durante las tareas de mantenimiento o en aquellas

situaciones operativas que así lo requieran.

En la **Tabla 9** se presentan los principales parámetros de diseño del pozo de bombeo proyectado.

Tabla 9: Resumen del diseño de la pozo de bombeo

Parámetro	Unidad	Valor
Largo	m	3
Ancho	m	3
Altura	m	3,8
Volumen total del pozo	m ³	34,2
Caudal	L/s	14,4
Carga	m	7,1
Bomba pre - seleccionada	GRUNDFOS SL1.50.80.22.2.50D.C	

4.4. Humedal de flujo subsuperficial vertical

El humedal de flujo vertical será con taludes externos de 2:1 y taludes internos de 1:1, un ancho de coronamiento de 2 m en el perímetro y de 1,5 m entre los módulos. Estas dimensiones permiten el tránsito peatonal y facilitan las tareas de operación, mantenimiento e inspección. El sistema está conformado por tres trenes: en el escenario inicial (plan III + IVa) se construyen dos, con un área total de 730 m² (cada uno de 23,4 m de largo por 15,6 m de ancho), mientras que en el escenario final (plan IVb) se incorpora un tercer tren de 428 m² (23,4 m × 18,3 m).

El cuerpo del humedal está constituido por tres capas de materiales dispuestas en sentido vertical descendente. La capa superior, de 50 cm de espesor, corresponde al medio filtrante, compuesto por arena gruesa con granulometría entre 0,06 y 4 mm, donde se desarrollan las raíces de la vegetación y se produce la mayor parte de los procesos biológicos. Le sigue una capa de transición de 10 cm de espesor, conformada por grava de 4 a 8 mm, que evita la migración de partículas finas hacia la capa inferior. Finalmente, la capa de drenaje, de 20 cm de espesor y constituida por grava gruesa, colecta el efluente tratado y lo conduce hacia el sistema de recolección.

La distribución del agua sobre la superficie del humedal se realiza mediante un sistema conformado por tuberías de PVC-U de 75 mm de diámetro, perforadas y dispuestas con

una pendiente longitudinal del 1 %.

El sistema de recolección del efluente tratado adopta una configuración tipo “espina de pez”, constituida por tuberías laterales de PVC-U de 110 mm que confluyen en una conducción central de PVC-U de 160 mm, a través de la cual se colecta y evacua el flujo drenado desde la capa inferior. Cada una de las tuberías laterales de 110 mm se prolonga verticalmente hacia la superficie en los extremos del humedal, conformando columnas de ventilación que permiten la entrada de aire y contribuyen a mantener oxigenado el manto filtrante, favoreciendo así los procesos dentro del lecho.

La impermeabilización del humedal, al igual que en la laguna, es de membrana de PEAD dispuesta sobre un geotextil que actúa como protección mecánica y refuerzo de la base. El fondo presenta una pendiente longitudinal del 1 % en el sentido del eje mayor y pendientes transversales del 0,5 % desde los laterales hacia el centro, lo que favorece el escurrimiento hacia la tubería principal de drenaje.

La especie vegetal seleccionada es *Phragmites australis* (carrizo común), por su elevada capacidad de adaptación y su contribución a la oxigenación del medio. La densidad de plantación es de 4 unidades/m², con distribución uniforme sobre el lecho filtrante.

Tabla 10: Dimensiones del humedal de flujo subsuperficial vertical

Parámetro	Unidad	Valor
Área total (escenario inicial)	m ²	730
Área adicional (escenario final)	m ²	428
Área total (escenario final)	m ²	1 158
Dimensiones de cada tren (inicial)	m	23,4 × 15,6
Dimensiones del tren adicional (final)	m	23,4 × 18,3
Profundidad total del lecho	m	0,8

4.5. Reservorio de agua tratada

El reservorio de agua tratada para reúso se proyecta con la misma geometría de pirámide truncada adoptada para la laguna facultativa, con taludes internos y externos de 2:1 y una altura máxima operativa de 1,5 m. Presenta dimensiones útiles en planta de 21,5 × 21,5 m, lo que corresponde a un área superficial útil de 462 m².

La impermeabilización se resuelve mediante una membrana de PEAD, dispuesta sobre un geotextil que actúa como protección mecánica y refuerzo de la base.

En la [Tabla 14](#) se presentan las dimensiones y características principales del reservorio proyectado.

Tabla 11: Dimensiones del reservorio de agua tratada para reúso

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen útil de almacenamiento	m ³	517
Área útil del reservorio	m ²	462
Altura máxima operativa	m	1,5

4.6. Impulsión a áreas de reúso

4.6.1. Trazado y dimensiones

La impulsión proyectada en PEAD PN10, se compone de dos tramos principales que conectan la PTAR con las áreas de reúso, tal como se muestra en la [Figura 9](#).

En el caso inicial, se dispone un tramo de aproximadamente 2,3 km desde la planta hasta las áreas de reúso iniciales. Para el caso final, se prevé una extensión adicional de 0,50 km hacia las áreas de reúso adicionales.



Figura 9: Trazado de la impulsión. En amarillo se muestra el correspondiente al escenario inicial, con una longitud de 2,33 km, y en celeste el tramo adicional incorporado en el escenario final, con una longitud de 0,5 km.

Los diámetros de cada tubería son los indicados en la [Figura 10](#).

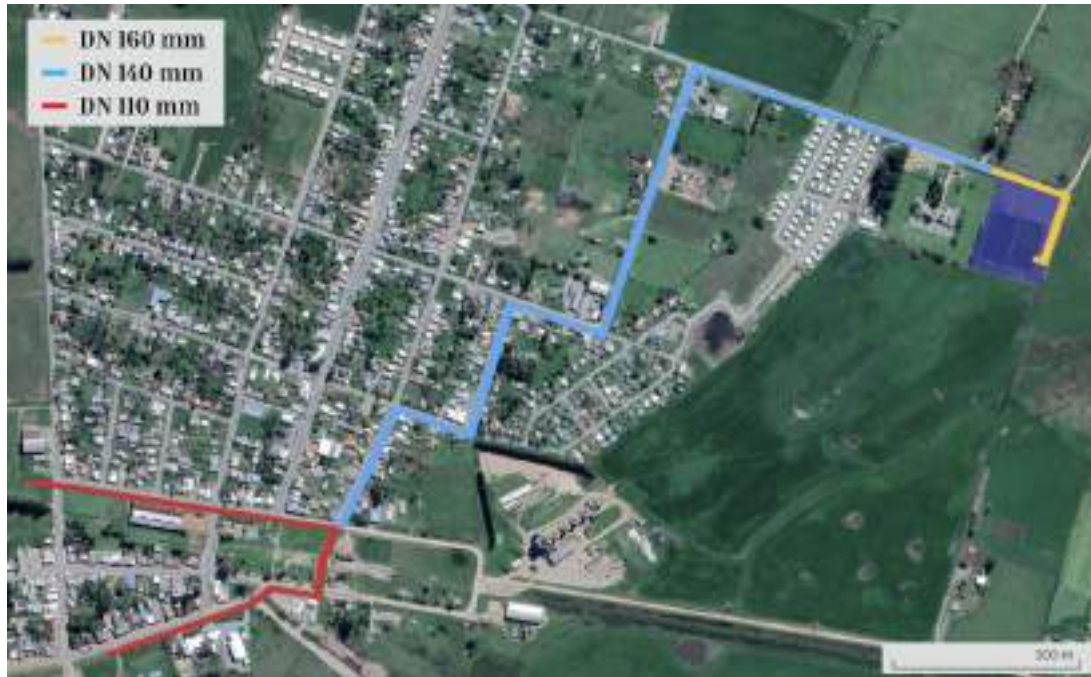


Figura 10: Trazado planimétrico de la impulsión hacia las áreas de reúso iniciales y finales.

En el primer tramo de la impulsión, hasta la cancha 1, se disponen dos válvulas de aire y dos válvulas de desagüe, además de la válvula de retención y la válvula de corte ubicadas al inicio del tramo. En el segundo tramo se incorpora una válvula de desagüe adicional.

4.6.2. Bombeo a áreas de reúso

El sistema de bombeo se proyecta con una bomba sumergida instalada en el reservorio en funcionamiento, con capacidad para impulsar un caudal de 21,1 L/s y vencer una carga total de 44,4 m. El modelo de bomba considerado corresponde a la bomba GRUNDFOS SLV 1.80.100.220.2.52S.N.51D.A, seleccionado en función de las condiciones hidráulicas de operación y la eficiencia energética.

Se prevé además la instalación de una segunda bomba de reserva, destinada a garantizar la continuidad del servicio ante posibles fallas, operaciones de mantenimiento o contingencias.

El efluente tratado es impulsado a través de una línea de conducción hacia los distintos

puntos de reúso. En cada punto se proyecta un tanque de almacenamiento provisto de un sistema de control mediante flotadores eléctricos. Dicho sistema permite la operación automática del bombeo: cuando el nivel en un tanque desciende por debajo del umbral establecido (según su volumen y demanda), se activa la bomba correspondiente, que impulsa agua hasta restablecer el nivel operativo. De esta forma se asegura un suministro continuo a los usuarios.

4.7. Emisario de contingencia

El emisario se proyecta como una infraestructura de contingencia, destinada a garantizar la continuidad operativa del sistema en situaciones excepcionales. Su función es descargar el efluente tratado de forma controlada cuando no se utiliza el agua destinada a reúso.

En particular, el emisario entra en operación en tres escenarios principales:

1. Eventos de lluvia intensa: cuando las necesidades de riego disminuyen debido a eventos de lluvia, el emisario garantiza la evacuación del exceso de agua.
2. Programación de bypass o mantenimiento: en caso de que la operatividad del sistema deba interrumpirse temporalmente por tareas de operación o mantenimiento, el emisario actúa como una vía alternativa de disposición.
3. Falla del sistema de bombeo: si se interrumpe el funcionamiento de la bomba de impulsión, el emisario garantiza la continuidad del vertido.

Se proyecta un emisario de PVC de 200 mm de diámetro y 163 m de longitud, provisto de tres registros de inspección: uno ubicado en la esquina del reservorio, sobre su coronamiento, en P02 +10,3 m; y los otros dos en P03 +27,3 m y P04 +88,1 m. El trazado finaliza en un cabezal de descarga de hormigón armado, localizado en P05 +163,0 m, el cual actúa como estructura terminal del conducto, asegurando la disipación de energía y la protección contra la erosión en el punto de descarga.

4.8. Desinfección con cloro

Se incorpora una unidad de desinfección mediante cloración, con el propósito de reducir la carga de patógenos del effluente tratado hasta niveles compatibles con los criterios de reúso. El sistema de cloración se basa en la inyección de hipoclorito de sodio al 10 %, garantizando la mezcla y el tiempo de contacto necesario para alcanzar los niveles de desinfección requeridos.

La dosificación del reactivo se realiza mediante dos bombas dosificadoras independientes, aptas para este tipo de soluciones, con capacidad regulable en el rango de 0,5-10 L/h y operación a presiones de hasta 102 m.c.a. Una bomba dosificadora asociada al esquema de reúso que se activa de forma sincronizada con la bomba que impulsa el effluente tratado hacia las áreas de reúso, inyectando hipoclorito directamente en la línea de impulsión. El tiempo de contacto se completa en los tanques de almacenamiento ubicados en los predios de aplicación, donde se asegura una retención mínima de 30 min antes del riego. Y la otra bomba de respaldo.

Los volúmenes diarios de solución comercial requeridos son 5,8 L/d en el escenario inicial y 9,2 L/d en el escenario final. El sistema cuenta con dos tanques opacos de PEAD tricapa de 300 L cada uno, destinados al almacenamiento y reserva de la solución de hipoclorito, lo que brinda una autonomía aproximada de 30 días. Los tanques, aptos para soluciones oxidantes, se instalan sobre una explanada de hormigón armado de 2,64 m × 2,02 m, con altura de 30 cm y pendiente del 1 % hacia un punto de recolección lateral, facilitando la limpieza y evitando acumulaciones. El conjunto se ubica en un sector ventilado y señalizado, garantizando condiciones seguras de almacenamiento y manipulación del reactivo.

Los principales parámetros de diseño se resumen en la [Tabla 12](#).

Tabla 12: Resumen de valores obtenidos para los escenarios de diseño.

Parámetro	Unidad	Escenario inicial	Escenario final
Concentración total de cloro (<i>C</i>)	mg/L	8	8
Masa de hipoclorito de sodio (10 %)	kg/día	7	11
Volumen de solución comercial	L/día	5,8	9,2
Período de impulsión	h/día	1,28	2
Caudal de dosificación	L/h	4,6	
Volumen total de almacenamiento	L	600 (2 × 300 L)	
Autonomía estimada	días	30	
Bomba preseleccionada	–	PROMINENT BETA X	

4.9. Interconexiones

4.9.1. Conexión entre red y fosa séptica

El sistema de recolección de aguas residuales finaliza en una cámara de inspección que constituye el último punto de la red antes del ingreso al predio de la PTAR. Desde esta cámara, se proyecta un tramo corto de colector por gravedad que conduce el efluente hasta la fosa séptica colectiva de hormigón.

La conducción se resuelve mediante una tubería de PVC DN 200 mm, con una pendiente del 0,45 %, garantizando el flujo adecuado hacia la fosa séptica.

4.9.2. Conexiones internas en la planta

Las conexiones por gravedad entre las distintas unidades de la planta se proyectan mediante tuberías de PVC DN 160 mm, con una pendiente mínima del 0,45 %, asegurando el adecuado traslado del efluente entre los procesos.

4.9.3. Sistema de alimentación: humedal

El ingreso del efluente al humedal se realiza de forma intermitente, condición necesaria para favorecer la aireación del lecho y el adecuado funcionamiento del sistema. Este régimen se logra mediante un pozo de bombeo que impulsa el efluente proveniente de la laguna facultativa hacia una cámara de división equipada con válvulas de cierre. Desde

esta cámara, el caudal se distribuye por gravedad hacia las cámaras de alimentación de cada humedal, posteriormente, a las tuberías de distribución ubicadas sobre la superficie de los lechos filtrantes.

La distribución dentro de cada humedal se realiza mediante tuberías perforadas, cada 0,5 m, de PVC DN 75 mm, dispuestas longitudinalmente. Estas tuberías permiten una aplicación uniforme del efluente sobre toda el área de tratamiento y se proyectan con una pendiente del 0,5 %, de modo de asegurar su vaciado completo al final de cada ciclo de alimentación.

4.9.4. Sistema de recolección: humedal

El sistema de drenaje está compuesto por tuberías perforadas de 110 mm ubicadas en la capa inferior de grava, que recolectan el efluente tratado y lo dirigen hacia una tubería central de 160 mm situada en el eje del humedal. Estas tuberías se conectan con ductos verticales que permiten la ventilación del sistema, garantizando condiciones aerobias para el desarrollo de la biopelícula. La salida del humedal se realiza a superficie libre.

4.9.5. Cámaras y registros

Se instalan cámaras de inspección de 60×60 cm en aquellos puntos del sistema donde sea necesario contar con accesos para control y mantenimiento y la profundidad de la tubería sea menor a 1,2 m. En los tramos donde la profundidad supera los 1,2 m, se disponen registros de primera categoría tipo OSE, asegurando condiciones adecuadas para la inspección, el monitoreo y las intervenciones del sistema.

4.10. Deshidratación de lodos

Como método de deshidratación de lodos se emplearán geotubos, por lo que el diseño debe contemplar la superficie de terreno necesaria para su instalación. Se preseleccionan dos geotubos modelo SOILTAIN DW105-105 de la marca HUESKER, de 15 m de perímetro y 15 m de longitud, con una capacidad aproximada de 181 m^3 cada uno (dimensiones en planta aproximadas: $7,5 \text{ m} \times 15 \text{ m}$).

Para su disposición, se considera un área de $17 \text{ m} \times 17 \text{ m}$ sobre tosca compactada,

impermeabilizada mediante una geomembrana de PEAD de 1,5 mm de espesor. Sobre esta se dispone un colchón drenante de 0,15 m de espesor, compuesto por grava fina lavada (tamaño máximo entre 19 y 25 mm), que permite el escurrimiento de los líquidos liberados durante el proceso de deshidratación.

En la base del colchón drenante se instala una tubería de PVC ranurado, que recoge los lixiviados y los conduce hacia la cámara previa a la laguna facultativa.

4.11. Oficina y baño

Se instala un contenedor de 20 pies, acondicionado para funcionar como oficina técnica y sanitario. El contenedor se ubica próximo al acceso principal del predio, facilitando el control operativo del sistema.

5. Memoria de cálculo justificativa

En esta sección se presenta y fundamenta el dimensionamiento hidráulico de las distintas unidades que conforman el sistema de tratamiento. El desarrollo de los cálculos parte de los parámetros generales de diseño y de las características del afluente bruto definidas en la sección correspondiente. A partir de estos datos se procede al dimensionamiento específico de cada componente, asegurando su correcto funcionamiento dentro del sistema.

Cada apartado de esta memoria técnica incluye:

- Desarrollo de los cálculos realizados.
- Justificación de los valores adoptados y de las fórmulas empleadas.

El contenido de esta memoria se encuentra vinculado con la memoria descriptiva del anteproyecto y a los planos asociados, constituyendo el respaldo cuantitativo y técnico del diseño propuesto.

En todos los casos se consideran dos escenarios de análisis:

- Escenario inicial: correspondiente a los planes III y IVa existentes.
- Escenario final: que incorpora la ampliación prevista con la ejecución del plan IVb.

El dimensionamiento se efectúa para el escenario final, verificando en forma paralela la adecuación del funcionamiento de las unidades frente a las condiciones del escenario inicial.

5.1. Datos generales de diseño

A continuación se describen los cálculos generales para el diseño de la PTAR.

5.1.1. Resumen de valores calculados previamente

En la [Tabla 13](#) se presentan los parámetros generales utilizados en el diseño y verificaciones, cuyos cálculos y fundamentos se detallan en la [Subsección 2.3](#) ([Planta de tratamiento de efluentes planes III y IV](#)).

Tabla 13: Parámetros generales utilizados para el dimensionamiento y verificación del sistema.

Parámetro	Unidad	Escenario	
		Inicial	Final
Población	hab	472	748
$Q_{\text{diseño}}^a$	m ³ /d	87,5	138,7
$Q_{\text{máx}}^b$	m ³ /d	141	223
Q_{min}^c	L/s	1,5	2,0

^a Caudal medio diario con infiltración.

^b Caudal pico horario en un día de máximo consumo.

^c Caudal pico horario en un día de consumo medio.

5.1.2. Estado del afluente

5.1.2.1 Concentración de DBO

La concentración de DBO del afluente que ingresa al sistema se estima a partir de la carga orgánica generada por la población de diseño y el caudal de diseño final:

$$[\text{DBO}_5] = \frac{C_{\text{DBO}} \cdot \text{Población}}{Q} \Rightarrow [\text{DBO}_5] = 270 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $C_{\text{DBO}} = 50 \text{ g/hab}\cdot\text{d}$: carga orgánica generada por habitante ([OSE, 2022](#)),

- Población = 748 hab: correspondiente al escenario final de diseño,
- $Q = 138,7 \text{ m}^3/\text{d}$: caudal medio diario con infiltración para el escenario final.

Dado que el caudal de diseño se calcula en función de la dotación y el coeficiente de retorno, los cuales son iguales en ambos escenarios, la relación entre carga y caudal se mantiene constante. En consecuencia, la concentración estimada de DBO resulta equivalente para ambos casos, adoptándose un único valor de diseño.

5.1.2.2 Otros parámetros de calidad del afluente

Tabla 14: Parámetros típicos de aguas residuales domiciliarias empleados para el diseño, de acuerdo con Tchobanoglous et al. (2013).

Parámetro	Unidad	Valor
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	220
Coliformes fecales (CF)	UFC/100 mL	1×10^7
Nitrógeno amoniacal	mg/L	35
Fósforo total	mg/L	10
pH		7

5.1.2.3 Temperatura

Se adopta una temperatura mínima de 12 °C, según datos de Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET) (2010), correspondiente a la temperatura del aire en el mes más frío del año. A los efectos del diseño, se asume que la temperatura del agua residual es igual a la temperatura ambiente mínima.

5.2. Fosa séptica

5.2.1. Volumen útil

El volumen útil total de la fosa séptica colectiva se determina aplicando la metodología establecida en la norma ABNT NBR 17076:2024 (Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2024), adoptada como referencia técnica en Uruguay. El diseño se realiza

considerando la población final y se verifica su desempeño frente a las condiciones del escenario inicial.

$$V_{\text{útil}} = 1000 \text{ L} + \text{Hab} \cdot (C \cdot T + K \cdot L_f) \Rightarrow V_{\text{útil}} = 113 \text{ m}^3$$

Donde:

- Hab = 748: población servidas,
- $C = 90 \text{ L/hab}\cdot\text{d}$: contribución diaria de aguas residuales (dotación por coeficiente de retorno),
- $T = 0,5 \text{ d}$: tiempo de retención hidráulica para fosas colectivas con $Q_{\text{ingreso}} > 9 \text{ m}^3/\text{d}$, según Tabla A.1 de [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(2024\)](#),
- $K = 105 \text{ d}$: tasa de acumulación de lodos digeridos, para un período entre limpiezas de 2 años (a 12°C), según Tabla A.2 de [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(2024\)](#),
- $L_f = 1 \frac{\text{L}}{\text{hab}\cdot\text{d}}$: contribución diaria de lodo fresco, según Tabla 1 de [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(2024\)](#).

5.2.2. Distribución entre cámaras

La fosa séptica está compuesta por dos cámaras: la primera, destinada a la digestión de los sólidos, representa dos tercios del volumen total, mientras que la segunda, encargada de la clarificación, ocupa el tercio restante. Distribución recomendada por la [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\) \(1993\)](#).

- Cámara 1: $V_1 = \frac{2}{3} \cdot 113 \text{ m}^3 = 75,5 \text{ m}^3$
- Cámara 2: $V_2 = \frac{1}{3} \cdot 113 \text{ m}^3 = 37,7 \text{ m}^3$

5.2.3. Área en planta

El área en planta de la fosa séptica se determina a partir del volumen útil (113 m^3), adoptando una profundidad útil de $H = 2,5 \text{ m}$, que corresponde a la profundidad mínima

recomendada por la [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\)](#) (2024). A partir de esos valores se calcula un área en planta útil de 45,3 m²

5.2.4. Dimensiones internas

Para cumplir con la relación largo/ancho mínima exigida por la norma ($L/B \geq 2$), se adoptan:

- Ancho $B = 3,5$ m
- Largo $L = \frac{A}{B} = 12,9$ m

5.2.5. Volumen de lodos acumulados

Para ambos escenarios, inicial y final, se adopta una frecuencia de limpieza de la fosa séptica colectiva de dos años. Dado que el volumen útil del sistema es el mismo en ambas etapas, pero el caudal tratado varía en función de la población servida, el volumen de lodos a extraer en cada limpieza resulta diferente.

El volumen de lodos se estima mediante la expresión:

$$V_{\text{lodos}} = K \cdot L_f \cdot \text{Hab} \quad \Rightarrow \quad V_{\text{lodos}}^{\text{inicial}} = 49,6 \text{ m}^3 \quad \text{y} \quad V_{\text{lodos}}^{\text{final}} = 78,5 \text{ m}^3$$

Donde:

- $K = 105$ d: tasa de acumulación de lodos digeridos, para un período entre limpiezas de 2 años (a 12 °C), según Tabla A.2 de [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\)](#) (2024),
- $L_f = 1 \frac{L}{\text{hab} \cdot \text{d}}$: contribución diaria de lodo fresco, según Tabla 1 de [Associação Brasileira de Normas Técnicas \(ABNT\)](#) (2024),
- $\text{Hab} = 472$ hab (inicial) y 748 hab (final): población servida.

5.2.6. Resumen de dimensiones

Tabla 15: Resumen de las dimensiones de la fosa séptica.

Parámetro	Unidad	Valor
Volumen útil	m ³	113
Volumen cámara 1	m ³	75,5
Volumen cámara 2	m ³	37,7
Profundidad útil	m	2,5
Área en planta	m ²	45,3

5.2.7. Parámetros del afluente y efluente

En la Tabla 16 se presentan los parámetros tanto del afluente como del efluente de la fosa séptica, junto con los porcentajes de remoción correspondientes.

Tabla 16: Parámetros del afluente y efluente de la fosa séptica para escenarios inicial y final.

Parámetro	Unidad	Entrada	Remoción ^a	Salida
DBO ₅	mg/L	270	35 %	175
SST	mg/L	220	60 %	88
CF	UFC/100 mL	1×10 ⁷	50 %	5,2×10 ⁶
N _{amoniaco}	mg/L	35	–	35
P _{total}	mg/L	10	15 %	8,5
pH	–	7	–	7

^a Todos los valores de eficiencia de remoción corresponden a los rangos indicados por Von Sperling (2007a), a excepción de la eficiencia de remoción de aceites y grasas, que se toma según Tilley et al. (2015).

5.3. Laguna facultativa

5.3.1. Área superficial

El área superficial de la laguna facultativa se dimensiona en función de la tasa de aplicación superficial (L_s), que representa la carga diaria de DBO₅ por unidad de superficie, según lo planteado por Von Sperling (2007b).

$$A = \frac{L}{L_s} \quad \text{con} \quad L = Q \times C_{DBO} \quad \Rightarrow \quad A \approx 1960 \text{ m}^2$$

Donde:

- A : área superficial requerida.
- $L = 24,4 \text{ kg DBO}_5/\text{d}$: carga diaria de DBO_5 afluente,
- $L_s = 125 \text{ kgDBO}_5/\text{ha}\cdot\text{d}$: tasa de aplicación superficial, obtenida según la ecuación 2.3 de Von Sperling (2007b).
- $Q = 138,7 \text{ m}^3/\text{d}$: caudal medio diario con infiltración escenario final,
- $C_{\text{DBO}} = 175 \text{ mg/L}$: concentración de DBO_5 en el afluente.

Se considera una proporción longitud–ancho de $L/B = 2$, valor que se encuentra dentro del rango recomendado para lagunas facultativas (entre 2 y 4), de acuerdo con los criterios propuestos por Von Sperling (2007b).

5.3.2. Profundidad y volumen

De acuerdo con las recomendaciones de Von Sperling (2007b), se adopta una profundidad de 1,5 m para la laguna facultativa. Considerando taludes internos con pendiente 2:1, las dimensiones de fondo resultan menores que las de la superficie, obteniéndose un volumen útil de 2533 m^3 .

5.3.3. Volumen de lodos a extraer

El volumen de lodos a extraer de la laguna se calcula suponiendo que la limpieza se realiza cuando la acumulación alcanza una altura de aproximadamente 20 cm, es decir, cuando la profundidad útil del se reduce a 1,3 m. En estas condiciones, el volumen de lodos a remover es el mismo para ambos escenarios, aunque el tiempo requerido para alcanzar dicha acumulación difiere según la carga y el caudal de operación. Este tiempo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\text{años} = \frac{V_{\text{lodos}}^{\text{total}}}{t \cdot \text{Hab}}$$

Donde:

- años: años entre extracción de lodos,

- $V_{\text{lodos}}^{\text{total}} = 293 \text{ m}^3$: volumen correspondiente a 20 cm de lodo en el fondo de la laguna,
- $t = 0,04 \text{ m}^3/\text{Hab}/\text{año}$: tasa de acumulación de lodos,
- $\text{Hab} = 472 \text{ hab}$ (inicial) y 748 hab (final): población servida,
- años: años entre extracción de lodos.

Aplicando esta metodología, se obtiene una frecuencia de limpieza estimada entre 15 años para el escenario inicial y 10 años para el escenario final.

5.3.4. Resumen de dimensiones y parámetros

Tabla 17: Resumen de las dimensiones y parámetros de la laguna facultativa.

Parámetro	Unidad	Valor
Área superficial	m^2	1960
Largo	m	62,6
Ancho	m	31,3
Profundidad	m	1,5
Volumen útil	m^3	2533

5.3.5. Parámetros del afluente y efluente

En la [Tabla 18](#) se presentan los parámetros del afluente y efluente de la laguna facultativa, considerando los valores iniciales y finales.

Tabla 18: Parámetros del afluente y efluente de la laguna facultativa.

Parámetro	Unidad	Escenario					
		Inicial			Final		
		Entrada	Remoción	Salida	Entrada	Remoción	Salida
DBO_5	mg/L	175	77 %	40	175	66 %	60
SST	mg/L	88	50 % ^a	44	88	50 % ^a	44
CF	UFC/100 mL	$5,2 \times 10^6$	95 %	$2,8 \times 10^5$	$5,2 \times 10^6$	88 %	$6,2 \times 10^5$
$\text{N}_{\text{amoniaco}}$	mg/L	35	18 %	29	35	12 %	31
P_{total}	mg/L	8,5	10 % ^a	7,7	8,5	10 % ^a	7,7
pH	-	7	-	7	7	-	7

^a Valores de remoción teóricos según [Von Sperling \(2007b\)](#).

En la siguiente subsección se presenta el desarrollo de los cálculos correspondientes a aquellos parámetros para los cuales no se utilizaron porcentajes de remoción teóricos, sino que se aplicaron fórmulas específicas.

5.3.6. Cálculo de remociones

5.3.6.1 Remoción de DBO₅

La remoción de materia orgánica se estima a partir del coeficiente de remoción K , corregido según la temperatura de diseño mediante un factor de ajuste, y aplicando posteriormente el modelo de flujo disperso para determinar la concentración de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) soluble en el efluente.

El coeficiente de remoción a 20 °C se obtiene con la Ecuación 2.8 de Von Sperling (2007b):

$$K_{20} = 0,132 \times \log_{10}(L_s) - 0,146$$

Donde:

- L_s es la tasa de aplicación superficial (kg/ha·d).

L_s se calcula a partir de la Ecuación 2.3 del mismo autor considerando una temperatura del efluente en el mes más frío $T = 12$ °C.

$$L_s = 350 \times (1,107 - 0,002 \times T)^{(T-25)} \Rightarrow L_s = 125 \text{ kg/ha} \cdot \text{d}$$

Finalmente, sustituyendo en la ecuación se obtiene un coeficiente $K_{20} = 0,13 \text{ d}^{-1}$, y corrigiéndolo según la Ecuación 2.7 de Von Sperling (2007b), se obtiene el coeficiente de remoción.

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20^\circ\text{C})} = 0,10 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $\theta = 1,035$. Coeficiente de corrección por la temperatura (Von Sperling, 2007b).

Una vez calculado el coeficiente de remoción, se estima la concentración de DBO soluble en el efluente aplicando el modelo de flujo disperso, según la ecuación presentada en la

Tabla 2.5 de Von Sperling (2007b).

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_T \cdot \text{TRH} \cdot d} \Rightarrow a_{\text{inicial}} = 2,44 \text{ y } a_{\text{final}} = 2,03$$

$$S = \frac{S_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 \cdot e^{-\frac{a}{2d}}} \Rightarrow S_{\text{inicial}} = 27 \text{ mg/L y } S_{\text{final}} = 47 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $S_0 = 175 \text{ mg/L}$: concentración de DBO del effluente de la fosa séptica,
- $K_T = 0,10 \text{ d}^{-1}$: coeficiente de remoción corregido por temperatura,
- $\text{TRH} = 29 \text{ d}$ (inicial) y 18 d (final): tiempo de retención hidráulica,
- $d = 0,43$: número de dispersión (adimensional), obtenido con la Ecuación 2.14 de Von Sperling (2007b).

Considerando una eficiencia de remoción de Sólidos Suspendedos Totales (SST) del 50 % (Tabla 16), se obtiene una concentración de 44 mg/L de SST en el effluente en ambos casos. Adoptando la relación de 0,3 mg DBO₅/mg SST Von Sperling (2007b), la DBO particulada resulta de 13 mg/L.

Por lo tanto, la DBO total en el effluente de la laguna facultativa es:

$$\text{DBO}_{\text{inicial}}^{\text{total}} = 27 + 13 = 40 \text{ mg/L y } \text{DBO}_{\text{final}}^{\text{total}} = 47 + 13 = 60 \text{ mg/L}$$

5.3.6.2 Remoción de Nitrógeno amoniacal

El cálculo de la remoción de nitrógeno amoniacal se realiza utilizando la Ecuación 7.2 de Von Sperling (2007b), la cual permite estimar la concentración de amonio en el effluente de lagunas facultativas en función de la temperatura, el pH y la concentración afluente.

$$N = \frac{N_0}{1 + \left[\frac{A}{Q} \cdot (0,0038 + 0,000134 \cdot T) \cdot e^{(1,041 + 0,044 \cdot T) \cdot (pH - 6,6)} \right]}$$

$$\Rightarrow N_{\text{inicial}} = 29 \text{ mg/L y } N_{\text{final}} = 31 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $N_0 = 35 \text{ mg/L}$: concentración de nitrógeno amoniacal en el efluente de la fosa séptica,
- $A = 1959 \text{ m}^2$: área superficial de la laguna,
- $Q = 87,5 \text{ m}^3/\text{d}$ (inicial) y $138,7 \text{ m}^3/\text{d}$ (final): caudal medio diario con infiltración,
- $T = 12 \text{ }^\circ\text{C}$: temperatura del efluente,
- $\text{pH} = 7$: valor del pH del afluente.

Los valores obtenidos corresponden a eficiencias de remoción de 18 % para el escenario inicial y 12 % para el escenario final.

5.3.6.3 Remoción de coliformes fecales

Para el cálculo de la constante de decaimiento a $20 \text{ }^\circ\text{C}$ se utiliza la Ecuación 6.5 de Von Sperling (2007b).

$$K_{20} = 0,542 \cdot H^{-1,259} = 0,33 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $H = 1,5 \text{ m}$. Profundidad de la laguna.

El valor obtenido se corrige según la Ecuación 2.7 de Von Sperling (2007b).

$$K_T = K_{20} \cdot \theta^{(T-20^\circ\text{C})} = 0,19 \text{ d}^{-1}$$

Donde:

- $\theta = 1,07$. Coeficiente de corrección por la temperatura, según Von Sperling (2007b).

Una vez calculada la constante de decaimiento, se estima la concentración de Coliformes fecales (CF) utilizando la ecuación correspondiente al modelo de flujo disperso, según la ecuación presentada en la Tabla 2.5 de Von Sperling (2007b).

$$a = \sqrt{1 + 4 \cdot K_T \cdot \text{TRH} \cdot d} \Rightarrow a_{\text{inicial}} = 3,2 \text{ y } a_{\text{final}} = 2,6$$

$$CF = \frac{CF_0 \cdot 4 \cdot a \cdot e^{\frac{1}{2 \cdot a}}}{(1 + a)^2 \cdot e^{\frac{a}{2 \cdot a}} - (1 - a)^2 \cdot e^{\frac{-a}{2 \cdot a}}}$$

$$\Rightarrow CF_{\text{inicial}} = 2,8 \times 10^5 \text{ UFC/100 mL} \quad \text{y} \quad CF_{\text{final}} = 6,2 \times 10^5 \text{ UFC/100 mL}$$

5.4. Pozo de bombeo

5.4.1. Cálculo de volumen

Para el cálculo del volumen útil del pozo de bombeo, se considera el caudal medio diario con infiltración y el tiempo entre cargas del humedal vertical:

$$V_{\text{útil}} = Q \cdot t \quad \Rightarrow \quad V_{\text{inicial}}^{\text{útil}} = 10,9 \text{ m}^3 \quad V_{\text{final}}^{\text{útil}} = 17,3 \text{ m}^3$$

Donde:

- $Q = 87,5 \text{ m}^3/\text{d}$ (inicial) y $138,7 \text{ m}^3/\text{d}$ (final): caudal medio diario con infiltración,
- $t = 3 \text{ h}$: tiempo entre cargas al humedal, según (Dotro et al., 2017).

Se plantea un diseño en planta rectangular de $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ (área $A = 9 \text{ m}^2$), para poder acumular el volumen necesario. A partir del área en planta y del volumen útil calculado, se obtiene la altura útil:

$$H_{\text{útil}} = \frac{V_{\text{útil}}}{A} \quad \Rightarrow \quad H_{\text{inicial}}^{\text{útil}} = 1,2 \text{ m} \quad \text{y} \quad H_{\text{final}}^{\text{útil}} = 1,9 \text{ m}$$

A las alturas anteriores se le incorporan márgenes de seguridad operativos, que aseguran el adecuado desempeño del sistema ante variaciones en el caudal y en los niveles hidráulicos.

$$H_{\text{pozo}} = H_{\text{útil}} + H_{\text{sum}} + \Delta H_{\text{parada}} + \Delta H_{\text{arranque}} + H_{\text{caída}}$$

$$\Rightarrow H_{\text{inicial}}^{\text{pozo}} = 2,1 \text{ m} \quad \text{y} \quad H_{\text{final}}^{\text{pozo}} = 2,8 \text{ m}.$$

Donde:

- $H_{\text{sum}} = 0,38 \text{ m}$: altura de operación de la bomba, valor obtenido del manual del equipo pre - seleccionado en la Subsubsección 5.4.7,

- $\Delta H_{\text{parada}} = 0,20$ m: margen inferior de seguridad (nivel de alarma baja),
- $\Delta H_{\text{arranque}} = 0,20$ m: margen superior de seguridad (nivel de alarma alta),
- $H_{\text{libre}} = 0,10$ m: altura borde libre.

Para calcular la altura constructiva del pozo se adiciona a la altura obtenida para el escenario final el desnivel existente hasta el terreno natural, dado que la ubicación del pozo está condicionada por la cota de salida de la laguna. Este desnivel representa un incremento de 1,0 m, obteniéndose así una altura constructiva total de 3,8 m.

5.4.2. Caudal de bombeo

El caudal de impulsión de la bomba se determina a partir del volumen útil del pozo de bombeo y del tiempo de vaciado adoptado para cada ciclo.

Para el caso final se adopta un tiempo de bombeo de 20 min.

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{\text{final}}^{\text{útil}}}{t_{\text{final}}^{\text{bombeo}}} = 14,4 \text{ L/s}$$

Donde:

- $V_{\text{final}}^{\text{útil}} = 17,3 \text{ m}^3$: volumen útil del pozo en el escenario final,
- $t_{\text{final}}^{\text{bombeo}} = 20$ min: tiempo de bombeo adoptado.

En el escenario inicial, manteniendo la misma bomba (y por lo tanto el mismo caudal), el tiempo de bombeo disminuye:

$$t_{\text{inicial}}^{\text{bombeo}} = \frac{V_{\text{inicial}}^{\text{útil}}}{Q_{\text{bombeo}}} = 13 \text{ min}$$

Donde:

- $V_{\text{inicial}}^{\text{útil}} = 10,9 \text{ m}^3$: volumen útil del pozo en el escenario inicial,
- $Q_{\text{bombeo}} = 14,4 \text{ L/s}$: caudal de bombeo.

Por lo tanto, se selecciona una bomba capaz de impulsar un caudal del orden de 14,4 L/s, con un tiempo de operación de 13 min en el escenario inicial y 20 min en el escenario final.

5.4.3. Velocidad en impulsión

Se tienen dos tramos: uno de fundición dúctil, dentro del pozo y cámara de válvulas, y otro de PEAD hasta el punto de descarga.

5.4.3.1 Tramo fundición dúctil

Para el primer tramo se utiliza una tubería de fundición dúctil DN 100, igual al diámetro de salida de la bomba, que se conecta mediante un acople de transición a la tubería de PEAD justo afuera de la cámara de válvulas.

El diámetro interno adoptado para una tubería DN 100 es $D_{\text{int}} = 106 \text{ mm}$, para el cual la velocidad media del flujo resulta:

$$v = \frac{Q_{\text{bombeo}}}{A} = 1,64 \text{ m/s}$$

Donde:

- $Q_{\text{bombeo}} = 14,4 \text{ L/s}$,
- $A = 88,3 \text{ cm}^2$: área de la tubería.

5.4.3.2 Tramo PEAD

Para el segundo tramo, se busca un diámetro que mantenga una velocidad mayor a 1 m/s. Se considera una tubería de PEAD, PN 10, con un diámetro nominal de 125 mm.

Para una tubería PN 10 corresponde una relación SDR 17, por lo que el espesor y diámetro interno son:

$$e = \frac{D_{\text{ext}}}{\text{SDR}} = 7,35 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad D_{\text{int}} = D_{\text{ext}} - 2 \cdot e = 110 \text{ mm}$$

Donde:

- $D_{\text{ext}} = 125 \text{ mm}$: diámetro externo de la tubería,
- $\text{SDR} = 17$: relación dimensional estándar.

A partir del diámetro interno se calcula la velocidad media del flujo:

$$v = \frac{Q_{\text{bombeo}}}{A} = 1,5 \text{ m/s}$$

Donde:

- $Q_{\text{bombeo}} = 14,4 \text{ L/s}$,
- $A = 95,5 \text{ cm}^2$: área de la tubería.

Se confirma que las velocidades obtenidas en ambos tramos son adecuadas para impulsiones presurizadas.

5.4.4. Pérdidas de carga distribuidas

Las pérdidas distribuidas se calculan mediante la ecuación de Hazen–Williams y se presentan en la Tabla 19

$$h_f = J \cdot L \quad \text{con} \quad J = \frac{10,67 \cdot Q^{1,852}}{C^{1,852} \cdot D^{4,87}}$$

Donde:

- L : longitud de la tubería,
- Q : caudal que pasa por la tubería,
- C : coeficiente de rugosidad de Hazen–Williams,
- D : diámetro interno de la tubería.

Tabla 19: Perdidas de carga distribuidas según material.

	Fundición dúctil	PEAD
L (m)	5	44,3
Q (L/s)	14,4	14,4
C	130	140
D_{int} (mm)	106	110
J (m/m)	0,028	0,021
h_f (m)	0,14	0,91
Total (m)	1,05	

5.4.5. Pérdidas de carga localizadas

Las pérdidas localizadas se determinan a partir de la ecuación general para pérdidas locales y los resultados obtenidos se presentan en la [Tabla 20](#).

$$h_{f,loc} = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- K: coeficiente de pérdida local que depende de la pieza,
- v : velocidad del fluido en la tubería,
- $g = 9,8 \text{ m/s}$: aceleración de la gravedad.

Tabla 20: Perdidas de carga localizadas según material.

Fundición dúctil			
Diámetro interno (mm)		106	
Velocidad (m/s)		1,64	
Pieza	Cantidad	K_{unitario}	K_{total}
Codo 90°	2	0,30	0,6
T flujo lateral	1	0,64	0,64
T flujo directo	1	0,14	0,14
Válvula compuerta abierta	1	0,16	0,16
Válvula de retención	1	2,0	2,0
Total		K	3,5
		$h_f^{loc} \text{ (m)}$	0,48
PEAD			
Diámetro interno (mm)		110	
Velocidad (m/s)		1,5	
Pieza	Cantidad	K_{unitario}	K_{total}
Acople transición	1	0,15	0,15
Codo 90°	3	0,25	1,25
Total		K	1,4
		$h_f^{loc} \text{ (m)}$	0,16
Pérdida de carga localizada total = 0,65 m			

5.4.6. Pérdida de carga total y altura manométrica total (HMT)

Para el cálculo de las pérdidas de carga totales se suman las pérdidas distribuidas y las pérdidas localizadas correspondientes a ambos materiales, obteniéndose así una pérdida de carga total en la tubería de 1,7 m.

A partir de la pérdida de carga total y considerando un desnivel geométrico de 5,4 m, se obtiene una altura manométrica total de 7,1 m. Por lo tanto, el equipo de bombeo debe ser capaz de impulsar un caudal de 14,4 L/s y vencer una carga superior a 7,1 m.c.a.

5.4.7. Preselección del equipo de bombeo

Se selecciona una bomba capaz de impulsar un caudal del orden de 14,4 L/s.

Cada bomba corresponde al modelo GRUNDFOS SL 1.50.80.22.50D.C, bomba centrífuga sumergible de una etapa, no autocebante, diseñada para el manejo de aguas residuales.

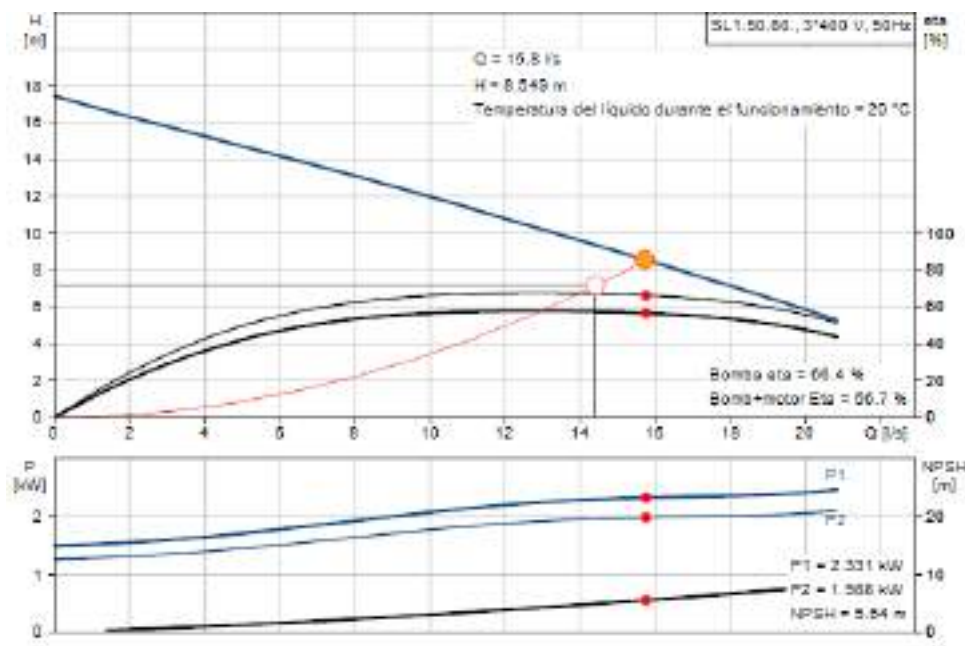


Figura 11: Curva característica de la bomba GRUNDFOS SL1.50.80.22.2.50D.C con indicación del punto de funcionamiento.

El punto de funcionamiento de referencia del equipo, según curva del fabricante, es $Q \approx 15,8 \text{ L/s}$ y $H \approx 8,5 \text{ m}$, con eficiencia hidráulica de la bomba $\eta_b \approx 66,4 \%$.

5.4.8. Verificación de NPSH (cavitación)

El fabricante indica para el punto de operación $Q \approx 15,8$ L/s y 20°C , el NPSH requerido es de 5,6 m.

La expresión utilizada para el NPSH disponible es:

$$\text{NPSH}_{\text{disp}} = H_A - Z_A + \frac{p_{\text{atm}}}{\gamma} - \frac{p_{\text{vap}}}{\gamma} \Rightarrow \text{NPSH}_{\text{disp}} = 10,2 \text{ m}$$

Donde:

- H_A : carga en la entrada de la bomba:

$$H_A = h_s - \Delta H_{\text{suc}} = 0,11 \text{ m}$$

con:

- $h_s = 0,11$ m: diferencia de nivel entre el nivel mínimo del pozo y la succión de la bomba,
- $\Delta H_{\text{suc}} = 0$ m: pérdidas de carga en la succión. Como la bomba toma agua directamente del mismo pozo y no existe tubería de succión, estas pérdidas se consideran nulas.
- $Z_A = 0$: cota de la bomba, valor nulo dado que no existe desnivel ni tubería entre el punto de succión y la bomba,
- $\frac{p_{\text{atm}}}{\gamma} - \frac{p_{\text{vap}}}{\gamma} = 10,1$ m: aporte atmosférico menos presión de vapor, se adopta valor típico para agua a condiciones estándar.

Finalmente, el $\text{NPSH}_{\text{disp}}$ calculado, igual a 10,2 m, es mayor que el NPSH requerido por el fabricante, de 5,6 m. Por lo tanto, se puede afirmar que, en las condiciones planteadas, la bomba no cavita.

5.5. Humedal vertical

5.5.1. Área superficial

El área del Humedales de flujo subsuperficial vertical (HFV) se calcula según la siguiente formula, basada en parámetros teóricos de referencia:

$$A = \frac{Q}{HLR}$$

Donde:

- A : área superficial requerida (m^2),
- Q : caudal medio diario con infiltración (m^3/d),
- $HLR = 0,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$: tasa de carga hidráulica máxima para humedales de tratamiento terciario, según [Dotro et al. \(2017\)](#).

El humedal se proyecta considerando la necesidad de facilitar las tareas de operación y mantenimiento. Para permitir el aislamiento de sectores durante dichas intervenciones, el sistema se organiza en trenes paralelos que operan de forma simultánea. En total, se prevé la construcción de tres trenes.

Dado que el plan IV se ejecutará por etapas, en la primera fase (plan III + IVa) se construirán dos trenes, incorporándose el tercer tren durante la implementación del plan IVb. En la [Tabla 21](#) se presentan los caudales de diseño correspondientes a cada etapa, así como las dimensiones previstas para cada tren.

Tabla 21: Caudales de diseño y dimensiones previstas para el humedal en cada etapa del proyecto.

	Plan	
	III + IVa	IVb
Q (m ³ /d)	87,5	51,2 ^a
A (m ²)	729	426
Trenes	2	1
$A_{p/tren}$ (m ²)	365	426
$L_{p/tren}$ (m)	23,4	23,4
$B_{p/tren}$ (m)	15,6	18,3
A_{total} (m ²)	1158	

^a Caudal de diseño final menos inicial (138,7 m³/d - 87,5 m³/d).

5.5.2. Parámetros del afluente y efluente

En la [Tabla 22](#) se presentan los parámetros tanto del afluente como del efluente del humedal vertical, junto con los porcentajes de remoción correspondientes.

Tabla 22: Parámetros del afluente y efluente con escenario inicial y final.

Parámetro	Unidad	Escenario					
		Inicial			Final		
		Entrada	Remoción	Salida	Entrada	Remoción	Salida
DBO	mg/L	40	90 %	4	60	90 %	6
SST	mg/L	44	90 %	4	44	90 %	4
CF	UFC/100 mL	$2,8 \times 10^5$	99 %	$2,8 \times 10^3$	$6,2 \times 10^5$	99 %	$6,2 \times 10^3$
N _{amoniaco}	mg/L	29	90 %	3	31	90 %	3
P _{total}	mg/L	7,7	10 %	6,9	7,7	10 %	6,9
pH	-	7		7	7		7

5.6. Reservorio de agua tratada

El reservorio constituye la unidad de almacenamiento destinada a regular las variaciones entre la oferta de agua tratada y la demanda de riego. El dimensionamiento se basa en un análisis del comportamiento hidrológico del sistema a escala diaria, considerando tanto los aportes provenientes del efluente tratado como las condiciones climáticas locales.

5.6.1. Balance hídrico diario en la planta

Con el fin de evaluar el comportamiento del sistema y la disponibilidad de agua para riego, se realiza un balance hídrico diario de la PTAR para un período de 30 años, comprendido entre 1995 y 2025. El balance se desarrolla utilizando series históricas de precipitación de la estación meteorológica de Palmitas de INUMET y de evapotranspiración de referencia (ET_0) provenientes de la estación INIA La Estanzuela.

El balance considera como entrada el caudal medio de diseño del efluente tratado que ingresa al sistema. Para cada día del período analizado se contabilizan las entradas y salidas de agua según las siguientes condiciones:

- En todas las unidades del sistema se incorporan la precipitación (como entrada) y la evaporación (como salida).
- El riego se realiza únicamente en los días en que la precipitación diaria es menor que la lámina requerida por el cultivo.
- Se supone una disponibilidad constante del caudal medio diario de efluente tratado proveniente de la planta.

El objetivo del balance hídrico es determinar los caudales de salida del sistema posterior al humedal y estimar el volumen de agua que debe almacenarse en el reservorio para satisfacer la demanda de riego. En la [Figura 12](#) se aprecia que el caudal de demanda se mantiene sistemáticamente por encima del caudal disponible a la salida del humedal, lo que demuestra la necesidad de incorporar un reservorio que permita acumular los excedentes generados durante los eventos de lluvia y garantizar el suministro en los períodos sin precipitaciones.

El análisis se efectúa para los dos escenarios definidos previamente:

1. Escenario inicial: riego limitado a dos canchas de fútbol y al cementerio.
2. Escenario final: incorporación de una tercera cancha y la plaza pública.

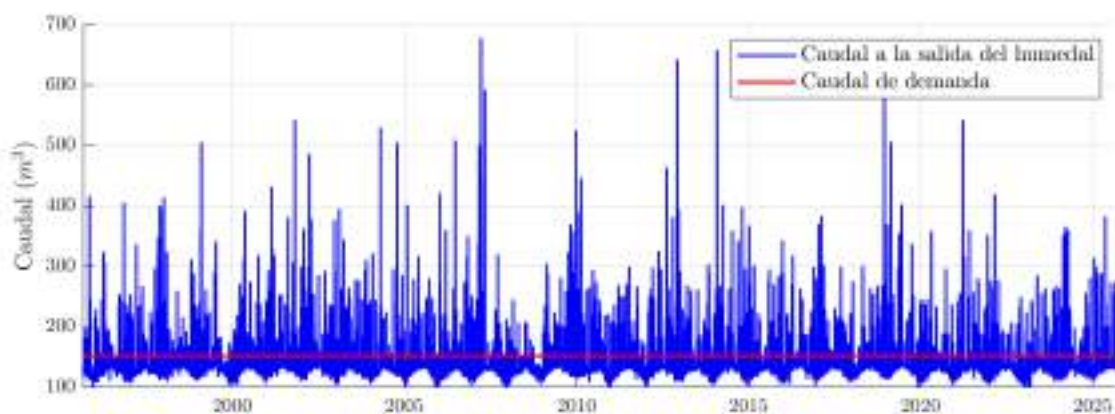


Figura 12: Evolución temporal del caudal a la salida del humedal y comparación con el caudal de demanda de riego en escenario final (serie 1995 - 2025).

5.6.2. Cálculo del volumen útil del reservorio

A partir del balance hídrico diario previamente descrito, se realiza un análisis iterativo variando el volumen de almacenamiento del reservorio, con el objetivo de evaluar el desempeño del sistema bajo distintas capacidades y su influencia sobre la eficiencia del reúso. Para cada volumen considerado, se determinó el porcentaje del vertido que no cumple con los límites establecidos por el Decreto 226/025 para vertidos a curso de agua, en relación con el volumen total de efluente tratado destinado al riego.

El análisis se efectúa tomando como referencia el caudal de diseño correspondiente al escenario final, verificándose posteriormente los resultados para el escenario inicial. De esta manera, es posible identificar cómo la capacidad del reservorio incide en el cumplimiento de los parámetros de calidad del efluente, particularmente en lo referente a fósforo (P) y coliformes fecales (CF).

En la [Figura 13](#) se presenta la variación del porcentaje de volumen vertido fuera de normativa en función del volumen total del reservorio. El panel superior muestra los resultados para el parámetro de fósforo y el inferior para coliformes fecales. En ambos casos se observa que el porcentaje de vertido disminuye al incrementar el volumen de almacenamiento, hasta alcanzar un valor mínimo a partir del cual vuelve a aumentar, definiendo así el volumen óptimo de reservorio.

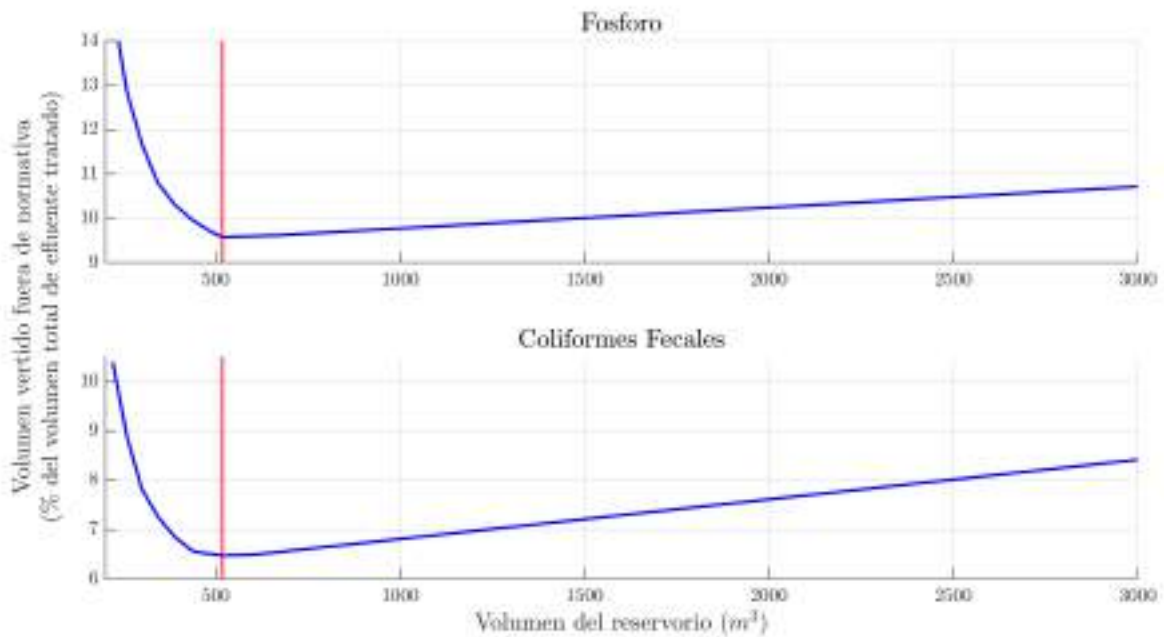


Figura 13: Porcentaje del volumen vertido fuera de normativa en función del volumen del reservorio. Panel superior: fósforo; panel inferior: coliformes fecales.

El volumen óptimo del reservorio, que minimiza la relación entre el efluente reutilizado y el vertido fuera de normativa, es de 517 m³, volumen que, desde el punto de vista constructivo, se alcanza con un reservorio de planta cuadrada de 21,5 m de espejo de agua.

En la [Figura 14](#) se presentan las curvas de permanencia correspondientes a las concentraciones de P y CF en los vertidos. Como se observa en el panel izquierdo, aproximadamente el 80 % de los vertidos presentan concentraciones de P superiores a los valores máximos establecidos por la normativa nacional. En el panel derecho se aprecia que cerca del 60 % de los vertidos exceden los límites permitidos para CF. No obstante, en los casos en que las concentraciones no cumplen con la normativa, los valores registrados se mantienen próximos al valor máximo permitido. Cabe señalar que, en los escenarios de vertido, el sistema incorpora cloración automática del efluente, reduciendo la carga de coliformes a niveles compatibles con la normativa, por lo que el único parámetro que potencialmente se vertería fuera de normativa es el fósforo.

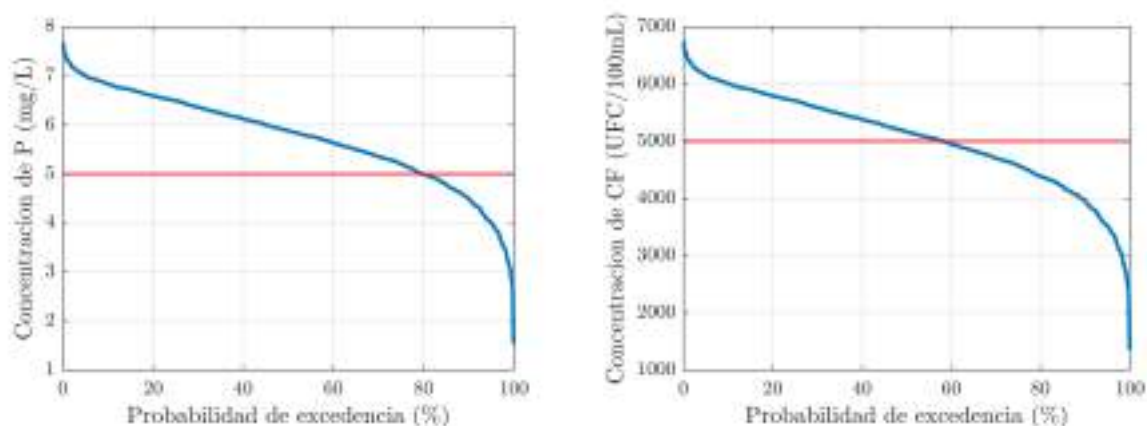


Figura 14: Curvas de permanencia de las concentraciones de P y CF en los vertidos. La línea roja indica los límites máximos admisibles para vertido a curso de agua.

5.7. Impulsión a áreas de reúso

5.7.1. Trazado

Para la impulsión se prevén los dos escenarios, correspondientes a las etapas inicial y final del sistema.

En el perfil altimétrico se han definido pendientes comprendidas entre -0,6 % y 0,3 %, garantizando el drenaje completo de la conducción y evitando la acumulación de aire en su interior. En los puntos altos del perfil se disponen válvulas de aire, mientras que en los puntos bajos se instalan válvulas de desagüe que permiten el vaciado del sistema durante las operaciones de mantenimiento.

En el primer tramo previo a la bifurcación se prevén tres válvulas de aire y dos válvulas de desagüe, mientras que en los tramos posteriores a la bifurcación se contempla la instalación de una válvula de aire y una de desagüe en cada uno.

5.7.2. Bombeo a áreas de reúso

El caudal de impulsión de la bomba se determina a partir del volumen de demanda de reúso. Para el escenario final se adopta un tiempo de bombeo diario de 2 h simultaneo a todos los puntos de reuso:

$$Q_{\text{bombeo}} = \frac{V_{\text{demanda}}^{\text{final}}}{t_{\text{bombeo}}} = 21,1 \text{ L/s.}$$

Donde:

- $V_{\text{demanda}}^{\text{final}} = 152 \text{ m}^3$: volumen de demanda final,
- $t_{\text{bombeo}} = 2 \text{ h}$: tiempo de bombeo adoptado por día.

En el escenario inicial, manteniendo la misma bomba (por tanto el mismo caudal), el tiempo de bombeo disminuye:

$$t_{\text{bombeo}}^{\text{inicial}} = \frac{V_{\text{demanda}}^{\text{inicial}}}{Q_{\text{bombeo}}} \approx 1 \text{ h } 17 \text{ min.}$$

Donde:

- $V_{\text{demanda}}^{\text{inicial}} = 97 \text{ m}^3$: volumen de demanda inicial,
- $Q_{\text{bombeo}} = 21,1 \text{ L/s}$: caudal calculado para el escenario final.

Por lo tanto, se selecciona una bomba capaz de impulsar un caudal del orden de 21,1 L/s, con un tiempo de operación de 1 h 17 min en el escenario inicial y de 2 h en el escenario final.

5.7.3. Dimensionamiento

El dimensionamiento hidráulico de la impulsión se realiza mediante el software EPANET, ajustando los diámetros de las conducciones y la altura del reservorio, equivalente al nivel de carga de equipo de bombeo a instalar, ubicado al inicio de la impulsión. A partir del modelo se determinaron las pérdidas de carga a lo largo del sistema y, en consecuencia, la carga total que debe superar la bomba para garantizar el funcionamiento adecuado. El proceso se desarrolla de manera iterativa, modificando los diámetros de las tuberías hasta alcanzar condiciones de presión y velocidad acordes con los criterios de diseño establecidos. La configuración final de la bomba y de las conducciones se define de modo que la presión en el punto más desfavorable del sistema sea superior a 10 m.c.a..

Para garantizar la presión mínima de 10 mca en toda la red, se debe contar con una piezométrica de 132 m en punto inicial (reservorio). Considerando la cota de terreno en 88.03 m, la carga del equipo de bombeo se estima en 44.4 m.

5.7.4. Preselección del equipo de bombeo

Se selecciona una bomba capaz de impulsar un caudal del orden de 21,1 L/s con una carga de 44,4 m.c.a..

Se preselecciona el equipo marca Grundfos modelo SL 1.80.100.200.2.52S.N.51D.A , bomba centrífuga sumergible de una etapa, no autocebante, diseñada para el manejo de aguas residuales.

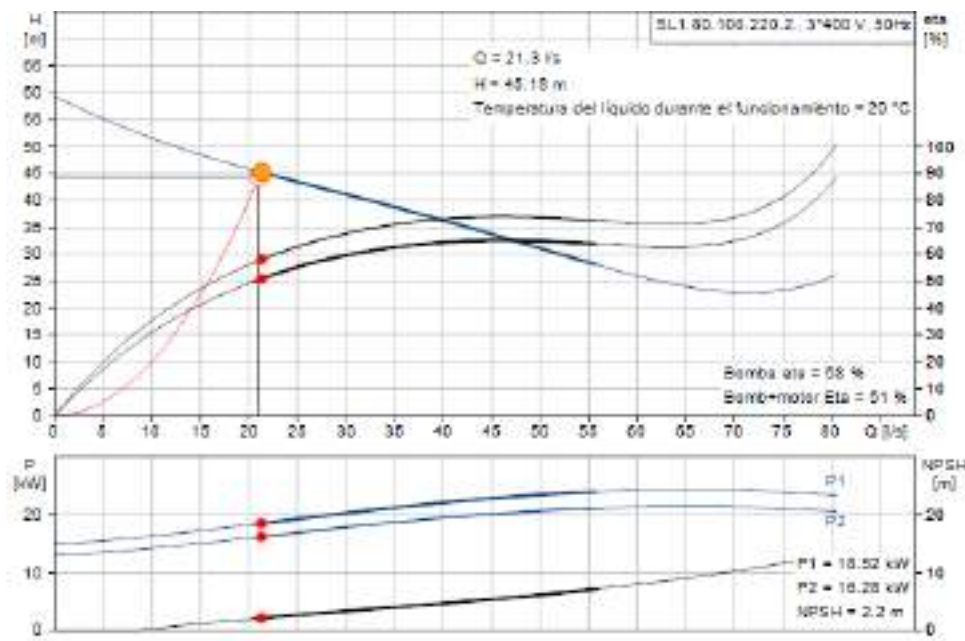


Figura 15: Curva característica de la bomba preseleccionada Grundfos SLV1.80.100.220.2.52S.N.51D.A con indicación del punto de funcionamiento.

El punto de funcionamiento de referencia del equipo, según curva del fabricante, es $Q \approx 21,3$ L/s y $H \approx 45,18$ m, con eficiencia hidráulica de la bomba $\eta_b \approx 58$ %.

5.7.5. Verificación de NPSH (cavitación)

El fabricante indica para el punto de operación $Q \approx 21,3$ L/s y 20°C NPSH requerido de 2.2 m.

La expresión utilizada para el NPSH disponible es:

$$\text{NPSH}_{\text{disp}} = H_A - Z_A + \frac{p_{\text{atm}}}{\gamma} - \frac{p_{\text{vap}}}{\gamma} \Rightarrow \text{NPSH}_{\text{disp}} = 10,3 \text{ m}$$

Donde:

- H_A : carga en la entrada de la bomba:

$$H_A = h_s - \Delta H_{suc} = 0,15 \text{ m}$$

con:

- $h_s = 0,15 \text{ m}$: diferencia de nivel entre el nivel mínimo del pozo y la succión de la bomba,
- $\Delta H_{suc} = 0 \text{ m}$: pérdidas de carga en la succión. Como la bomba toma agua directamente del mismo pozo y no existe tubería de succión, estas pérdidas se consideran nulas.
- $Z_A = 0$: cota de la bomba, valor nulo dado que no existe desnivel ni tubería entre el punto de succión y la bomba,
- $\frac{p_{atm}}{\gamma} - \frac{p_{vap}}{\gamma} = 10,1 \text{ m}$: aporte atmosférico menos presión de vapor, se adopta valor típico para agua a condiciones estándar.

Finalmente, el $NPSH_{disp}$ calculado, igual a 10,3 m, es mayor que el $NPSH$ requerido por el fabricante, de 2,2 m. Por lo tanto, se puede afirmar que, en las condiciones planteadas, la bomba no cavita.

5.8. Emisario de contingencia

El emisario de contingencia se proyecta para asegurar la evacuación controlada del efluente tratado en situaciones en las que la planta no pueda destinarlo al reúso previsto. Su operación se activa únicamente ante condiciones extraordinarias que superen la capacidad del sistema de reutilización o que impidan el funcionamiento normal de la planta.

En particular, el emisario entra en servicio en los siguientes escenarios:

- Eventos de lluvia intensa, cuando la precipitación excede la capacidad de aplicación al riego y el reservorio alcanza niveles que comprometen su margen operativo.
- Fallas eléctricas prolongadas u otras interrupciones severas del funcionamiento que impidan realizar el bombeo interno hacia las áreas de reúso.

- Situaciones excepcionales en las que, aun con la planta operativa, el balance hídrico diario resulte negativo y no exista capacidad suficiente de almacenamiento.

El dimensionamiento del emisario se realiza considerando el peor escenario hidráulico, definido por la simultaneidad del caudal de bombeo interno de la planta y los aportes generados por precipitaciones intensas. Esta condición combina ambos componentes porque representa el máximo caudal posible a evacuar, garantizando que el emisario opere adecuadamente incluso bajo las situaciones más exigentes del sistema.

Para ello se utilizan series históricas de lluvia en intervalos de 10 minutos registradas en la estación INIA La Estanzuela para el período 2008–2025.

5.8.1. Selección del trazado y condiciones topográficas

Previo al dimensionamiento hidráulico, se evaluaron distintas alternativas de trazado para el emisario. Se selecciona el recorrido que permite la conducción por gravedad, optimizando la longitud total.

El punto de descarga se ubica aproximadamente a 163 m de la planta con pendiente 0.63 % (pendiente constante en todo el tramo), hacia el cauce receptor más cercano, el cual corresponde a la continuación de la Cañada Manantiales. En la **Figura 16** se presenta el predio de la planta y el trazado en planta del emisario.



Figura 16: Trazado en planta del emisario.

5.8.2. Dimensionamiento hidráulico

Para el diseño se evalúan tres diámetros comerciales de tubería PVC (DN 200, DN 250 y DN 300). El conducto debe ser capaz de transportar el caudal máximo instantáneo que puede generarse en la planta, compuesto por el caudal de bombeo hacia el humedal y el aporte instantáneo de precipitación sobre el humedal y el reservorio. El caudal de bombeo considerado es de 14,4 L/s.

Para cada uno de los diámetros evaluados se calcula el caudal que puede ser conducido por gravedad mediante la fórmula de Manning, adoptando un tirante equivalente al 75 % del diámetro. A partir de estos valores se determina el caudal disponible para transportar la lluvia, obtenido como la diferencia entre el caudal de diseño según Manning y el caudal de bombeo. Finalmente, utilizando dicho caudal adicional y el área expuesta, se estima la precipitación equivalente que generaría ese aporte instantáneo.

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

Donde:

- Q : caudal (m^3/s),
- $n = 0,013$: coeficiente de rugosidad de Manning según Azevedo Netto et al. (2000),
- $A = 0,014 \text{ m}^2$: área mojada,
- $R = 0,045 \text{ m}$: radio hidráulico,
- $S = 0,63 \%$: pendiente del emisario.

En la Tabla 23 se presentan, para cada diámetro evaluado: el caudal conducido según Manning (Q_{manning}), el caudal máximo de precipitación que podría transportar (Q_{lluvia}) y la precipitación equivalente asociada, con el fin de permitir su comparación con la serie histórica de precipitaciones.

Complementariamente, se analizan los registros tomados cada 10 minutos de precipitación en la estación La Estanzuela. Considerando este paso temporal y las precipitaciones equivalentes calculadas, se determina el percentil asociado a cada una de ellas dentro de la serie histórica (2008–2015), lo que permite evaluar la robustez del diseño frente a eventos de corta duración y alta intensidad.

Tabla 23: Resultados del análisis hidráulico del emisario.

	Diámetro (mm)		
	200	250	315
Diámetro interno (m)	0,19	0,24	0,30
Q_{manning} (L/s)	20,8	37,6	69,7
Q_{lluvia} (L/s)	6,3	23,1	55,3
Precipitación (mm/10 min)	2,3	8,6	20,5
Percentil (serie 2008–2015)	96,1	99,7	100 ^a

^a El valor máximo de la serie es 18,8 mm; por lo tanto, el diámetro DN 315 sería capaz de conducir la totalidad de la precipitación asociada a dicho evento sin alcanzar el 75 % de su diámetro.

Con base en los resultados obtenidos, se selecciona el diámetro de 200 mm para el emisario. Este diámetro permite conducir el caudal de bombeo y admitir un aporte adicional

equivalente a un evento con excedencia del 96,1 %, manteniendo el nivel en la tubería dentro del criterio de diseño adoptado del 75 % del diámetro. La verificación se realiza considerando la condición más exigente para el sistema: la simultaneidad entre el caudal de bombeo y el pico de lluvia, garantizando así que el emisario opere adecuadamente bajo el peor escenario.

5.8.3. Condición el punto de descarga

Se verifica la condición de descarga del emisario y si esta se ve afectada por condiciones de ahogamiento en el cauce receptor durante eventos de crecida.

Para ello, se delimita la cuenca hidrográfica con punto de cierre en el sitio de descarga (ver [Figura 17](#)), y se genera la tormenta de diseño correspondiente a un período de retorno de 25 años. El tiempo de concentración de la cuenca se estima en aproximadamente 30 minutos, por lo que se aplican los métodos Racional y NRCS, adoptando el mayor caudal resultante, obtenido con el método Racional.

A partir de las isoyetas de lluvias extremas en Uruguay y de los factores de corrección correspondientes, se calcula la precipitación de diseño como:

$$P = P_{3,10} \cdot C_T \cdot C_D \cdot C_A \Rightarrow P = 48 \text{ mm}$$

Donde:

- $P_{3,10} = 85 \text{ mm}$: precipitación máxima con una duración de tres horas y un período de retorno de 10 años, obtenida a partir de las isoyetas de lluvias extremas del país,
- $C_T = 1.2$: coeficiente de corrección asociado al período de retorno de la tormenta, utilizado para ajustar la precipitación a la recurrencia deseada del evento de diseño,
- $C_D = 0.48$: coeficiente de corrección por duración, dependiente del tiempo de concentración de la cuenca, considerado en este caso igual a la duración de la tormenta de diseño,
- $C_A = 0.998$: coeficiente de corrección por área, que considera la influencia del tamaño de la cuenca y la duración de la tormenta en la estimación de la precipitación de diseño.

Utilizando la precipitación de diseño obtenida, se estima el caudal de escorrentía mediante la aplicación de la ecuación del método racional:

$$Q = \frac{C \cdot P \cdot A}{t_c} \Rightarrow Q = 9,1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

- $C = 0.42$: coeficiente de escorrentía que representa la influencia de la cobertura del suelo y las condiciones superficiales de la cuenca, valor tomado de Chow (1959),
- $P = 48 \text{ mm}$: precipitación de diseño obtenida previamente mediante la aplicación de los factores de corrección correspondientes,
- $A = 0.93 \text{ km}^2$: área total de la cuenca de aporte considerada para el cálculo,
- $t_c = 34 \text{ min}$: tiempo de concentración en la cuenca calculado según la fórmula Ramser - Kirpich:

$$t_c = \frac{0,4 \cdot L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

- $L = 1,3 \text{ km}$: longitud del cauce principal,
- $S = 0,7\%$: pendiente del cauce.



Figura 17: Cuenca de aporte al punto de descarga.

A partir del Modelo Digital del Terreno (O22A3 MDT Remesa 03) se obtiene la sección transversal en el punto de descarga que se muestra en la [Figura 18](#), cuya geometría se utiliza para estimar el tirante normal mediante la ecuación de Manning.

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

Donde:

- $Q = 9,1$ L/s: caudal de escorrentía,
- $n = 0,03$: coeficiente de rugosidad de Manning para canales naturales y planicies de inundación según [Chow](#) ([1959](#)),
- A : área mojada,
- R : radio hidráulico,
- $S = 0,01$: pendiente del cauce.

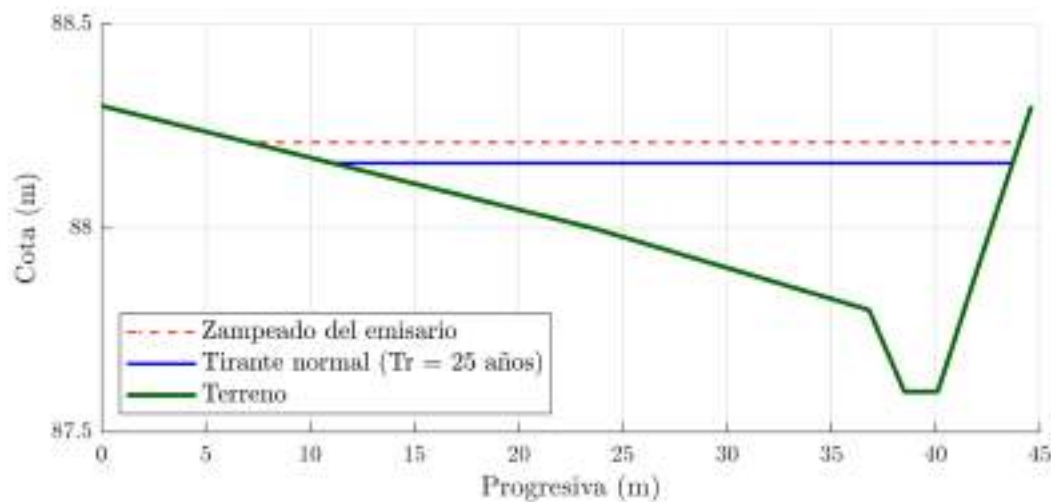


Figura 18: Sección transversal del cauce en el punto de descarga.

A partir de la ecuación se obtiene un tirante de 0,56 m. Considerando que el fondo del cauce se encuentra a una cota de 87,6 m, el nivel de agua para el escenario planteado es de 88,16 m. Al comparar este valor con la cota de zampeado del punto de descarga del emisario 88,21 m , se obtiene una diferencia de 5 cm, por lo que la descarga del emisario corresponde a flujo a superficie libre.

5.9. Balance de nutrientes

Se realizó un balance de nutrientes considerando las cargas de nitrógeno (N) y fósforo (P) presentes en el efluente tratado a la salida de la planta, con el objetivo de dimensionar la superficie mínima de césped necesaria para la absorción de dichos nutrientes.

5.9.1. Concentraciones y cargas de salida del efluente, aplicación y destino

A partir de las eficiencias de remoción de nutrientes calculadas para cada una de las unidades que componen la PTAR, se determinaron las concentraciones finales esperadas en el efluente tratado. Con base en estas concentraciones y el caudal de riego, se estimó la carga de nutrientes aplicada al césped. Para el cálculo del caudal anual, se considera que el riego con efluente tratado se realiza únicamente en los días en que la precipitación es inferior a la lámina de riego necesaria, de 2,7 mm, determinada en la [Subsección 2.4](#) (Áreas propuestas para el reúso del efluente tratado en riego). De acuerdo con los registros

históricos de precipitación de la estación Palmitas correspondientes a los últimos 30 años, se obtiene un total de 301 días de riego efectivo por año. A partir de este valor y del caudal de demanda, se estima el volumen anual de effluente tratado a reutilizar y la carga de nutrientes asociada al mismo.

En la [Tabla 24](#) se presentan los valores utilizados para el balance de nutrientes en los escenarios inicial y final.

Tabla 24: Carga de nutrientes en el effluente tratado en escenarios inicial y final.

Parámetro	Caudal de riego (m ³)	Volumen anual (m ³)	Concentración (mg/L)	Carga (kg/año)
Inicial				
Nitrógeno total (N)	97	29 200	3 ^a	74
Fósforo total (P)	97	29 200	7	201
Final				
Nitrógeno total (N)	152	45 642	3 ^a	115
Fósforo total (P)	152	45 600	7	314

^a La eficiencia calculada corresponde al amonio (NH₄⁺) y se expresa como nitrógeno (N) mediante la conversión obtenida al multiplicar por 0,82 ([Cropaia, 2024](#)).

El effluente tratado se destinará principalmente al riego de campos deportivos, de acuerdo con los usos previstos del agua de reúso presentados en la [Subsección 2.4](#) ([Áreas propuestas para el reúso del effluente tratado en riego](#)). Dado que la aplicación principal corresponde al riego de césped, se adopta como referencia el comportamiento del césped tipo turfgrass, considerando la variación estacional en su tasa de crecimiento.

5.9.2. Extracción de nutrientes

Dado que la tasa de crecimiento del césped varía a lo largo del año, la frecuencia de corte se ajusta en función de la estación: se realiza un corte semanal durante la primavera y el verano, y un corte cada dos semanas en otoño e invierno. En consecuencia, la cantidad de materia seca extraída por corte y la producción total de materia seca presentan variaciones estacionales. En la [Tabla 25](#) se presentan los valores considerados por estación.

Tabla 25: Producción estacional y anual de materia seca (MS) estimada para el área de riego.

Estación	MS producida ^a (kg/ha·corte)	Cortes cada dos semanas	Cortes por estación	MS anual (ton/ha·año)
Verano	490	2	13	7,0
Otoño	140	1	6,5	0,5
Invierno	35	1	6,5	2,0
Primavera	420	2	13	6,0
Total anual				15,5

^a Valores estimados según [Hurtado-Uría et al. \(2013\)](#).

La extracción de nutrientes se calcula a partir de la masa seca total de césped cortada y de los contenidos típicos de N y P en la biomasa. Para cada nutriente se aplica:

$$E_i = C_i \cdot MS_{\text{anual}}$$

Donde:

- E_i : extracción anual del nutriente i (kg/ha·año),
- C_i : concentración del nutriente i en la materia seca (kg de nutriente/ton de MS),
- MS_{anual} : producción anual de materia seca (ton/ha·año).

En la [Tabla 26](#) se presentan los resultados obtenidos por nutriente.

Tabla 26: Concentraciones de nutrientes en el efluente tratado.

Nutriente	MS_{anual} (ton/ha·año)	C_i ^a (kg/tonMS)	E_i (kg/ha·año)
P	15,5	6	93
N	15,5	45	698

^a Valores medios de concentración de nutrientes en tonelada de masa seca de césped, según [Kansas State University \(2024\)](#).

5.9.3. Cálculo del área mínima requerida

El área necesaria para el consumo total de los nutrientes aplicados se determina a partir de la extracción anual del nutriente del cultivo y la carga de nutrientes a aplicar:

$$A_i^{\min} = \frac{\text{Carga}}{E_i}$$

Donde:

- Carga: masa total anual del nutriente aplicado (kg/año),
- E_i : extracción anual del nutriente i por el cultivo (kg/ha·año)

En la Tabla 27 se presentan los resultados obtenidos por nutriente y el área mínima establecida.

Tabla 27: Determinación del área mínima requerida para la aplicación del efluente según las cargas de nutrientes.

Parámetro	Inicial			Final	
	E_i (kg/ha·año)	Carga (kg/año)	Área (ha)	Carga (kg/año)	Área (ha)
Nitrógeno total (N)	700	74	0,1	115	0,2
Fósforo total (P)	93,3	201	2,2	314	3,4
Área mínima			2,2		3,4

A partir del análisis realizado se determina que, para evitar la acumulación de nutrientes en el suelo, es necesario regar una superficie mínima de 2,2 ha en el escenario inicial y 3,4 ha en el escenario final. Considerando que las áreas de riego proyectadas son mayores (3,5 ha en el escenario inicial y 5,5 ha en el escenario final), se concluye que no se producirá acumulación de nutrientes en el suelo como consecuencia del riego con efluente tratado. Además, se recomienda incorporar un aporte complementario de fósforo y nitrógeno con el fin de alcanzar el equilibrio de nutrientes en el suelo.

5.10. Desinfección con cloro

Se emplea hipoclorito de sodio como agente desinfectante. El diseño del sistema se orienta a cumplir con los estándares de calidad establecidos por la EPA para el reúso de aguas residuales.

5.10.1. Concentración de cloro necesaria

La concentración de cloro necesaria se estima a partir de la ecuación de Chick–Watson, que asume una cinética de primer orden respecto a la concentración de microorganismos y del desinfectante (Tchobanoglous et al., 2013). Para ello se determina primero el coeficiente de letalidad, corregido en función de la temperatura del afluente.

El cálculo del coeficiente de letalidad ajustado a 12 °C se realiza mediante Tchobanoglous et al. (2013):

$$\Lambda_{12} = \Lambda_{20} \cdot Q_{10}^{\frac{T-20}{10}} = 0,96 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1}\cdot\text{min}^{-1}$$

Donde:

- $\Lambda_{20} = 2,0 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1}\cdot\text{min}^{-1}$: coeficiente de letalidad a 20 °C,
- $Q_{10} = 2,5$: factor de corrección por temperatura,
- $T = 12 \text{ °C}$: temperatura de diseño.

La ecuación general de Chick–Watson para el cálculo de la concentración es:

$$\log_{10} \left(\frac{CF_0}{CF_t} \right) = \Lambda \cdot C^n \cdot t \quad \Rightarrow \quad C_{\text{inicial}} = 0,13 \text{ mg/L} \quad \text{y} \quad C_{\text{final}} = 0,14 \text{ mg/L}$$

Donde:

- $CF_0 = 3231 \text{ UFC}/100 \text{ mL}$ (inicial) y $6912 \text{ UFC}/100 \text{ mL}$ (final): concentración de entrada,
- $CF_t = 0,5 \text{ UFC}/100 \text{ mL}$: concentración objetivo,
- $t = 30 \text{ min}$: tiempo de contacto,
- $\Lambda = 0,96 \text{ L}\cdot\text{mg}^{-1}\cdot\text{min}^{-1}$: coeficiente de letalidad a 12 °C,
- $n = 1$: orden de la reacción.

Siguiendo los valores mínimos recomendados por organismos de referencia, se adoptan los siguientes incrementos:

- Dosis mínima de cloro libre: 1 mg/L [United States Environmental Protection Agency \(2012\)](#).
- Demanda inmediata de cloro: 5 mg/L [Gonçalves \(2003\)](#).
- Residual de cloro libre para garantizar persistencia: 1,5 mg/L [Gonçalves \(2003\)](#).

$$C_{\text{total}}^{\text{inicial}} = 0,13 + 1 + 5 + 1,5 = 7,63 \text{ mg/L} \quad \text{y} \quad C_{\text{total}}^{\text{final}} = 0,14 + 1 + 5 + 1,5 = 7,64 \text{ mg/L}$$

En ambos escenarios, para simplificar la operación y garantizar la seguridad sanitaria, se adopta una dosis de diseño de 8 mg/L.

5.10.2. Volumen de hipoclorito de sodio comercial necesario

El volumen de hipoclorito de sodio requerido se calcula a partir de la concentración de cloro necesaria, el caudal de diseño y las características del producto comercial utilizado. En este caso, se emplea hipoclorito de sodio (NaOCl) al 10 % como fuente de cloro.

$$M_{\text{Cl}} = C_{\text{total}} \cdot Q_{\text{diseño}} \Rightarrow M_{\text{Cl}}^{\text{inicial}} = 700 \text{ g/d} \quad \text{y} \quad M_{\text{Cl}}^{\text{final}} = 1109 \text{ g/d}$$

Donde:

- M_{Cl} : masa de cloro,
- $C_{\text{total}} = 8 \text{ mg/L}$: concentración de cloro,
- $Q_{\text{diseño}} = 87,5 \text{ m}^3/\text{d}$ (inicial) y $138,7 \text{ m}^3/\text{d}$ (final): caudal medio diario con infiltración.

A partir de la masa de cloro requerida, se determina la masa correspondiente de hipoclorito de sodio comercial necesaria para aportar dicha cantidad de cloro.

$$M_{\text{NaOCl}} = \frac{M_{\text{Cl}}}{F_{\text{Cl}}} \Rightarrow M_{\text{NaOCl}}^{\text{inicial}} = 7 \text{ kg/d} \quad \text{y} \quad M_{\text{NaOCl}}^{\text{final}} = 11 \text{ kg/d}$$

Donde:

- M_{NaOCl} : masa de hipoclorito de sodio comercial,
- $M_{\text{Cl}} = 700 \text{ g/d}$ (inicial) y 1109 g/d (final): masa de cloro requerida,

- $F_{Cl} = 10 \%$: fracción de cloro activo.

Finalmente, se calcula el volumen diario de producto necesario como:

$$V_{\text{producto}} = \frac{M_{NaOCl}}{\rho} \Rightarrow V_{\text{producto}}^{\text{inicial}} = 5,8 \text{ L/d} \quad \text{y} \quad V_{\text{producto}}^{\text{final}} = 9,2 \text{ L/d}$$

Donde:

- $M_{NaOCl} = 7 \text{ kg/d}$ (inicial) y 11 kg/d (final): masa de hipoclorito de sodio comercial,
- $\rho = 1,2 \text{ g/mL}$: densidad del hipoclorito de sodio al 10% .

Por lo tanto, se requiere una dosificación aproximada de 5,8 litros diarios en el escenario inicial y 9,2 litros diarios en el escenario final de hipoclorito de sodio al 10% para asegurar la desinfección del efluente.

5.10.3. Sistema de cloración

5.10.3.1 Preselección de la bomba dosificadora

La bomba dosificadora debe ser capaz de inyectar un caudal de 4,6 L/h en ambos escenarios. Asimismo, se adopta una contrapresión de diseño de 4.35 bar, correspondiente a la presión máxima en la impulsión obtenida en la modelación hidráulica mediante EPANET.

Con estos parámetros se selecciona una bomba dosificadora de membrana tipo PROMINENT BETA X, con un rango de capacidad de 0,5 – 10 L/h y una presión admisible de hasta 10 bar. Este equipo resulta adecuado para la dosificación de hipoclorito de sodio al 10% , incorporando cabezal en PVC y juntas en EPDM, lo que asegura compatibilidad química y una operación confiable.

5.10.4. Tiempo de contacto

En cada área de reúso se dispone un tanque de almacenamiento de agua, dimensionado para contener el volumen diario correspondiente al caudal de demanda de cada punto de riego. Estos tanques actúan como volumen de contacto para garantizar una desinfección mínima de $t_c = 30 \text{ min}$ antes de su utilización.

El volumen mínimo requerido se obtiene multiplicando el caudal de bombeo por el tiempo de contacto establecido. En la Tabla 28 se presentan los volúmenes necesarios para

cumplir con los 30 minutos de tiempo de contacto, junto con los volúmenes disponibles en cada tanque para los escenarios inicial y final, los cuales fueron dimensionados con capacidad para almacenar un día del caudal de demanda diario de cada zona.

Tabla 28: Comparación entre los volúmenes requeridos para el tiempo de contacto y los volúmenes disponibles.

Escenario inicial				
Q_{bombeo} (L/s)		21,1		
Tiempo de bombeo (min)		77		
Área de reúso	Tanque	Q_{ins} (L/s)	V_{tanque} (m ³)	$V_{\text{requerido}}$ (m ³)
Cementerio	1	9,6	44	17
Cancha 2	2	4,8	22	9
Cancha 1	3	6,7	31	12
Escenario final				
Q_{bombeo} (L/s)		21,1		
Tiempo de bombeo (min)		120		
Área de reúso	Tanque	Q_{ins} (L/s)	V_{tanque} (m ³)	$V_{\text{requerido}}$ (m ³)
Cementerio	1	6,1	44	11
Cancha 2	2	3,0	22	6
Cancha 1	3	4,3	31	8
Plaza	4	3,3	24	6
Cancha 3	5	4,3	21	8

^a Valores calculados en la [Subsubsección 5.7.2](#) ([Bombeo a áreas de reúso](#)).

En todos los casos, los volúmenes disponibles en los tanques superan los mínimos requeridos, garantizando un tiempo de contacto mayor a 30 minutos. Durante este período el agua debe permanecer en reposo, sin extracción ni uso, a fin de completar la desinfección antes del riego.

5.10.5. Almacenamiento y manejo

El hipoclorito de sodio se almacenará en tanques cerrados de PEAD con tapa ventilada, adecuados para soluciones oxidantes. Para garantizar una autonomía de 30 días en el escenario final, se requiere un volumen mínimo de 276 L.

En función de este requerimiento, se instalan dos tanques opacos de PEAD tricapa de 300 L (modelo Nicoll), aptos para exposición a la intemperie. Dado que el área no cuenta con techado, se seleccionan tanques de color oscuro con el fin de reducir la radiación UV incidente y evitar la degradación del hipoclorito de sodio.

Los tanques se disponen dentro de una explanada con cubeta de contención cuya capacidad es $\geq 110\%$ del volumen de un tanque.

5.11. Interconexiones

Para el cálculo de las interconexiones a lo largo del sistema se utiliza la fórmula de Manning, con el objetivo de verificar que, bajo condiciones de caudal máximo, el tirante dentro de la tubería no supere el 75 % de su altura.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Donde:

- $n = 0,013$ Coeficiente de rugosidad de PVC para aguas residuales, según Azevedo Netto et al. (2000).
- A : Área mojada (m^2),
- R_h : radio hidráulico (m),
- S : pendiente de la tubería.

Dado que la geometría de las tuberías es circular, se utilizan relaciones geométricas específicas para determinar el área mojada, el perímetro mojado y el radio hidráulico dentro de la tubería en función del caudal circulante.

$$A = \frac{1}{8}(\theta - \sin \theta) \Phi^2 \quad , \quad P = \frac{1}{2} \theta \Phi \quad , \quad R = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right) \Phi$$

Donde:

- Φ : diámetro interno de la tubería (m),
- θ : ángulo central correspondiente al sector húmedo (rad).

5.11.1. Conexión red a fosa séptica

La conducción que conecta la red de recolección con la fosa séptica se dimensiona con un diámetro de 200 mm, acorde a las prácticas habituales para colectores secundarios en redes convencionales.

Se adopta una pendiente mínima del 0,45 %, con la cual se verifica que la tensión tractiva alcanzada es de 1,5 Pa, superando el valor mínimo recomendado de 1 Pa para evitar la acumulación de sedimentos en el interior de la tubería. Asimismo, se verifica que el flujo circula con un tirante de 32 % inferior al límite máximo de 75 % del diámetro, lo que garantiza condiciones de régimen libre.

5.11.2. Conexiones internas en la planta

Las conexiones entre los distintos módulos del sistema de tratamiento se proyectan mediante tuberías de PVC con un diámetro nominal de 160 mm y una pendiente uniforme de 0,45 %. A partir del caudal máximo se calcula el tirante hidráulico, obteniéndose una relación tirante/diámetro de 45 %, valor inferior al límite máximo de 75 % requerido para garantizar flujo en régimen libre y adecuado funcionamiento hidráulico.

5.12. Geotubos

El tratamiento de los lodos generados en la laguna facultativa se llevará a cabo mediante un proceso de deshidratación en geotubos. El espacio requerido para su disposición en planta estará determinado por el volumen de lodos a tratar.

5.12.1. Volumen de lodo a deshidratar

La acumulación de lodos en la laguna se fija en un espesor máximo de 20 cm, lo que permite que, en condiciones de limpieza, la laguna opere con una altura útil de 1,3 m. A partir de este criterio y considerando un volumen fijo de 293 m³ de lodo acumulado, se estima el intervalo de tiempo entre operaciones de limpieza.

$$t_{\text{limpieza}} = \frac{V_{\text{lodos}}}{\text{Pob} \cdot Q_{\text{lodos}}} \Rightarrow t_{\text{limpieza}}^{\text{inicial}} = 15 \text{ años} \quad \text{y} \quad t_{\text{limpieza}}^{\text{inicial}} = 10 \text{ años}$$

Donde:

- t_{limpieza} : intervalo entre remociones de lodo,
- $V_{\text{lodos}} = 293 \text{ m}^3$: volumen total de lodos acumulado,
- $\text{Pob} = 472 \text{ hab}$ (inicial) y 748 hab (final): población de diseño,
- $Q_{\text{lodos}} = 0,04 \text{ m}^3/\text{hab}\cdot\text{año}$: tasa de generación de lodos, según (Von Sperling, 2007b).

5.12.2. Área superficial necesaria

Se preseleccionan geotubos modelo SOILTAIN DW105-105, con un perímetro de 15 m, longitud de 15 m y una capacidad unitaria aproximada de $V_u \approx 181 \text{ m}^3$.

Dado que el volumen total de lodos a deshidratar es $V_{\text{lodos}} = 293 \text{ m}^3$, se requieren dos unidades, cuya capacidad conjunta asciende a aproximadamente 362 m^3 , asegurando un margen operativo adecuado.

Cada geotubo presenta una huella aproximada de $7,5 \text{ m} \times 15 \text{ m}$. Se dispondrán en paralelo, con un margen lateral mínimo de 1 m entre ellos. Para su implantación se define una plataforma única de $17 \text{ m} \times 17 \text{ m}$, construida sobre tosca compactada, impermeabilizada con geomembrana de PEAD de 1,5 mm de espesor y protegida mediante geotextil.

Bajo los geotubos se ejecuta un colchón drenante de $e = 0,15 \text{ m}$ de grava fina lavada (tamaño máximo 19–25 mm), con tren de tuberías transversales de PVC ranurado que colectan los sobrenadantes y los conducen por gravedad hacia la cámara previa a la laguna de tratamiento mediante una tubería de PVC de 160mm de diámetro. La plataforma tendrá una pendiente del 0,5% hacia el colector, mientras que la tubería de descarga seguirá la pendiente natural del terreno, del orden del 1%.

5.13. Resumen calidad de parámetros

En la Tabla 29 se presentan los valores de los parámetros principales del efluente a la salida de cada una de las unidades del sistema, para ambos escenarios considerados (inicial y final).

Tabla 29: Parámetros del efluente a lo largo de las unidades del sistema para los escenarios inicial y final.

Escenario inicial						
Parámetro	Unidad	Efluente bruto	Efluente fosa	Efluente laguna	Efluente humedal V	Salida desinfección
DBO	mg/L	270	175	40	4	4
SST	mg/L	220	88	44	4	4
CF	UFC/100 mL	$1,0 \times 10^7$	$5,2 \times 10^6$	$2,8 \times 10^5$	$2,8 \times 10^3$	≤ 1
N _{amoniacal}	mg/L	35	35	29	3	3
P _{total}	mg/L	10	8,5	7,7	6,9	6,9
pH	-	7	7	7	7	7
Escenario final						
DBO	mg/L	270	175	60	6	6
SST	mg/L	220	88	44	4	4
CF	UFC/100 mL	$1,0 \times 10^7$	$5,2 \times 10^6$	$6,2 \times 10^5$	$6,2 \times 10^3$	≤ 1
N _{amoniacal}	mg/L	35	35	31	3	3
P _{total}	mg/L	10	8,5	7,7	6,9	6,9
pH	-	7	7	7	7	7

En la [Tabla 30](#), se presenta una comparación entre los parámetros del efluente final y los valores límite establecidos por la normativa aplicable. Se consideran, por un lado, los criterios de la EPA para reúso urbano con acceso público no restringido (o riego de cultivos comestibles con contacto directo), y por otro, los valores de referencia del Decreto 226/025 para vertido en cursos de agua.

Tabla 30: Comparación de parámetros del efluente tratado con la normativa vigente.

Parámetro	Unidad	Efluente		EPA	Decreto 226/025
		Inicial	Final	Reúso objetivo	Curso de agua
DBO ₅	mg/L	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 60
SST	mg/L	≤ 5	≤ 5	≤ 5	≤ 150
CF	UFC/100 mL	≤ 1	≤ 1	No detectables	≤ 5000
N amoniacal	mg/L	≤ 5	≤ 5	–	≤ 5
P total	mg/L	≤ 10	≤ 10	–	≤ 5
pH	–	entre 6 y 9	entre 6 y 9	6 – 9	6 – 9

6. Análisis de sensibilidad frente a variaciones en las condiciones de diseño

Con el objetivo de evaluar el desempeño de la planta de tratamiento frente a variaciones en la población y en el consumo de agua, se realiza un análisis de sensibilidad considerando valores actualizados de población servida y dotación unitaria. La población adoptada corresponde a 3 habitantes por vivienda, según los datos del Censo 2023 incluidos en el plan III, los cálculos se detallan en la **Subsubsección 2.3.3 (Población servida)**. La dotación utilizada es de 70 L/hab-día, valor mínimo obtenido a partir de los consumos de agua potable reales registrados en los planes III y IV, el detalle de los cálculos se presenta en la **Subsubsección 2.3.4 (Análisis de consumos)**.

Dado que ambas variables varían directamente los caudales afluentes y, por ende, el caudal disponible para reúso, se desarrolla el presente análisis con el fin de cuantificar dicho impacto y verificar la capacidad operativa del sistema bajo estas condiciones. Para ello, se comparan los parámetros de diseño originales con los recalculados.

El análisis se realiza recalculando los caudales de diseño para los dos horizontes del proyecto. Estos caudales se incorporan al balance hidráulico diario de la planta, lo que permite evaluar el comportamiento del sistema durante eventos de tormenta, identificar posibles vertidos y determinar la disponibilidad real de efluente para reúso. Además, la variación de los caudales genera modificaciones en el funcionamiento hidráulico y en las condiciones de operación de cada una de las unidades del sistema, afectando los tiempos de retención, las cargas aplicadas, las eficiencias de remoción y los parámetros de desempeño establecidos en el diseño original.

El procedimiento aplicado incluye:

- La reestimación de los caudales afluentes según la población y la dotación actualizadas.
- El cálculo de las eficiencias y parámetros operativos de cada unidad del sistema, verificando su desempeño bajo los nuevos caudales y cargas aplicadas.
- La comparación directa con los valores de diseño original para ambos horizontes.

- La simulación del comportamiento hidráulico del sistema de tratamiento con los nuevos aportes.
- La evaluación del caudal efectivamente disponible para reúso.
- La determinación de las áreas que pueden ser atendidas bajo las nuevas condiciones hidráulicas.

En la **Tabla 31** se presentan los valores utilizados para el análisis de sensibilidad, comparando las condiciones originales de diseño con los valores recalculados para ambos horizontes del proyecto.

Tabla 31: Escenarios de sensibilidad por cambio de población y dotación para los horizontes inicial y final.

Parámetro	Unidad	Escenario inicial		Escenario final	
		Diseño	Reducido	Diseño	Reducido
Población servida	hab	472	354	748	561
Dotación	L/hab-día	100	70	100	70
Caudal de diseño	m ³ /día	87,5	67,3	138,7	106,7
Caudal para reúso	m ³ /día	97	75	152	121
Efluente reutilizado ^a	%	91	89	90	82
Satisfacción de la demanda	%	89	92	85	93
Efluente vertido ^a	%	11,3	11,4	12,3	10,8
Vertido fuera de norma	%	7	6	10	7

^a Porcentajes calculados a partir de el volumen tratado en 30 años.

La **Tabla 32** presenta los parámetros de calidad del efluente a lo largo de las unidades del sistema para los escenarios evaluados con población y dotación reducidas. En la misma se observa que la planta mantiene las eficiencias de remoción previstas incluso bajo caudales menores.

Tabla 32: Parámetros del efluente a lo largo de las unidades del sistema para los escenarios inicial y final.

Escenario inicial						
Parámetro	Unidad	Efluente bruto	Efluente fosa	Efluente laguna	Efluente humedal V	Salida desinfección
DBO	mg/L	263	171	61	6	6
SST	mg/L	220	88	44	4	4
CF	UFC/100mL	$1,0 \times 10^7$	$5,5 \times 10^6$	$7,0 \times 10^5$	6.988	≤ 1
N _{amoniacal}	mg/L	35	35	31	3	3
P _{total}	mg/L	10	8,5	7,7	6,9	6,9
Escenario final						
Parámetro	Unidad	Efluente bruto	Efluente fosa	Efluente laguna	Efluente humedal V	Salida desinfección
DBO	mg/L	263	171	42	4	4
SST	mg/L	220	88	44	4	4
CF	UFC/100mL	$1,0 \times 10^7$	$5,5 \times 10^6$	$3,2 \times 10^5$	3.242	≤ 1
N _{amoniacal}	mg/L	35	35	29	3	3
P _{total}	mg/L	10	8,5	7,7	6,9	6,9

La reducción de caudal disponible para reúso implica modificaciones en las superficies de reúso en cada horizonte. En el escenario inicial, donde originalmente estaba previsto regar dos canchas y el cementerio, el caudal reducido permite abastecer únicamente una cancha y el cementerio. En el escenario final, donde el diseño contemplaba el riego de tres canchas, el cementerio y una plaza, la disminución de caudal restringe el reúso al riego de dos canchas, la plaza y el cementerio.

El análisis de sensibilidad permite evaluar el efecto de la reducción de población y dotación sobre el desempeño global del sistema de tratamiento. Si bien la disminución de caudal implica variaciones en las condiciones hidráulicas internas, el aspecto más relevante es la disminución de la carga contaminante vertida al cuerpo receptor. La menor generación de aguas residuales se traduce en reducciones en el aporte de nutrientes (N y P), materia orgánica y patógenos, lo cual disminuye la presión ambiental sobre el curso de agua y contribuye a mejorar su calidad general. En este escenario, aun cuando el volumen disponible para reúso disminuye, limitando la superficie que puede ser atendida en cada

horizonte del proyecto, la planta mantiene su capacidad de tratamiento y el sistema opera dentro de los parámetros de calidad requeridos, generando además un menor impacto ecológico aguas abajo.

7. Operación y mantenimiento

En esta sección se presentan las actividades de operación y mantenimiento previstas para cada una de las unidades que conforman la PTAR. Se describen los procedimientos rutinarios mínimos necesarios para garantizar el correcto funcionamiento del sistema, tales como la verificación del desempeño de las estructuras hidráulicas, la limpieza y control de equipos, y el registro de los parámetros de calidad del efluente. Asimismo, se incluyen las tareas de mantenimiento preventivo y correctivo, indicando su frecuencia de ejecución, los responsables de su realización y las medidas de seguridad correspondientes. El objetivo es asegurar la continuidad operativa, la eficiencia del tratamiento y la prolongación de la vida útil de las instalaciones, minimizando los riesgos de fallas y reduciendo los impactos ambientales asociados.

7.1. Responsables de la operación y mantenimiento

De acuerdo con las disposiciones vigentes, una vez finalizadas las obras ejecutadas por MEVIR, OSE asume la responsabilidad de garantizar el funcionamiento continuo y eficiente de la planta, incluyendo las tareas de operación rutinaria, mantenimiento preventivo y correctivo, y control de la calidad del efluente tratado.

En coherencia con los lineamientos nacionales de saneamiento rural y con experiencias previas desarrolladas en el país, se considera conveniente que el operario designado por OSE para el control periódico del sistema pueda ser, siempre que resulte viable, un residente del núcleo habitacional de MEVIR. De esta forma, se favorece la presencia territorial del organismo, la apropiación social de la infraestructura y una respuesta más rápida ante eventuales contingencias.

El modelo busca fortalecer la sostenibilidad operativa y social del sistema, combinando la asistencia técnica institucional de OSE con el conocimiento y compromiso de la comunidad local, tomando como referencia las experiencias del Programa UR-X1007 (Obras

Sanitarias del Estado, 2019; BID, OSE, MGAP y ANEP, 2018) y la metodología de trabajo de MEVIR.

Los funcionarios contemplados para la operación del sistema propuesto son:

- **Jefe técnico:** responsable de la supervisión integral del sistema y del control de las actividades operativas y de mantenimiento realizadas en la planta. Sus funciones principales incluyen:
 - Asegurar que la PTAR opere conforme a los lineamientos establecidos.
 - Verificar el estado general de las unidades y la correcta ejecución de las tareas programadas.
 - Controlar el cumplimiento de los requisitos de calidad del efluente tratado.
- **Operador:** operario designado por OSE para la atención periódica del sistema. Podrá ser, cuando sea posible, un residente del núcleo habitacional MEVIR capacitado para tareas básicas de operación y mantenimiento.
 - **Visita semanal:**
 - Verificación del funcionamiento básico del sistema.
 - Constancia del estado general de las estructuras.
 - Ejecución de tareas menores de limpieza.
 - Registro de parámetros básicos de operación y lecturas del contador eléctrico de las bombas para detectar variaciones anómalas de consumo.
 - Detección temprana de posibles anomalías y comunicación inmediata de las mismas al personal técnico de OSE.
 - **Revisión quincenal:**
 - Inspección integral del sistema.
 - Revisión de los registros operativos.
 - Limpieza general, poda y corte de vegetación, además del control del estado de las unidades.

- **Oficial mecánico y/o electricista:** encargado del mantenimiento preventivo y correctivo de los equipos electromecánicos (bombas, tableros, válvulas y sistemas eléctricos). Sus funciones incluyen:
 - Participar en las revisiones semestrales y anuales.
 - Realizar pruebas de funcionamiento de los equipos.
 - Ejecutar tareas de mantenimiento preventivo y correctivo.
 - Coordinar reparaciones que requieran asistencia especializada.

- **Empresa especializada:** responsable de ejecutar tareas puntuales que requieren mayor complejidad técnica o equipamiento específico, tales como:
 - Extracción de lodos de la fosa séptica o de la laguna.
 - Limpieza de cámaras y estructuras asociadas.

- **Encargado en sitio de reúso:** responsable de las acciones vinculadas al almacenamiento, control y aplicación del efluente tratado en los predios de reúso. Sus tareas incluyen:
 - Supervisar el almacenamiento y la distribución del efluente tratado.
 - Controlar las condiciones de aplicación en los sectores de reúso.
 - Verificar que las prácticas de riego cumplan con los lineamientos operativos.
 - Reportar cualquier anomalía relacionada con el sitio de reúso.

A cada integrante se le asignarán tareas específicas de acuerdo con su función, conforme al plan de operación y mantenimiento detallado en la Tabla 35. La coordinación entre los distintos niveles de responsabilidad permitirá asegurar la continuidad del servicio, la eficiencia operativa y la adecuada gestión técnica del sistema.

7.1.1. Registro y seguimiento

Todas las tareas realizadas deben registrarse en una planilla de control, consignando la fecha, los responsables, las observaciones y cualquier anomalía detectada en el sistema.

Este registro permite llevar un seguimiento periódico, planificar acciones correctivas y asegurar la continuidad y eficiencia del funcionamiento del humedal a lo largo del tiempo.

Con el fin de optimizar la trazabilidad de la información y facilitar la supervisión institucional, se considera conveniente evaluar la implementación de un sistema de registro digital accesible a través de una plataforma web, como podría ser un entorno tipo ODOO u otra herramienta de gestión integrada. En este esquema, la planilla de control se completaría en formato electrónico por el operador en cada visita programada, quedando almacenada en una base de datos compartida con OSE. El personal técnico podría realizar el seguimiento remoto de los registros, verificar su actualización y emitir observaciones o sugerencias de mejora cuando corresponda. Este tipo de sistema permitiría fortalecer la comunicación entre los distintos niveles de gestión, estandarizar la información operativa y mejorar la trazabilidad y transparencia en la administración del sistema.

7.2. Actividades específicas de operación y mantenimiento por unidad

En esta sección se describen las actividades específicas de operación y mantenimiento correspondientes a cada una de las unidades que integran la PTAR. Las tareas detalladas constituyen el conjunto mínimo necesario para asegurar el adecuado funcionamiento hidráulico y sanitario del sistema, incluyendo inspecciones rutinarias, controles internos, manejo de lodos, limpieza de estructuras y acciones correctivas cuando sean requeridas.

7.2.1. Fosa séptica

Las tareas que se desarrollan para mantener el correcto funcionamiento de la fosa séptica se describen a continuación.

■ Inspección visual rutinaria

- Verificar que no existan desbordes, olores intensos ni acumulación de agua en el entorno.
- Comprobar que las tapas estén correctamente colocadas, en buen estado y con acceso seguro.

- Revisar que los tubos de ventilación no presenten obstrucciones.
 - Registrar observaciones en la planilla correspondiente.
- **Inspección interna (mensual)**
- Abrir las tapas de acceso y mantenerlas abiertas durante al menos 10 minutos para ventilación natural.
 - Observar el interior desde la superficie, sin ingreso inmediato por riesgo de gases tóxicos o inflamables.
 - Revisar tuberías de entrada y salida, verificando que no presenten daños.
 - Controlar que no existan sólidos flotantes que puedan obstruir la salida hacia la siguiente unidad.
 - Retirar manualmente bloqueos, utilizando herramientas adecuadas y evitando contacto directo.
 - Confirmar que el tubo de ventilación esté libre y funcionando correctamente.
- **Medición del espesor de lodos (semestral)**
- Medir la altura de lodos utilizando una vara o pértiga graduada.
 - Registrar el espesor observado en la planilla de control anual.
 - Verificar que el nivel de lodos sea menor a 1 metro; de superarse este valor, programar el vaciado.
- **Vaciado con camión barométrica (máximo cada 2 años)**
- Coordinar el vaciado cuando:
 - se cumpla el período máximo previsto, o
 - las inspecciones internas indiquen acumulación excesiva de lodos u obstrucciones.
 - Disponer adecuadamente los residuos extraídos conforme a las prácticas de gestión establecidas.

■ **Inspección estructural durante el vaciado**

- Revisar el estado de paredes, fondo y tapas.
- Verificar integridad de conexiones de entrada y salida.
- Detectar fisuras, desgastes, desplazamientos u otros daños.
- Planificar reparaciones inmediatas o programadas según la magnitud del deterioro.

7.2.2. Laguna facultativa

Las actividades de operación y mantenimiento requeridas para garantizar el adecuado desempeño de la laguna facultativa se presentan a continuación.

■ **Inspección visual (semanal)**

- Verificar la ausencia de lodos acumulados en superficie.
- Detectar manchas verdosas o negruzcas, espumas, grasas o aceites flotantes.
- Revisar la presencia de vegetación emergente o enraizada en los taludes.
- Evaluar el estado de los taludes, identificando erosiones, filtraciones o posibles desbordes.
- Registrar observaciones y anomalías detectadas.

■ **Retiro de lodos acumulados (de 10 a 15 años)**

- Utilizar una balsa flotante equipada con sistema de bombeo para realizar la remoción sin interrumpir la operación.
- Desplazar la balsa mediante cables, posicionando la succión en las zonas de mayor sedimentación para asegurar una extracción uniforme.
- Emplear equipos adecuados para fluidos con alto contenido de sólidos.
- Disponer los lodos extraídos según las prácticas de gestión correspondientes.

■ **Manejo de vegetación y entorno**

- Mantener libre de malezas la zona perimetral de la laguna.

- Realizar cortes periódicos de vegetación para evitar el crecimiento de raíces que puedan dañar el revestimiento o los taludes.
- Incrementar la frecuencia de corte durante períodos de crecimiento acelerado.
- Registrar las tareas realizadas y el estado observado.

7.2.3. Humedal de flujo subsuperficial

■ Inspección visual (semanal)

- Realizar una inspección general del humedal y su entorno inmediato.
- Verificar que no existan acumulaciones de residuos sólidos (plásticos, ramas, basura) en la superficie del lecho ni en sus alrededores.
- Controlar la presencia de malezas invasoras.
- Detectar zonas con escurrimiento superficial permanente que indiquen problemas de distribución o colmatación parcial del sustrato.
- Registrar observaciones y acciones realizadas.

■ Limpieza de sólidos (semanal)

- Retirar manualmente los residuos sólidos observados en la superficie del humedal utilizando herramientas adecuadas.
- Evitar el contacto directo con los materiales durante la limpieza.
- Disponer los residuos conforme a prácticas de gestión segura.
- Registrar la limpieza realizada y las condiciones observadas.

■ Revisión de la distribución del agua (mensual)

- Verificar que no existan puntos secos ni sectores con encharcamiento permanente en el humedal.
- Detectar obstrucciones u otros problemas en el sistema de distribución.
- Proceder a la limpieza inmediata de los elementos afectados.
- Registrar observaciones y acciones correctivas en la planilla de operación.

■ **Limpieza del sistema de distribución (anual)**

- Realizar la limpieza de los tubos de distribución una vez al año.
- Dejar correr agua a través de los tubos con suficiente presión para expulsar sedimentos y evitar bloqueos.
- Confirmar que los orificios de salida queden despejados y funcionando adecuadamente.

■ **Manejo de la vegetación (anual)**

- Podar o cosechar la vegetación del humedal de forma periódica.
- Retirar completamente el material cortado para evitar su descomposición dentro del sistema.

7.2.4. Reservorio

■ **Inspección visual (semanal)**

- Verificar el estado general del reservorio y su entorno inmediato.
- Comprobar que el nivel de agua se mantenga dentro del rango operativo previsto.
- Asegurar que no existan desbordes ni pérdidas por filtración.
- Revisar la presencia de sólidos flotantes y retirar si corresponde.
- Registrar observaciones y condiciones detectadas.

■ **Manejo de vegetación y entorno (15 días)**

- Mantener libre de malezas la zona perimetral del reservorio.
- Realizar cortes periódicos de vegetación para evitar el crecimiento de raíces que puedan dañar el revestimiento o los taludes.
- Aumentar la frecuencia de corte durante períodos de crecimiento acelerado.
- Registrar las tareas realizadas y el estado observado.

7.2.5. Desinfección con cloro

■ Operación del sistema de dosificación

- Verificar periódicamente el funcionamiento de la bomba dosificadora y el caudal de inyección.
- Controlar el estado y operación de la válvula de retención, válvula anti-sifón, válvula de contrapresión y boquilla de inyección.
- Asegurar que no existan fugas, obstrucciones ni cristalización de sales.
- Comprobar el funcionamiento de la alarma de nivel bajo del tanque de hipoclorito para garantizar el reabastecimiento oportuno.
- Revisar la presión de descarga indicada en el manómetro y verificar la ausencia de pérdidas en las conexiones.
- Realizar una verificación visual cada 15 días y una revisión operativa completa mensual.
- Registrar observaciones, ajustes realizados y consumo de reactivo.

■ Mantenimiento de la bomba dosificadora

- Limpiar el cabezal de dosificación y revisar visualmente sellos y juntas.
- Controlar el estado de las mangueras de aspiración e impulsión.
- Registrar en una planilla la fecha de cada revisión, observaciones y piezas reemplazadas o limpiadas.
- Programar la revisión o sustitución del cabezal y válvulas cuando disminuya el caudal dosificado o existan fugas.
- Realizar una revisión general cada 6 meses.
- Efectuar una limpieza completa anual siguiendo las recomendaciones del fabricante.

■ Manipulación y almacenamiento del hipoclorito de sodio

- Utilizar siempre los elementos de protección personal: guantes, lentes protectores, delantal impermeable y calzado cerrado.

- Almacenar el hipoclorito en dos tanques de PEAD opacos de 300 L, con cubeta de contención de capacidad $\geq 110\%$ del volumen del tanque mayor.
- Agregar siempre el hipoclorito sobre el agua durante la preparación o dilución, nunca al revés.
- Prohibir fumar, comer o beber durante la manipulación.
- En caso de contacto con piel u ojos, enjuagar inmediatamente con abundante agua y buscar atención médica.
- Verificar cada 15 días el estado del recinto, tanques, tapas, conexiones y cubeta de contención.
- Reemplazar cualquier tanque o componente que presente fisuras, pérdidas, deformaciones o signos de corrosión.

7.2.6. Interconexiones y pozos de bombeo

■ Inspección visual y control general (semanal)

- Verificar la ausencia de fugas, filtraciones y acumulaciones de agua en superficie que indiquen roturas o pérdidas en las conducciones.
- Controlar el estado de las tapas de cámaras de inspección, asegurando que estén firmes, sin fisuras y correctamente selladas.
- Comprobar que los cables eléctricos y conducciones estén correctamente sujetas y sin daños visibles.
- Revisar el funcionamiento de los niveles de arranque y parada automática del sistema de bombeo, verificando que operen dentro de los rangos establecidos.

■ Mantenimiento preventivo de interconexiones (cada 6 meses o según condiciones)

- Revisar las uniones entre tramos de tubería, especialmente en zonas con asentamientos diferenciales o próximas a cámaras de inspección.
- Reparar filtraciones, desplazamientos o deformaciones detectadas para restablecer la estanqueidad.

- Mantener las cámaras libres de sedimentos y con ventilación adecuada.
- Comprobar el correcto cierre de tapas y la ausencia de humedad en uniones y conducciones.
- Registrar todas las observaciones y acciones realizadas en la planilla correspondiente.

■ Operación del sistema de bombeo

- Verificar periódicamente el funcionamiento alternado o en respaldo de las bombas.
- Controlar el caudal impulsado y detectar ruidos o vibraciones anómalas.
- Revisar posibles obstrucciones en la succión, presencia de aire en la línea o pérdidas en válvulas y uniones.
- Comprobar el estado y funcionamiento de los flotantes de nivel.
- Verificar el estado general de los cables y conexiones.
- Realizar una inspección visual semanal y una revisión operativa completa mensual.

■ Mantenimiento preventivo de bombas

- Cada 3 meses:
 - Limpieza del pozo de bombeo, retirando residuos sólidos, arenas o grasas acumuladas.
 - Verificación visual del estado general de la bomba y del cableado expuesto.
- Cada 6 meses:
 - Revisión del funcionamiento de los flotantes de nivel.
 - Control visual de las conexiones eléctricas.
 - Verificación de continuidad del cableado.
 - Comprobación de ausencia de fugas y vibraciones anómalas.

- Anualmente:
 - Inspección del estado de impulsores, sellos mecánicos y cuerpo de bomba.
 - Control de aislación eléctrica.
 - Prueba de arranque manual y verificación del sentido de giro del motor.
- En caso de fallas o disminución notable del caudal: retirar la bomba y enviarla a servicio técnico especializado.

7.2.7. Emisario para vertido de contingencia

- Utilizar el emisario únicamente en situaciones excepcionales: interrupción temporal del reúso o desvíos por mantenimiento del sistema.
- Realizar una inspección general cada 6 meses, verificando:
 - el estado estructural de cámaras y tapas,
 - la ausencia de obstrucciones en la conducción,
 - la integridad del punto de descarga.
- Efectuar una revisión adicional después de lluvias intensas o durante/tras eventos de operación del emisario.
- Comprobar la inexistencia de erosiones, filtraciones y acumulación de sedimentos.
- Retirar hojas, residuos u objetos que puedan obstruir el flujo.
- Registrar todas las observaciones y tareas realizadas en la planilla de mantenimiento.
- Realizar reparaciones inmediatas ante la detección de daños o fugas antes de volver a habilitar el emisario.

7.2.8. Control de calidad de efluente

- Medir parámetros de calidad del efluente para evaluar el funcionamiento de la PTAR y el desempeño de sus unidades.
- Monitoreo de parámetros del efluente tratado

- Realizar mediciones periódicas de DBO, SST, nutrientes y coliformes en la salida del humedal.
 - Medir cloro residual y coliformes en el primer y último tanque de agua de reúso (canchas, cementerio, etc.).
 - Realizar un muestreo semestral de agua bruta y tratada.
 - Verificar que el agua cumpla los criterios establecidos para su destino final.
- Monitoreo de suelos en áreas de reúso
 - Implementar un programa de monitoreo de nutrientes del suelo en los sitios de reúso.
 - Efectuar una medición inicial antes de comenzar las actividades de reúso.
 - Realizar evaluaciones anuales para verificar la evolución de la fertilidad.
 - Prevenir impactos negativos asociados al uso prolongado de efluentes.

7.3. Resumen

La información se organiza en forma de tabla, indicando la frecuencia de ejecución, el tipo de mantenimiento y los responsables asignados a cada tarea. El registro de estas actividades se realiza mediante la planilla de control prevista para la planta, la cual constituye el instrumento principal de seguimiento operativo. Dicha planilla será completada por el operador en cada visita quincenal y remitida al área técnica de OSE para su revisión y archivo. Este procedimiento permite mantener una trazabilidad clara de las acciones realizadas, facilitar la supervisión institucional y asegurar el cumplimiento del plan de mantenimiento preventivo y correctivo establecido para el sistema.

Tabla 33: Resumen de actividades de operación y mantenimiento

Actividad	Frecuencia	Tipo de mantenimiento	Responsable/s
Actividades generales de la PTAR			
Inspección general del funcionamiento	7 días	Preventivo	Operario
Inspección de los cercos perimetrales	15 días	Preventivo	Operario
Revisión del portón de acceso	15 días	Preventivo	Operario
Revisión de caminería	15 días	Preventivo	Operario
Inspección general	3 meses	Preventivo	Jefe técnico
Corte del césped de la PTAR	15 días	Preventivo	Operario
Fosa séptica			
Inspección del entorno	7 días	Preventivo	Operario
Revisión de desbordes	7 días	Correctivo	Operario
Presencia de olores intensos	7 días	Correctivo	Operario
Apertura de tapas y ventilación	1 mes	Preventivo	Operario
Presencia de obstrucciones o acumulaciones inusuales en el interior de la fosa	1 mes	Correctivo	Operario
Revisión del estado de las tee de entrada y salida	1 mes	Preventivo	Operario
Revisión del estado del tubo de ventilación (Ausencia de obstrucciones)	7 días	Preventivo	Operario
Medición del nivel de lodos	6 meses	Preventivo	Operario
Retiro de lodos mediante barométrica	2 años	Correctivo	Empresa especializada
Laguna facultativa			
Inspección del entorno	7 días	Preventivo	Operario
Presencia de flotantes, sólidos o vegetación en la laguna	7 días	Correctivo	Operario
Color de la superficie	7 días	Preventivo	Operario
Revisión del estado de los taludes	7 días	Preventivo	Operario
Limpieza de talud y corte de vegetación	15 días	Preventivo	Operario
Extracción de lodos del fondo de la laguna	10-15 años	Correctivo	Empresa especializada

Tabla 34: Continuación resumen de actividades de operación y mantenimiento

Actividad	Frecuencia	Tipo de mantenimiento	Responsable/s
Humedal			
Inspección del entorno	7 días	Preventivo	Operario
Presencia de residuos sólidos en el lecho	7 días	Correctivo	Operario
Zonas de escurrimiento permanente	7 días	Correctivo	Operario
Limpieza del sistema de distribución	1 año	Preventivo	Operario
Limpieza de residuos sólidos en el lecho y entorno del humedal	7 días	Correctivo	Operario
Revisar que en el humedal no hayan puntos secos ni encharcamiento	1 mes	Preventivo	Operario
Limpieza de talud y corte de vegetación	15 días	Preventivo	Operario
Poda de carrizo	1 año	Preventivo	Operario
Retiro y disposición adecuada de los residuos de la poda	1 año	Preventivo	Operario
Reservorio			
Inspección del entorno	7 días	Preventivo	Operario
Revisión del estado de los taludes	15 días	Preventivo	Operario
Limpieza de talud y corte de vegetación	15 días	Preventivo	Operario
Desinfección			
Verificación del caudal de inyección	15 días	Preventivo	Operario
Control del estado y operación de las válvulas y la boquilla de inyección	15 días	Preventivo	Operario
Verificación del nivel en el tanque de hipoclorito	15 días	Preventivo	Operario
Verificación de la operativa	1 mes	Preventivo	Oficial mecánico y operario
Limpieza del cabezal de dosificación	6 meses	Preventivo	Oficial mecánico
Revisión visual de sellos y juntas y control del estado de las tuberías	6 meses	Preventivo	Oficial mecánico y operario
Limpieza completa	1 año	Preventivo	Oficial mecánico
Verificación del estado del recinto	15 días	Preventivo	Operario
Verificación del estado de los tanques	15 días	Preventivo	Operario

Tabla 35: Continuación resumen de actividades de operación y mantenimiento

Actividad	Frecuencia	Tipo de mantenimiento	Responsable/s
Interconexiones y pozo de bombeo			
Ausencia de fugas, filtraciones y acumulaciones de agua en superficie	7 días	Correctivo	Operario
Verificación del estado de las tapas de las cámaras de inspección	7 días	Preventivo	Operario
Verificación de la correcta sujeción de los cables eléctricos	7 días	Preventivo	Operario
Verificación de los niveles de arranque y parada	7 días	Preventivo	Operario
Revisión de las uniones entre tramos de tubería	6 meses	Preventivo	Oficial mecánico y operario
Verificación del estado de las cámaras (ausencia de sedimentos y ventilación adecuada)	6 meses	Preventivo	Operario
Verificación del funcionamiento de las bombas, el caudal impulsado y la ausencia de ruidos o vibraciones anómalos	1 mes	Correctivo	Jefe técnico y mecánico.
Verificación del funcionamiento de la variable de nivel	7 días	Preventivo	Operario
Limpieza del pozo	3 meses	Preventivo	Jefe técnico y operario
Verificación del correcto funcionamiento de los flotantes de nivel	6 meses	Preventivo	Oficial mecánico
Revisión visual de las conexiones eléctricas	6 meses	Preventivo	Oficial mecánico
Ausencia de fugas	6 meses	Correctivo	Oficial mecánico
Revisión del estado de impulsores, sellos mecánicos y cuerpo de bomba	1 año	Correctivo	Oficial mecánico
Control de aislación eléctrica y prueba de arranque manual	1 año	Preventivo	Oficial mecánico
Emisario de contingencia			
Verificación del estado estructural de las cámaras y tapas	6 meses	Preventivo	Operario
Ausencia de obstrucciones en la conducción y la integridad del punto de descarga	6 meses	Correctivo	Operario
Ausencia de erosiones, filtraciones y acumulación de sedimentos	1 año	Correctivo	Operario
Control de calidad del efluente			
Medición DBO, SST, nutrientes y coliformes en la salida del humedal	6 meses	Preventivo	Jefe técnico
Medición de cloro y coliformes en el primer y último tanque de reúso	6 meses	Preventivo	Jefe técnico
Monitoreo de nutrientes (reúso)	1 año	Preventivo	Encargado en sitio reúso

7.4. Puesta en marcha

La presente memoria describe las tareas necesarias para la puesta en marcha de la PTAR de Palmitas, correspondiente a los Planes III y IV de MEVIR. Esta etapa comprende el conjunto de acciones destinadas a verificar el correcto funcionamiento de todas las unidades de la planta, realizar los ajustes operativos requeridos y asegurar el cumplimiento de las condiciones de diseño antes de la recepción provisoria de las obras.

La puesta en marcha se desarrollará una vez finalizadas las obras civiles, instalaciones electromecánicas y conexiones eléctricas, y luego de aprobadas las pruebas hidráulicas de las conducciones e impulsiones. Durante este período se verificará la calibración, operación y coordinación de los distintos equipos, así como el comportamiento hidráulico de los procesos de tratamiento y de las unidades de deshidratación de lodos.

7.5. Objetivos de la puesta en marcha

- Verificar la estanqueidad de las unidades y conducciones.
- Confirmar los caudales y cargas de bombeo previstos en el diseño.
- Comprobar la correcta instalación y protección eléctrica de los equipos.
- Ajustar los niveles de arranque y parada de las bombas.
- Poner en servicio los sistemas de cloración y de reuso de agua tratada.
- Validar de la operación del sistema de deshidratación mediante una prueba hidráulica con agua limpia, verificando el escurrimiento hacia las regueras perimetrales y la descarga final hacia la laguna facultativa.
- Capacitar al personal de operación en maniobras, mantenimiento y seguridad.

7.6. Desarrollo de la puesta en marcha

Previo al inicio, el contratista presentará a la Dirección de Obra un cronograma detallado de actividades, incluyendo ensayos, calibraciones, limpiezas y secuencias de llenado de cada unidad. El período de puesta en marcha comprenderá la puesta en funcionamiento progresiva de las siguientes etapas:

- a) **Llenado inicial de unidades:** Se llenará la fosa séptica y la laguna facultativa con agua limpia hasta los niveles operativos previstos, verificando la ausencia de fugas y el correcto funcionamiento de los vertederos y cámaras de entrada y salida. La verificación se realiza mediante inspección visual de posibles pérdidas en juntas, muros y conexiones, observación del nivel del agua durante un período mínimo de 24 horas y comprobación del flujo uniforme a través de los dispositivos de entrada y salida.
- b) **Puesta en servicio del pozo de bombeo:** Se ensayarán las bombas sumergibles instaladas en el pozo desde laguna a humedal, verificando el acople automático, el arranque, parada y alarma por flotadores, el correcto funcionamiento de válvulas y la estanqueidad del sistema FD 100 / PEAD 125.
- c) **Prueba del humedal de flujo vertical:** Se verificará la distribución uniforme del afluente en las líneas perforadas, el escurrimiento por el lecho filtrante y la recolección del efluente en los drenes. Se comprobará el llenado y vaciado de los módulos.
- d) **Prueba del sistema de cloración:** Se realizará la dosificación de hipoclorito de sodio al 10 %, verificando el caudal de la bomba dosificadora, la estanqueidad de la línea de impulsión y la concentración residual en el punto de control de la tubería de contacto.
- e) **Prueba del reservorio y bombeo a reúso:** Se llenará el reservorio hasta su nivel operativo (1,5 m), verificando la integridad de la geomembrana. Luego se pondrán en marcha las bombas sumergidas de reúso para comprobar caudal, presión y arranque. Se ensayará la impulsión en tubería de PEAD Ø 140–90–110 mm, correspondiente a los tres tramos del sistema, realizando la apertura de las válvulas de aire y de drenaje para verificar el correcto funcionamiento hidráulico. Asimismo, se comprobará que la activación del sistema desde el punto de reúso opere correctamente, garantizando el arranque automático de las bombas cuando se demande agua tratada.
- f) **Puesta en servicio de la deshidratación de lodos:** Se efectuará el llenado de un geotubo con lodo espesado. Se controlará la velocidad de llenado, el drenaje

gravitacional hacia la laguna facultativa y el estado del geotextil.

7.7. Controles y registros

Durante la puesta en marcha se realizarán los siguientes controles:

- Ensayo de continuidad eléctrica, puesta a tierra y protecciones diferenciales.
- Verificación del sentido de giro y amperaje de las bombas.
- Medición de caudal y presión en impulsiones.
- Medición del tiempo de retención hidráulica en la tubería de contacto.
- Determinación de cloro residual libre en el efluente clorado.
- Comprobación del funcionamiento de válvulas de aire, desagües y purgas.
- Inspección visual de posibles pérdidas en uniones y acoples.
- Registro de los niveles de arranque, parada y alarma en los pozos.
- Control de estabilidad y drenaje de la playa de geotubos.

Todos los resultados se registrarán en planillas diarias firmadas por el contratista y la Dirección de Obra. Cualquier desvío o falla deberá ser corregido previo al avance de la siguiente etapa.

7.8. Muestreos y verificación de la calidad del efluente

Durante la puesta en marcha se efectuarán muestreos periódicos en los puntos de control establecidos para cada unidad del sistema, con el objetivo de verificar la evolución de la calidad del efluente y confirmar el cumplimiento de los parámetros de diseño.

Los puntos de muestreo serán:

- Efluente de la fosa séptica (verificación de remoción de sólidos suspendidos totales).
- Efluente del humedal de flujo vertical (control de DBO, SST y coliformes).

- Efluente clorado final (control de cloro residual libre, coliformes, nitrógeno y fósforo).

Las determinaciones analíticas incluirán, según corresponda: pH, temperatura, DBO₅, SST, nitrógeno total, coliformes fecales y cloro residual libre. La frecuencia mínima de muestreo será quincenal durante el período de puesta en marcha.

Los resultados deberán demostrar la tendencia de estabilización del proceso y el cumplimiento sostenido de los límites de vertido o reúso aplicables. El registro de los análisis forma parte del Informe de puesta en marcha, que acompaña la solicitud de recepción provisoria de la obra.

8. Costos

8.1. Costos de implantación

La estimación de los costos de implantación considera la inversión necesaria para la construcción de la PTAR en el escenario inicial. Incluye todos los componentes para asegurar la operatividad del sistema, abarcando la ejecución de las obras civiles, el suministro e instalación de equipos electromecánicos, la red eléctrica e instrumentación, la impermeabilización de las distintas unidades de tratamiento, las interconexiones, etc. Asimismo, contempla las tareas de montaje, pruebas y puesta en marcha, etapas fundamentales para verificar el correcto desempeño del conjunto.

Los costos se estiman tomando como referencia los costos fictos de construcción establecidos en el convenio vigente entre OSE y MEVIR (OSE y MEVIR, 2023). La utilización de estos valores permite mantener criterios de evaluación coherentes con los aplicados por MEVIR, garantizando la comparabilidad y la consistencia. En el Anexo 1 se presentan, además, los costos desglosados de la solución propuesta.

Las tablas 36 y 37 presentan los principales rubros que conforman la PTAR, organizados por unidad constructiva y con sus respectivos costos totales. Estos valores representan la inversión base requerida para llevar adelante la implantación del sistema propuesto y constituyen el punto de partida para la evaluación de costos integral del proyecto. Con estos datos, se obtiene un costo de implantación por habitante de CAPEX/hab = \$ 74 285, lo que representa un 2,5 % de la inversión de MEVIR actual.

Tabla 36: Detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Precio total ^a (miles de \$)
1	Implantación y movilización	1 623
2	Movimiento de suelos	3 460
2.1	Excavación no clasificada	3 460
3	Fosa séptica	2 977
3.1	Hormigón y hormigón armado	2 767
3.2	Varios	213
4	Laguna de tratamiento	1 991
4.1	Impermeabilización	1 981
4.2	Varios	9
5	Pozo de bombeo interno	3 043
5.1	Hormigón y hormigón armado	1 008
5.2	Piezas especiales y accesorios	726
5.3	Varios	431
5.4	Instalación electromecánica	655
5.5	Línea de impulsión	223
6	Humedal de tratamiento	4 079
6.1	Impermeabilización	510
6.2	Piezas especiales y accesorios	1 101
6.3	Varios	2 469
7	Reservorio	3 290
7.1	Impermeabilización	630
7.2	Hormigón y hormigón armado	211
7.3	Piezas especiales y accesorios	719
7.4	Varios	222
7.5	Emisario	789
7.6	Instalación electromecánica	718

^a Los precios incluyen Leyes Sociales.

Tabla 37: Continuación: Detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Precio total ^a (miles de \$)
8	Impulsión a reúso	5 018
8.1	Suministro e instalación de tuberías y accesorios	3 495
8.2	Varios	1 152
8.3	Instalaciones de control	372
9	Deshidratación	664
9.1	Impermeabilización	249
9.2	Varios	414
10	Interconexiones y cámaras	1 303
10.1	Suministro e instalación de tuberías	566
10.2	Construcción de cámaras - registros	738
11	Aspectos generales	6 640
11.1	Instalación eléctrica	1 386
11.2	Acondicionamiento de terreno	4 897
11.3	Suministro e instalación de tuberías y accesorios agua potable	357
12	Desmovilización y limpieza general de la obra y confección de planos	974
TOTAL (miles de \$)		35 062

^a Los precios incluyen Leyes Sociales.

A partir de los datos presentados en las tablas 36 y 37, la Figura 19 muestra la distribución porcentual de los costos de implantación según los distintos rubros del proyecto. Se destacan los mayores porcentajes en Aspectos generales (18.9%), Impulsión a reúso (14.3%) y Humedal de tratamiento (11.6%). Estos rubros, junto con otros componentes como Movimiento de suelos y Reservorio, concentran gran parte de la inversión, lo que permite visualizar de forma clara cómo se reparte el presupuesto destinado a la construcción de la planta. Este tipo de análisis facilita la identificación de los ítems más relevantes en términos económicos y aporta insumos útiles para la planificación de la ejecución.

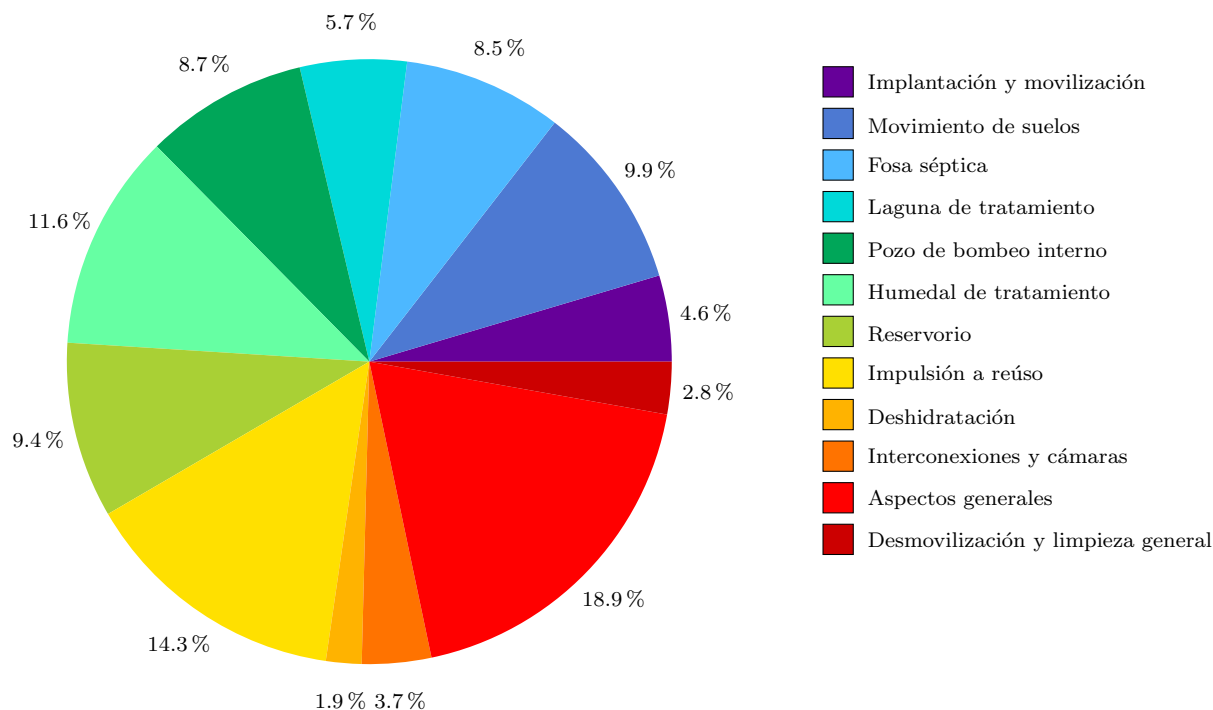


Figura 19: Distribución porcentual por rubro del costo de implantación.

Por otra parte, la [Figura 20](#) muestra una agrupación general de los costos de implantación en tres grandes categorías: Obra civil, Suministros electromecánicos y Eléctrica y control. En este caso, se observa que la obra civil concentra el 91 % del presupuesto total, mientras que los otros dos grupos representan el 4 % y 5 %, respectivamente.

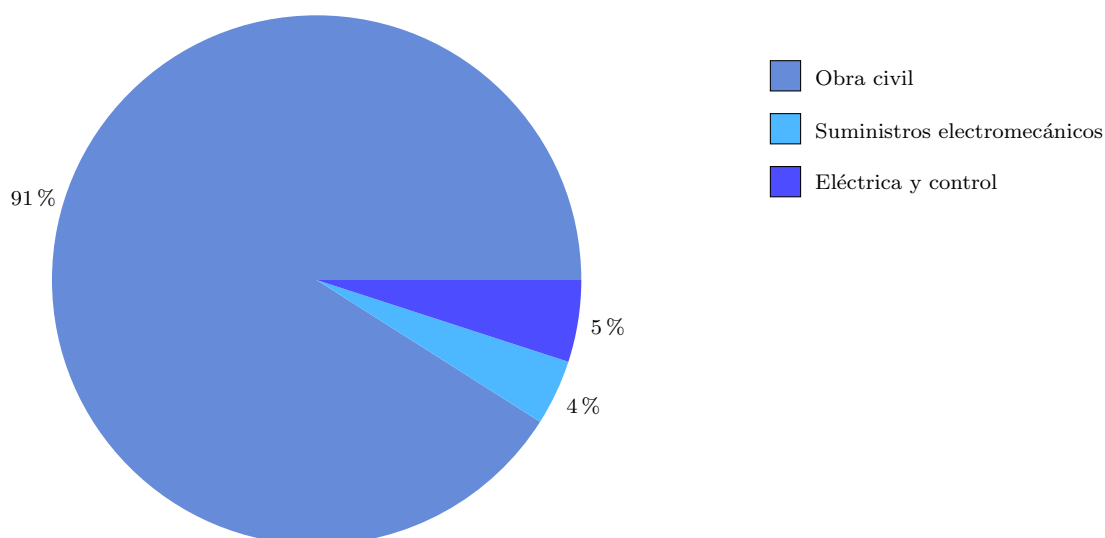


Figura 20: Distribución porcentual por categoría del costo de implantación.

8.2. Costos operación y mantenimiento

Los costos de operación y mantenimiento corresponden a los gastos necesarios para garantizar el funcionamiento continuo, seguro y eficiente de la PTAR durante su vida útil. Incluyen el costo del personal operativo, los insumos de proceso, la reposición programada de componentes y las intervenciones de mantenimiento preventivo y correctivo de los equipos electromecánicos.

La [Tabla 38](#) resume tanto los costos anuales de operación rutinaria, permitiendo estimar el gasto global asociado al funcionamiento del sistema. El costo anual por habitante para la operación y el mantenimiento de la planta es OPEX/hab = \$1 100 por año.

Tabla 38: Detalle de costos correspondiente a la operación y mantenimiento anual de la planta de tratamiento propuesta.

Personal			
	Horas anuales (hs)	Costo por hora (\$/hs)	Costo total (miles de \$/año)
Operario	416	264	110
Oficial mecánico / electricista	32	307	10
Jefe técnico	96	566	54
Total			174
Suministros			
	Consumo anual	Precio unitario (\$)	Costo total (miles de \$/año)
Productos químicos (L)	2 117	43,6	92
Consumo energético (kWh)	11 253	5397	80
Mantenimiento de equipos			53
Total			225
Monitoreo de parámetros			
	Monitoreos anuales	Precio unitario (\$)	Costo total (miles de \$/año)
Campaña afluente	2	25 750	52
Campaña efluente	2	34 025	68
Total			120
Total miles de \$/año = 519			

Asimismo, se contemplan en la [Tabla 39](#) los costos de las tareas especiales asociadas a

la gestión de lodos y limpieza de unidades, tales como la extracción de lodos de la laguna facultativa y la limpieza de la fosa séptica.

Además, se estima un costo de \$8 750 cada 2 años para la limpieza de lodos de la fosa séptica y un costo de aproximadamente 950 mil pesos uruguayos cada 10 a 15 años para la extracción de lodos de la laguna facultativa.

Tabla 39: Detalle de costos correspondiente a la operación y mantenimiento de la planta de tratamiento propuesta.

	Frecuencia (años)	Costo total (miles de \$)
Limpieza fosa séptica	2	9
Extracción lodos laguna facultativa	10 -15	949

Por lo tanto, el costo total ponderado de operación y mantenimiento es de 400 \$/hab·año.

8.3. Comparativa de costos entre la solución propuesta, la alternativa tradicional de MEVIR y opciones de tratamiento intensivo

En la [Tabla 40](#) se muestra una comparación de costos entre la solución propuesta (Alternativa reúso), la solución desarrollada por MEVIR y una PTAR intensiva (pretratamiento, tratamiento biológico con lodos activados, desinfección UV), considerando sus costos por habitante y el área requerida por las unidades de la planta.

Tabla 40: Comparación entre la solución propuesta (Proyecto de grado), la solución desarrollada por MEVIR y una PTAR intensiva

	MEVIR	Alternativa reúso	PTAR intensiva
CAPEX/hab (\$/hab)	72 480	74 285	104 200 ^a
OPEX/hab (\$/hab·año)	740	1 100	3 100
Área (m ²)	7 600	8 200	200

^a Cotización de proveedor regional.

En cuanto al costo de implantación (CAPEX) por habitante, los tres sistemas presentan valores del mismo orden de magnitud, con MEVIR como la alternativa más económica

y la PTAR intensiva como la de mayor inversión. La Alternativa reuso se ubica en una posición intermedia entre ambas.

Respecto al costo de operación (OPEX), MEVIR presenta el valor más bajo, debido a que su funcionamiento requiere un nivel mínimo de intervención y muy poco equipamiento. Tanto la Alternativa reuso como la PTAR intensiva muestran costos operativos superiores, lo que se explica por la presencia de equipamiento electromecánico y por los mayores requerimientos de personal y mantenimiento asociados a estos sistemas.

Finalmente, en términos de superficie requerida, MEVIR y la Alternativa reuso demandan áreas más extensas. En contraste, la PTAR intensiva requiere una superficie considerablemente menor, ya que este tipo de sistemas compactos reduce de forma significativa el área total necesaria respecto de las soluciones extensivas basadas en lagunas y humedales.

9. Resultados Comparativos: Proyecto de Reúso vs. Alternativa Tradicional

La comparación entre la solución propuesta y el esquema tradicional de MEVIR permite evaluar las diferencias en desempeño ambiental, operativo y de costos entre ambos enfoques. Si bien el proyecto de reúso requiere una inversión inicial más elevada y mayores costos de operación, debido a la incorporación de unidades adicionales de tratamiento, almacenamiento y desinfección, estos incrementos se compensan con mejoras sustantivas en la reducción de cargas contaminantes, la disminución de vertidos y el aprovechamiento del efluente tratado. Estos aspectos adquieren especial relevancia en localidades donde las opciones de descarga son limitadas o donde se busca minimizar el impacto sobre los cursos de agua.

Con el objetivo de sintetizar estas diferencias y presentar de manera comparativa los criterios técnicos, ambientales y económicos evaluados en el escenario inicial, se muestra en la Tabla 41 la comparación entre ambas alternativas.

Tabla 41: Comparación entre la solución propuesta y la alternativa tradicional de MEVIR.

Criterio	Alternativa reúso	MEVIR actual
Costo de inversión (\$ CAPEX/hab)	74 285	72 480
Costo de OyM (\$ OPEX/hab·año)	1 100	740
Costo de consumo energético (\$/año)	80 000	0
Eficiencia en remoción de DBO	96 %	83 %
Aporte anual de DBO al curso (kg/año·hab)	1	1200
Aporte anual de P al curso (kg/año·hab)	2	200
Aporte anual de CF al curso (UFC/año·hab)	$3,0 \times 10^4$	$2,6 \times 10^5$
Aprovechamiento del efluente tratado	89 %	0 %
Frecuencia anual de vertidos	11,4 % ^a	100 %
Volumen de efluente vertido ^b	11,3 %	100 %

^a Porcentaje anual de vertidos de contingencia en caso de lluvia.

^b Porcentaje calculado a partir volumen tratado en 30 años.

Se podría profundizar el estudio incorporando un Análisis Costo–Beneficio Social (ACBS) que permite valorar económicamente los impactos ambientales y sociales asociados a cada alternativa. Este tipo de evaluación no solo integraría los costos de inversión y operación, sino que además monetizaría los beneficios derivados de la reducción en cargas contaminantes (DBO, fósforo y otros parámetros), la disminución en la frecuencia y el volumen de los vertidos y el aprovechamiento del efluente tratado. Para ello sería necesario definir valores monetarios para cada externalidad, utilizando metodologías como costos evitados, daños evitados, sustitución de recursos hídricos o precios derivados de la literatura. Asimismo, el ACBS debería considerar externalidades positivas adicionales, como mejoras en la calidad del agua del entorno, reducción de riesgos sanitarios, menores presiones sobre los cursos receptores y aportes a la resiliencia hídrica local, así como cualquier posible externalidad negativa asociada a la operación del sistema.

Desde un punto de vista metodológico, un posible enfoque para este tipo de comparación es el cálculo del Valor Presente Neto Social incremental ($VPNS_{inc}$), dado que el objetivo central es evaluar cuál de las dos alternativas, el sistema de reúso o el esquema tradicional de MEVIR, genera un mayor beneficio neto para la sociedad a lo largo de la vida útil del proyecto. En este enfoque, el VPNS se calcula para cada alternativa a

partir de la diferencia descontada entre beneficios y costos, y luego se obtiene el valor incremental mediante la expresión:

$$VPNS_{\text{inc}} = VPNS_{\text{Reúso}} - VPNS_{\text{MEVIR}}$$

Esta formulación permitiría comparar ambas soluciones de manera integral, incorporando explícitamente los beneficios ambientales y sociales que no suelen reflejarse en las comparaciones puramente técnicas o económicas convencionales. De manera complementaria, podrían emplearse indicadores adicionales, como la Relación Beneficio–Costo o el Costo Anual Equivalente, para reforzar la interpretación de los resultados.

No obstante, la aplicación cuantitativa de este tipo de análisis requiere una base metodológica específica y competencias propias de las ciencias económicas, por lo que su desarrollo completo excede el alcance del presente proyecto. En esta instancia, su presentación se limita a delinear un posible marco conceptual para futuras evaluaciones socioeconómicas.

10. Especificaciones particulares

La presente sección detalla las especificaciones particulares del proyecto de la PTAR correspondiente a los planes III y IV de MEVIR, ubicada en la localidad de Palmitas, departamento de Soriano. Comprende el suministro e instalación de los equipos electromecánicos, las tuberías y accesorios asociados a las impulsiones e interconexiones entre unidades de tratamiento, así como las instalaciones destinadas a la deshidratación de lodos mediante geotubos. Todos los materiales y equipos deberán ser nuevos, de primera calidad, y su montaje se realizará conforme a las guías técnicas de [OSE \(2022\)](#).

10.1. Suministro y montaje de equipos electromecánicos

10.1.1. Bombas desde laguna a humedal

Se instalarán bombas centrífugas sumergibles aptas para aguas residuales con las características presentadas a continuación:

- Cantidad : 1 en servicio y 1 en reserva.

- Materiales: cuerpo y rodete en hierro fundido, eje en acero inoxidable y motor encapsulado apto para servicio continuo.
- Ubicación: pozo de bombeo ubicado a la salida de la laguna facultativa. Se ejecuta en hormigón armado H-25, de dimensiones $3,0 \times 3,0$ m en planta y 3,8 m de profundidad total, con revestimiento interior epoxi.
- Funcionamiento: activación mediante sistema de flotadores eléctricos conectados al tablero de comando.
- Instalación: fija, con guías de izaje y acople automático.
- Caudal de funcionamiento: 14,4 L/s.
- Carga elevada: 7,1 m.c.a.
- Eficiencia: ≥ 50 %.
- Pasaje de sólidos: 50 mm.
- Tablero eléctrico: dispondrá de arranque manual y automático, protección térmica, disyuntor diferencial y alarmas de nivel alto y bajo.
- Modelo pre - seleccionado: GRUNDFOS SL 1.50.80.22.2.50D.C o de características similares.

10.1.2. Bombas de efluente para reúso

Se instalarán bombas centrífugas sumergibles para aguas residuales con las características presentadas a continuación:

- Cantidad : 1 en servicio y 1 en reserva.
- Materiales: cuerpo y rodete en hierro fundido, eje en acero inoxidable y motor encapsulado apto para servicio continuo.
- Ubicación: dentro del reservorio de agua tratada.
- Funcionamiento: activación mediante sistema de flotadores eléctricos, ubicados en los tanques de reúso, conectados al tablero de comando.

- Instalación: fija, con guías de izaje y acople automático.
- Caudal de funcionamiento: 21,1 L/s.
- Carga elevada: 44,4 m.c.a.
- Eficiencia: $\geq 50\%$.
- Pasaje de sólidos: 50 mm.
- Tablero eléctrico: dispondrá de arranque manual y automático, protección térmica, disyuntor diferencial y alarmas de nivel alto y bajo.
- Modelo pre - seleccionado: GRUNDFOS SL 1.80.100.220.2.52S.N.51D.A o de características similares.

10.1.3. Bomba dosificadora de cloro

Se instalarán dos bombas dosificadoras de diafragma de caudal regulable para la inyección controlada de hipoclorito de sodio.

- Cantidad: 2 en servicio; una asociada al bombeo de reúso y la otra destinada a los vertidos de contingencia.
- Ubicación: posterior al reservorio. Sobre un pedestal, arriba de una explanada de hormigón armado de 2,36 x 2,88 m y espesor 12 cm (ver plano L09).
- Funcionamiento: el sistema contará con dos bombas configuradas en arreglo (1+1), con una bomba en operación y otra en condición de respaldo. Ambas estarán interconectadas mediante un manifold que permite su aislamiento o intercambio sin interrumpir la línea de dosificación. La bomba en operación estará enclavada con la bomba que impulsa el agua hacia el sistema de reúso, garantizando la dosificación únicamente cuando exista caudal en dicha conducción.
- Rango de caudal: 0,5 – 10 L/h.
- Presión máxima admisible: 10 bar.
- Cabezal dosificador: PP (compatibles con hipoclorito).

- Conexión en succión e impulsión: tubería de PP de 20 mm.
- Juntas: EPDM, resistentes a soluciones oxidantes.
- Modelo pre - seleccionado: PROMINENT BETA X o de características similares.

10.1.4. Bomba de extracción de lodos

Para la extracción periódica de los lodos acumulados en el fondo de la laguna se adopta el empleo de una bomba centrífuga estercolera flotante, apta para el bombeo de lodos con un contenido máximo del 10 %, con las siguientes características:

- Cantidad: 1 en servicio unicamente cuando se extraen los lodos de la laguna facultativa.
- Materiales: cuerpo de bomba en fundición de hierro, acero inoxidable o material equivalente resistente a la corrosión por aguas residuales; eje y elementos internos en materiales compatibles con el efluente a bombear.
- Ubicación: instalada en la laguna facultativa sobre una balsa, donde se monta el cabezal de succión de la bomba. La estructura flotante permitirá ajustar la profundidad de toma según el espesor y la ubicación de la capa de lodo.
- Funcionamiento: activación manual.
- Instalación: móvil, operada en campañas de mantenimiento aproximadas cada 10 - 15 años.
- Servicio: apta para bombeo de mezcla agua-sólidos procedente del fondo de la laguna, con presencia de sólidos sedimentables y materia orgánica.
- Pasaje de sólidos: capacidad para manejar sólidos en suspensión de diámetro no menor a 50 mm.
- Línea de impulsión: conexión mediante manguera o tubería flexible de PEAD a presión hasta el punto de descarga en los geotubos, con accesorios adecuados para manejo de lodos.

10.2. Tuberías y accesorios

10.2.1. Tuberías, piezas especiales y válvulas de fundición dúctil

Los elementos de fundición dúctil presentan las siguientes características:

- Tuberías de diámetro nominal indicadas en las piezas gráficas.
- Las uniones de las tuberías son de tipo bridadas.
- La bulonería y tuercas son de acero inoxidable AISI 304, provistas de juntas de estanqueidad aptas para aguas residuales.
- Las juntas desmontables son de tipo telescópica con doble brida y anillos de sujeción.
- Las tuberías y piezas de fundición dúctil, deben cumplir con lo establecido en las Normas ISO N° 2531 y N° 4179.

10.2.2. Tuberías de PEAD

Los elementos de PEAD presentan las siguientes características:

- Tuberías de diámetro nominal indicadas en las piezas gráficas.
- Se respetan los radios mínimos de curvatura y las recomendaciones del fabricante.
- Las uniones serán del tipo termofusión (tope o electrofusión), garantizando continuidad hidráulica y resistencia mecánica.
- Las transiciones entre fundición dúctil y PEAD se resuelven mediante accesorios de adaptación brida a PEAD.
- Las tuberías a presión serán PN 10, SDR 17.
- Las tuberías y piezas de PEAD, deben cumplir con lo establecido en la norma UNIT-ISO 4427 - 2:2019 + AMD1:2023.

10.2.3. Tuberías de PVC

Los elementos de PVC para conducción a gravedad presentan las siguientes características:

- Tuberías de diámetro nominal indicadas en las piezas gráficas.
- Las tuberías serán de PVC, adecuadas para la conducción de aguas residuales a gravedad. Las tuberías de diámetro mayor o igual a 110 mm deberán cumplir con los requisitos de la norma UNIT-ISO 4435:2003, mientras que las tuberías de 75 mm deberán cumplir con los requisitos de la norma ISO 1452.
- Las uniones serán del tipo campana–espiga con junta elástica de caucho (anillo de goma), garantizando la estanqueidad y la resistencia mecánica, de acuerdo con la norma UNIT 756:1986.
- Los aros de goma estarán diseñados para su uso con líquidos residuales, de acuerdo con la norma UNIT 788:1990.
- Esto también se aplicará a todos los accesorios utilizados, tales como codos, curvas, tes, reducciones, entre otros.
- Las tuberías serán de PVC no plastificado (PVC - U) en tuberías que se encuentren expuestas.

10.2.4. Válvulas de retención

- Se instalarán válvulas de retención aguas abajo de cada equipo de bombeo, permitiendo proteger la impulsión y evitar el retorno del flujo.
- Serán del tipo de clapeta, aptas para trabajar con líquido residual.
- Las uniones serán a bridas (PN 10), para instalación en posición vertical.
- El cuerpo será de hierro fundido nodular (DIN GG40).

10.2.5. Válvulas de cierre tipo compuerta

- Las válvulas de cierre serán del tipo compuerta, bidireccionales y de cuerpo chato, aptas para aguas servidas.
- El accionamiento será manual, mediante volante de maniobra, sin pedestal.
- El diámetro de las válvulas será el indicado en los planos.
- Material: fundición dúctil.
- El vástago será de acero inoxidable AISI 410, de sección robusta apto para los esfuerzos de operación.

10.2.6. Válvulas tipo flap

- Las válvulas tipo flap se instalarán en la descarga del emisario en PVC Ø200 y en el desagüe de la cámara de válvulas en PVC Ø110, actuando como dispositivos de retención por gravedad para evitar el reflujo desde el cuerpo receptor.
- Serán fabricadas en PVC, aptas para efluentes tratados y resistentes a la corrosión.
- Deberán estar ensayadas conforme a la norma UNE-EN 12266-1 para la verificación de estanqueidad.

10.2.7. Válvulas de aire de triple efecto

Las válvulas de aire se instalarán en los puntos altos de la impulsión (ver plano L10), con el fin de permitir la evacuación y admisión de aire durante la carga, funcionamiento y vaciado de la red.

- Las válvulas serán de triple efecto (admisión, expulsión y purga automática), la ubicación dentro de la red esta indicada en las piezas gráficas.
- El cuerpo y la tapa serán de fundición dúctil GJS-400-15 (GGG-40) o superior, conforme a la norma UNE-EN 1563.

- Las piezas internas móviles (flotadores, palancas, ejes) serán de acero inoxidable AISI 304 o 316, y las juntas o sellos de EPDM o NBR, compatibles con aguas residuales.
- Cada válvula deberá entregarse con placa de identificación, indicando fabricante, diámetro, PN, tipo y sentido de montaje.

10.2.8. Válvulas de purga

En los puntos bajos de la impulsión se instalan válvulas de purga o desagüe, destinadas a permitir el vaciado controlado de la tubería durante operaciones de mantenimiento, limpieza o vaciado general del sistema.

- Las válvulas de purga serán de tipo compuerta o esfera, de paso total, adecuadas para el manejo de aguas residuales.
- El cuerpo y la tapa serán de fundición dúctil GJS-400-15 (GGG-40) conforme a la norma UNE-EN 1563.
- El obturador (compuerta o esfera) será de acero inoxidable AISI 316 o de latón cromado, con sellos de EPDM o NBR resistentes a líquidos residuales.
- Las válvulas estarán diseñadas para una presión nominal mínima de PN 10.
- Las conexiones a la tubería de PEAD se realizarán mediante adaptadores o bridas de transición de polietileno a fundición, con juntas adecuadas para garantizar la estanqueidad.
- Cada válvula contará con una salida de drenaje equipada con niple roscado y tapón o conexión a tubería secundaria que conduzca el efluente a un punto de desagüe seguro.
- Las válvulas estarán recubiertas interior y exteriormente con pintura epoxi de mínimo 250 μm , resistente a la corrosión y al medio agresivo de las aguas residuales.
- Se instalará una válvula de corte aguas arriba para permitir el mantenimiento o reemplazo de la válvula de purga sin vaciar toda la conducción.

- Las válvulas deberán cumplir con los requisitos de las normas UNE-EN 1074-1 y UNE-EN 1074-2 (válvulas para redes de agua) y con los ensayos de estanqueidad establecidos en la UNE-EN 12266-1.
- La ubicación, tipo y diámetro de cada válvula de purga se definirán en las piezas gráficas del proyecto.

10.2.9. Válvulas elastoméricas

Las válvulas elastoméricas tipo “pico de pato” se instalarán en la descarga del bypass desde la laguna hacia el reservorio, así como en la descarga del humedal hacia el mismo. Su función es evitar el reflujo de aguas residuales hacia el interior del sistema, permitiendo el paso del fluido únicamente en el sentido de descarga.

- Las válvulas serán de tipo elastomérico, fabricadas en caucho sintético reforzado (EPDM, neopreno o material equivalente), resistente a la acción de aguas residuales y rayos ultravioleta.
- El diseño permitirá la apertura a bajas presiones de operación y el cierre automático y hermético ante presión inversa, sin necesidad de partes móviles ni mantenimiento frecuente.
- La conexión se realizará exclusivamente a conducciones de PVC, mediante acople tipo campana, manguito o brida de transición, según el diámetro nominal indicado en las piezas gráficas.
- Cada válvula deberá ser sometida a ensayos de estanqueidad conforme a la norma UNE-EN 12266-1, verificando la ausencia de fugas y el correcto comportamiento del cierre elastomérico.
- La forma constructiva (bridadas, tipo campana o encamisadas) y las dimensiones específicas se ajustarán a las indicaciones del proyecto y a las recomendaciones del fabricante.

10.2.10. Válvula de corte esférica

Las válvulas de corte esféricas se instalan en distintos puntos del sistema, tanto en las conducciones de agua residual previas a los humedales como en las líneas de dosificación de hipoclorito de sodio, y cumplen la función de permitir el aislamiento de tramos para mantenimiento, operación y control. Dado que los fluidos transportados presentan características diferentes, la selección de materiales y componentes deberá asegurar compatibilidad química y resistencia mecánica.

- Material del cuerpo: la válvula será fabricada íntegramente en materiales plásticos resistentes (PP o PVC), cumpliendo las normas UNE-EN ISO aplicables.
 - Para líneas de agua residual: PVC estándar resultan adecuados.
 - Para líneas de hipoclorito de sodio: PP apto para soluciones oxidantes (p. ej., hipoclorito al 10 %).
- Juntas y sellos:
 - Para agua residual: elastómeros EPDM o NBR.
 - Para hipoclorito de sodio: FKM (Viton) u otro elastómero con resistencia comprobada a agentes oxidantes.
- Presión nominal: mínima PN 10 a 20 °C, según las especificaciones del fabricante y el material utilizado.
- Compatibilidad química: en las líneas de dosificación química, el diseño no deberá incluir componentes metálicos expuestos al fluido, evitando procesos de corrosión acelerada.
- Conexiones: roscadas, por manguito o encolar según el material; cuando corresponda, se emplearán adhesivos compatibles con PVC en contacto con agentes oxidantes.
- Instalación y accesibilidad: las válvulas se ubicarán en puntos accesibles para operación y mantenimiento, integrándose según el caso con válvulas de retención, purgas u otros elementos del sistema (tanto hidráulicos como de dosificación química).

10.2.11. Boquilla de inyección y accesorios asociados

El punto de inyección constituye la interfaz entre la línea de dosificación y la conducción principal de efluente tratado a las áreas de reúso. Su diseño debe garantizar la compatibilidad química con hipoclorito de sodio al 10 %, la seguridad hidráulica del sistema y la imposibilidad de reflujo hacia la línea de dosificación.

- Boquilla de inyección: fabricada en PP, compatible con soluciones oxidantes al 10 %. Tendrá diseño de inyección directa al flujo y deberá sobresalir lo suficiente dentro de la tubería para asegurar una correcta mezcla inicial.
- Instalación: montada sobre un collarín de toma para PEAD DN 160, fijado en la línea de impulsión de efluente tratado, en una ubicación aguas abajo de la bomba principal.
- Protecciones hidráulicas: la boquilla integrará una válvula de retención en PP con componentes anticorrosivos y un dispositivo antisifón, evitando el reflujo del efluente hacia la línea de hipoclorito y eliminando riesgos de sifonamiento.
- Compatibilidad química: todos los componentes en contacto con la solución (boquilla, válvula, juntas) serán de PP, con sellos en FKM (Viton), garantizando resistencia adecuada para hipoclorito de sodio al 10 %.
- Conexión a la línea de dosificación: mediante tubería rígida de PP, con uniones aptas para sustancias oxidantes.
- Accesibilidad: el punto de inyección se ubicará de manera que permita inspección, desmontaje y mantenimiento sin interrumpir la operación de la línea de impulsión.

10.2.12. Instalación

Durante la instalación de las tuberías, es fundamental seguir de manera rigurosa las indicaciones proporcionadas por el fabricante, garantizando la correcta ejecución de cada fase del proceso. A continuación, se destacan los puntos más relevantes que deben considerarse:

- Las conexiones entre los tubos y las piezas especiales deberán realizarse utilizando los métodos de unión indicados por el fabricante, asegurando su estanqueidad y durabilidad.
- Las zanjas deberán cumplir con las dimensiones mínimas establecidas por el fabricante, de forma que se garantice la estabilidad del terreno y el adecuado funcionamiento del sistema de tuberías.
- Se deben emplear materiales de relleno que cumplan con las especificaciones técnicas, a fin de proteger la tubería y evitar asentamientos diferenciales.
- La colocación y compactación de los materiales de relleno deben realizarse cuidadosamente para evitar daños en las tuberías y asegurar su correcta alineación.
- En zonas donde las tuberías puedan estar expuestas a factores adversos, deberán adoptarse medidas adicionales de protección según lo establecido por el fabricante o las condiciones del entorno.
- Las instalaciones de tuberías a presión se ejecutarán conforme al *Manual de Instalación de Tuberías a Presión de OSE*.

10.3. Sistema de deshidratación de lodos mediante geotubos

Se adoptará un sistema de deshidratación de lodos mediante geotubos con las siguientes características:

- Material: polipropileno tejido de alta tenacidad, con protección UV.
- Dimensiones de cada unidad: perímetro 15 m, largo 15 m y ancho en planta 7,5 m.
- Capacidad aproximada: 181 m³ por unidad. El ingreso de los lodos se realiza mediante una tubería flexible de PEAD conectada a la bomba estercolera.
- Configuración operativa: dos módulos en servicio simultáneo, con una frecuencia estimada de operación cada 10 a 15 años.
- Aplicación: deshidratación de lodos mediante filtración y drenaje gravitacional.

- Modelo: SOILTAIN DW 105-105 de HUESKER o de características similares.

El conjunto se instalará sobre un lecho drenante de varias capas, dispuesto para asegurar la recolección y retorno de los líquidos al sistema de tratamiento existente:

- Colchón drenante: espesor 0,15 m, compuesto por grava fina lavada (19–25 mm), dispuesto sobre la geomembrana.
- Geotextil: tipo BIDIM RT 10, que protege la geomembrana del sustrato y evita punzonamientos.
- Geomembrana impermeable: de PEAD de 0,75 mm de espesor, garantizando estanqueidad del sistema.
- Tuberías de drenaje: red inferior de PVC ranurado, dispuesta transversalmente, que recoge los lixiviados y los conduce hacia la laguna facultativa.

Los materiales en contacto con el lodo, tales como mangueras, acoples, tuberías y boquillas de llenado, serán de PVC.

10.4. Sistema de impermeabilización

10.4.1. Geomembrana de PEAD

Las unidades del sistema que lo requieran se impermeabilizarán mediante una geomembrana de PEAD, colocada sobre las superficies de fondo y taludes, con el fin de garantizar la estanqueidad e impedir la infiltración de líquidos hacia el terreno natural.

- Material: PEAD virgen, fabricado por extrusión, con superficie lisa.
- Espesor mínimo: 1,5 mm, salvo especificación diferente en los planos del proyecto o recomendación del fabricante.
- Propiedades: alta resistencia química, a la radiación ultravioleta, a la tracción y al punzonamiento, conforme a las normas ASTM D638, D1004 y D4833.
- La unión entre paños se realizará mediante soldadura térmica por cuña caliente o por extrusión, garantizando la continuidad y estanqueidad del revestimiento.

- Las soldaduras serán ensayadas mediante pruebas de vacío o de aire a presión, de acuerdo con las normas ASTM D5820 y D6392.
- La superficie de apoyo deberá ser regularizada y compactada previamente, libre de elementos punzantes, raíces o piedras.
- En los puntos de anclaje o terminación, la geomembrana se fijará en zanjas perimetrales.
- Previamente a la instalación de la geomembrana, se dispondrá un geotextil no tejido de protección, de gramaje mínimo 300 g/m^2 , para evitar daños por punzonamiento o fricción con la base de apoyo.

10.4.2. Geotextil de protección inferior

Debajo de la geomembrana de PEAD se colocará un geotextil no tejido de protección, con el objetivo de evitar daños mecánicos en la lámina impermeabilizante, absorber pequeñas irregularidades del terreno y distribuir las tensiones de contacto.

- Tipo: geotextil no tejido, de fibras sintéticas de polipropileno o poliéster, fabricado por punzonado mecánico.
- Función: protección de la geomembrana frente a punzonamiento y abrasión, y separación entre el suelo base y el PEAD. No se considera elemento estructural portante.
- Gramaje mínimo: 300 g/m^2 , salvo especificación distinta del proyecto o recomendación del fabricante de la geomembrana.
- Resistencia mínima a la tracción: 8 kN/m , conforme a la norma ASTM D4632.
- Resistencia al punzonamiento: superior a $1,5 \text{ kN}$, conforme a la norma ASTM D4833.
- La superficie de apoyo se preparará mediante nivelación y compactación del suelo, obteniendo una base regular, libre de raíces, piedras u objetos punzantes.
- El geotextil se extenderá manualmente sobre la base, evitando pliegues o tensiones. Las uniones entre paños se solaparán al menos 20 cm o se unirán por costura térmica o mecánica.

- Posteriormente se colocará la geomembrana de PEAD directamente sobre el geotextil, garantizando su continuidad y protección en todo el fondo y los taludes de la unidad.

10.5. Otros equipamientos

10.5.1. Compuerta tipo mural

Se dispone una compuerta de $0,20 \times 0,20$ m en la cámara ubicada antes del pozo de bombeo hacia el humedal, con las siguientes características:

- La compuerta y sus distintos componentes (marco, hoja, guías y vástago) serán de acero inoxidable AISI 316L según norma ASTM A-240 (o equivalente), garantizando una alta resistencia a la corrosión en ambientes con aguas residuales.
- Los sellos perimetrales serán de caucho EPDM o NBR, adecuados para contacto con líquidos residuales y gases derivados del saneamiento.
- Será operadas manualmente desde la cámara donde se encuentren instaladas.
- El sistema de accionamiento será mediante un volante de hierro fundido con recubrimiento epoxi y vástago ascendente de acero inoxidable.
- La compuerta se instalará sobre muros de hormigón, asegurando su perfecta alineación y estanqueidad.
- Deberán garantizar estanqueidad unidireccional o bidireccional, conforme a la norma UNE-EN 12266-1.

10.5.2. Cámaras de inspección y registros

Las cámaras de inspección y de limpieza se dispondrán en todos los puntos necesarios del sistema (cambios de dirección, unión de conductos), permitiendo el mantenimiento y control de las redes.

- Las cámaras con profundidad igual o inferior a 1,20 m se construirán en mampostería de bloques de hormigón de 60×60 cm de planta, con base hormigón y revoque impermeable interior.

- Las cámaras con profundidad superior a 1,20 m se ejecutarán según los modelos estandarizados de los registros tipo OSE, con geometría troncocónica, base monolítica de hormigón moldeado y elementos de acceso prefabricados, de acuerdo al plano de OSE N° 22282/A1 (registros de 1ra categoría).
- El diseño de las cámaras tipo OSE incluye fondo con canaleta hidráulica moldeada, escalones galvanizados Ø 25 mm revestidos en polietileno, embutidos en los muros, y tapa superior de hormigón armado con marco, conforme al plano de OSE N° 23412.
- Las uniones de los conductos con la cámara deberán ser estancas, mediante junta de mortero no retráctil y sellado flexible, evitando infiltraciones o exfiltraciones.
- El interior de las cámaras se revestirá con mortero cementicio impermeable, asegurando una superficie lisa y continua.
- Las dimensiones y configuraciones deberán ajustarse a los planos y detalles constructivos del proyecto, manteniendo compatibilidad con los elementos de registro y limpieza utilizados en el sistema.

10.5.3. Tanques de almacenamiento de hipoclorito de sodio

Se prevé un almacenamiento de hipoclorito de sodio para 30 días. Los tanques destinados a la solución de hipoclorito cumplen con las siguientes características:

- Aptos para exposición a la intemperie y conformes a la norma UNIT 559:1983.
- Instalados sobre una losa de hormigón armado que actúa como cubeta de contención, de dimensiones 2,36 m × 2,88 m y 12 cm de espesor, provista de un muro perimetral de 30 cm de altura. La capacidad útil de contención es de aproximadamente 330 L. La superficie se sella con recubrimiento epoxi resistente a agentes oxidantes.
- El almacenamiento se realiza en tanques opacos de PEAD tricapa de 300 L, modelo Nicoll o de características equivalentes.

11. Lista de planos

Se presenta la lista de planos adjuntos.

Tabla 42: Lista de planos del proyecto.

Nº de Plano	Descripción
L00	Plano de ubicación
L01	Planta General
L02	Planta General - Pluviales y Servicios
L03	Perfil Hidráulico
L04	Fosa Séptica - Plantas y cortes
L05	Laguna Facultativa - Planta y cortes
L06	Pozo de Bombeo intermedio - Planta y cortes
L07	Humedal Vertical - Planta y cortes
L08	Humedal Vertical - Detalle de distribución y recolección
L09	Reservorio y Dosificación de cloro - Planta, cortes y detalles
L10	Conducción a puntos de reúso - Planta general
L11	Emisario

Referencias

Richard G. Allen, Luis S. Pereira, Dirk Raes, and Martin Smith. *Evapotranspiración del cultivo: Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos*. Estudio FAO Riego y Drenaje N.º 56. Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), Roma, Italia, 2006. ISBN 92-5-304219-2. URL <https://www.fao.org/3/x0490s/x0490s00.htm>.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Nbr 17076:2024. tanques sépticos - unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - projeto, construção e operação. Norma Técnica, 2024. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Nbr 7229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos – procedimento. <https://www.abntcatalogo.com.br/norma.aspx?ID=2593>, 1993. Incorpora as Erratas de janeiro de 1994 e setembro de 1997.

J. M. Azevedo Netto, G. A. Alvarez, C. S. B. Júnior, J. A. Paiva, and M. T. Tsutiya. *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário*. Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2 edition, 2000.

BID, OSE, MGAP y ANEP. Programa ur-x1007: Informe de terminación (pcr). Technical report, Banco Interamericano de Desarrollo, Montevideo, 2018. URL https://idbg.sharepoint.com/teams/EZ-UR-IGR/UR-X1007/_layouts/15/DocIdRedir.aspx?ID=EZSHARE-589777301-22. Informe de Terminación de Programa elaborado en conjunto por BID, OSE, MGAP y ANEP. Abril de 2018.

Ven Te Chow. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1959. ISBN 0-07-010776-9. Classic reference in hydraulic engineering.

Convenio OSE MEVIR IMFIA. Convenio entre ose, mevir e imfia, 2020.

Cropaia. Conversión de unidades agrícolas, 2024. URL <https://croipaia.com/es/blog/conversion-unidades-agricolas/>. Consultado en noviembre de 2025.

- G. Dotro, G. Langergraber, P. Molle, J. Nivala, J. Puigagut, O. Stein, and Marcos Von Sperling. Treatment wetlands. In B. Rose, J. and B. Jiménez-Cisneros, editors, *Biological Wastewater Treatment Series, Volume Seven*. International Water Association (IWA), London, UK, 2017. Capítulo sobre diseño y operación de humedales construidos para tratamiento de aguas residuales.
- Ricardo Franci Gonçalves, editor. *Desinfecção de efluentes sanitários*. ABES, RiMa, Rio de Janeiro, 1 edition, 2003. ISBN 85-86552-72-0. Projeto PROSAB – Rede de Pesquisas sobre Desinfecção de Esgotos Sanitários.
- C. Hurtado-Uría, L. Hennessy, T. Shalloo, L. O’Donovan, M. Schulte, and E. Delaby. Relationships between meteorological data and grass growth over time in the south of ireland. *Irish Geography*, 46(1):1–21, 2013. 10.1080/00750778.2013.865364. URL <https://irishgeography.ie/index.php/irishgeography/article/view/277/232>.
- Instituto Nacional de Estadística (INE). Cartografía estadística: Mapas y shapefiles de unidades geoestadísticas. <https://www.gub.uy/instituto-nacional-estadistica/cartografia>, 2023. Accedido: septiembre 2025.
- Instituto Uruguayo de Meteorología (INUMET). Climatología del invierno (junio-julio-agosto) en uruguay 1981–2010. <https://www.inumet.gub.uy/>, 2010.
- Kansas State University. Fertilizing lawns, 2024. URL <https://www.k-state.edu/turf/resources/lawn-problem-solver/maintenance/fertilizing/>. Accessed: 2025-11-07.
- Rafael Navas, Guadalupe Tiscornia, Andrés G. Berger, and Álvaro Otero. Assessing modis16a2 actual evapotranspiration across three spatial resolutions in uruguay. *Agrociencia Uruguay*, 25(2):e429, 2021. 10.31285/agro.25.429. URL <https://agrocienciauruguay.uy/ojs/index.php/agrociencia/article/view/429>.
- Obras Sanitarias del Estado. Programa de abastecimiento de agua en el sector rural de uruguay (ur-x1007), 2019. URL http://www.ose.com.uy/descargas/documentos/mgas_programa_ur_x1007_informe_final_pic.pdf. Informe técnico, Montevideo.

OSE. Guía técnica para la elaboración de proyectos de sistemas de saneamiento mevir. Technical report, Gerencia de Saneamiento, División Sistemas de Saneamiento, División de Aguas Residuales, agosto 2022. Elaborado por: OSE, disponible bajo solicitud.

OSE y MEVIR. Convenio entre ose y mevir para la gestión de agua potable y saneamiento, octubre 2023. Convenio firmado el 18 de octubre de 2023. Disponible en: <https://www.gub.uy/ministerio-vivienda-ordenamiento-territorial/comunicacion/noticias/mevir-firmo-convenio-ose-para-gestionar-red-agua-saneamiento-todas-viviendas>.

George Tchobanoglous, H. David Stensel, Ryujiro Tsuchihashi, and Franklin Burton. *Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery*. McGraw-Hill Education, New York, 5th edition, 2013. ISBN 978-0-07-340118-8. Also known as Metcalf & Eddy.

Elizabeth Tilley, Lukas Ulrich, Christoph Lüthi, Philippe Reymond, and Christian Zurbrügg. *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. Eawag: Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology, Dübendorf, Suiza, versión en español edition, 2015. URL https://www.eawag.ch/fileadmin/Domain1/Abteilungen/sandec/schwerpunkte/sesp/CLUES/Compendium.Spanish.pdfs/compendio_sp.pdf.

United States Environmental Protection Agency. 2012 guidelines for water reuse. EPA/600/R-12/618, 2012. URL <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P100FS7K.PDF>. Washington, D.C.: U.S. Environmental Protection Agency and U.S. Agency for International Development.

Marcos Von Sperling. *Waste Stabilisation Ponds*, volume 1 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, UK, 2007a.

Marcos Von Sperling. *Waste Stabilisation Ponds*, volume 3 of *Biological Wastewater Treatment Series*. IWA Publishing, London, UK, 2007b.

Anexo 1

Se presentan a continuación los costos de implantación desglosados correspondientes a la solución propuesta, organizados por rubros.

Tabla 43: Detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
1	Implantacion y movilización					1 623 262
1.1	Implantación, replanteo y depósito de materiales	global		5.00 %		1 623 262
2	Movimiento de suelos					3 459 652
2.1	Excavacion no clasificada					3 459 652
2.1.1	Excavación no clasificada a depósito	m ³	3 597	0.23	423	1 521 362
2.1.2	Excavación no clasificada a terraplén compacto	m ³	2 849	0.37	680	1 938 289
3	Fosa séptica					2 976 781
3.1	Hormigón y hormigón armado					2 763 926
3.1.1	Losa de fondo	m ³	7.6	27.3	50 207	382 335
3.1.2	Muros laterales	m ³	19.6	40.9	75 218	1 476 164
3.1.3	Tabiques	m ³	1.7	37.6	69 149	120 216
3.1.4	Losa superior	m ³	6.2	35.9	66 023	40 7705
3.1.5	Hormigón pobre	m ³	5.8	11.8	21 701	125 089
3.1.6	Revestimiento superficial	m2	196.1	0.7	1287	252 417
3.2	Varios					212 855
3.2.1	Columna de ventilaciones	unidad	1.0	22.8	41 931	41 931
3.2.2	Entrada y salida	global	1.0	10.81	19 880	19 880
3.2.3	Abrazadera de sujeción	global	1.0	15.01	27 605	27 605
3.2.4	Tapa tipo OSE	unidad	4.0	16.78	30 860	123 439
4	Laguna de tratamiento					1 990 871
4.1	Impermeabilización					1 980 922
4.1.1	Membrana PEAD + geotextil	m2	2834.5	0.38	699	1 980 922
4.2	Varios					9 949
4.2.2	Salida (tee PVC 160 mm)	global	1.0	5.41	9 949	9 949

Tabla 44: Continuación detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
5	Pozo de bombeo interno					3 042 747
5.1	Hormigón y hormigón armado					1 007 673
5.1.1	Losa de fondo	m ³	3.2	20.9	38 437	123 829
5.1.2	Muros laterales	m ³	9.0	40.9	75 218	676 627
5.1.3	Losa superior	m ³	2.1	35.9	66 023	136 281
5.1.4	Hormigón pobre	m ³	0.3	11.7	21 517	5 810
5.1.5	Revestimiento superficial	m ²	54.5	0.65	1 195	65 126
5.2	Piezas especiales y accesorios					725 649
5.2.1	Suministro de válvula de cierre y pedestal de maniobra	unidad	3.0	42.89	78 878	236 634
5.2.2	Válvulas de retención tipo Flap	unidad	2.0	2.91	5 352	10 703
5.2.3	Piezas de transición FD/PEAD	global	1.0	2.4	4 414	4 414
5.2.4	Tubería del múltiple y vaciado de impulsión	m	12.8	5.74	10 556	135 121
5.2.5	Juntas de desmontaje	unidad	20.0	5.54	10 189	203 770
5.2.6	Válvula anti retorno en desagüe	unidad	1.0	2.91	5 352	5 352
5.2.7	Válvula compuerta 0.2 x 0.2 m	unidad	1.0	3	5 517	5 517
5.2.8	Montajes	global	1.0	67.5	124 138	124 138
5.3	Varios					430 915
5.3.1	Suministro y colocación de marcos, tapas y escaleras	global	1.0	234.31	430 915	430 915
5.4	Instalación electromecánica					655 062
5.4.1	Suministro de electrobombas sumergibles	unidad	2.0	130.2	239 448	478 896
5.4.2	Sensores de nivel y accesorios	global	1.0	6.44	11 844	11 844
5.4.3	Suministro y montaje de barras para la extracción de las bombas	global	1.0	49.2	90 483	90 483
5.4.4	Montaje, puesta en marcha y pruebas de bombas	global	1.0	40.15	73 839	73 839
5.5	Línea de impulsión					223 448
5.5.1	Suministro e instalación de tuberías PEAD 125 mm	ml	45.0	2.7	4 966	223 448

Tabla 45: Continuación detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
6	Humedal de tratamiento					4 079 014
6.1	Impermeabilización					508 928
6.1.1	Membrana PEAD + geotextil	m2	728.2	0.38	699	508 928
6.2	Piezas especiales y accesorios					1 101 158
6.2.1	Tubería de alimentación PVC 75 mm	m	316.5	0.53	975	308 496
6.2.2	Tubería de recolección PVC 110 mm	m	280	0.56	1 030	288 368
6.2.3	Tubería de recolección PVC 160 mm	m	83.6	0.65	1 195	99 936
6.2.4	Tee PVC 75 mm	unidad	10	1.06	1 949	19 494
6.2.5	Tee PVC 110 mm	unidad	2	1.15	2 115	4 230
6.2.6	Tee PVC 160 mm	unidad	22	1.25	2 299	50 575
6.2.7	Codo PVC 75 mm	unidad	6	0.97	1 784	10 703
6.2.8	Codo PVC 110 mm	unidad	48	1.29	2 372	113 876
6.2.9	Tapa PVC 75 mm	unidad	13	1.49	2 740	35 623
6.2.10	Reducción de PVC 160 a 110 mm	unidad	22	1.65	3 034	66 759
6.2.11	Sombrerete de ventilación PVC 110 mm	unidad	24	2	3 678	88 276
6.2.12	Válvula de paso 75 mm	unidad	2	4.03	7 411	14 823
6.3	Varios					2 468 928
6.3.3	Capa filtrante: arena gruesa	m ³	327	0.71	1 306	427 426
6.3.4	Capa de transición: grava	m ³	57	2.23	4 101	233 021
6.3.5	Capa de drenaje: grava gruesa	m ³	172.0	3.34	6 143	1 056 665
6.3.6	Plantas	unidad	2 920	0.14	257	751 816

Tabla 46: Continuación detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
7	Reservorio					3 290 400
7.1	Impermeabilización					630 464
7.1.1	Membrana PEAD + geotextil	m2	902.1	0.38	699	630 464
7.2	Hormigón y hormigón armado					210 533
7.2.1	Losa de fondo	m ³	0.7	20.9	38 437	27 847
7.2.2	Muros laterales	m ³	1.9	40.9	75 218	141 982
7.2.3	Losa superior	m ³	0.6	35.9	66 023	40 703
7.3	Piezas especiales y accesorios					719 191
7.3.1	Suministro e instalación de válvulas pico de pato	unidad	2.0	3.4	6 253	12 506
7.3.2	Suministro de válvula de cierre y pedestal de maniobra	unidad	2.0	42.89	78 878	157 756
7.3.3	Válvulas de retención tipo Flap	unidad	2.0	2.91	5 352	10 703
7.3.4	Piezas de transición FD/PEAD	global	1.0	2.4	4 414	4 414
7.3.5	Tubería del múltiple y vaciado de impulsión	m	27.0	5.74	10 556	285 021
7.3.6	Juntas de desmontaje	unidad	12.0	5.54	10 189	122 262
7.3.7	Tee PVC 200mm	unidad	1.0	1.3	2 391	2 391
7.3.8	Montajes	global	1.0	67.5	124 138	124 138
7.4	Varios					222 204
7.4.1	Suministro y colocación de marcos, tapas y escaleras	global	1.0	78.10	143 638	143 638
7.4.2	Tanque almacenamiento hipoclorito de sodio	unidad	2.0	4.10	7 540	1 5080
7.4.2	Bomba dosificadora	unidad	2.0	17.26	31 743	63 485
7.5	Emisario					789 462
7.5.1	Tubería PVC 200 mm entre 0 y 1 m	m	163	1.8	3 310	539 586
7.5.2	Construcción de la estructura de descarga	global	1	117.34	215 798	215 798
7.5.3	Suministro de válvula anti retorno	unidad	1	2.91	5 352	5 352
7.5.4	Instalación de válvula anti retorno	unidad	1	15.62	28 726	28 726

Tabla 47: Continuación detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
7.6	Instalación electromecánica	718 547				
7.6.1	Suministro de electrobombas sumergibles	unidad	2.0	130.2	239 448	478 896
7.6.2	Sensores de nivel y accesorios	global	1.0	6.44	11 844	11 844
7.6.3	Suministro y montaje de barras para la extracción de las bombas	global	1.0	49.2	90 483	90 483
7.6.4	Suministro bomba dosificadora	unidad	2.0	17.26	31 743	63 485
7.6.5	Montaje, puesta en marcha y pruebas de bombas	global	1.0	40.15	73 839	73 839
8	Impulsión a reúso					5 018 353
8.1	Suministro e instalación de tuberías y accesorios					3 494 914
8.1.1	Tubería PEAD 110 mm	m	460.0	0.7	1 232	566 804
8.1.2	Tubería PEAD 140 mm	m	1610.0	0.8	1 453	2 339 126
8.1.3	Tubería PEAD 160 mm	m	273.0	0.9	1 674	45 6883
8.1.4	Codo PEAD 110 mm 45 °	unidad	3.0	1.3	2372	7117
8.1.5	Codo PEAD 110 mm 90 °	unidad	1.0	1.3	2 372	2 372
8.1.6	Codo PEAD 140 mm 90 °	unidad	4.0	1.4	2 575	10 299
8.1.7	Codo PEAD 160 mm 90 °	unidad	2.0	1.8	3 218	6 437
8.1.8	Reducción PEAD 160 - 140mm	unidad	1.0	1.8	3 310	3 310
8.1.9	Reducción PEAD 140 - 110mm	unidad	2.0	1.7	3 126	6 253
8.1.10	Válvula de desagüe	unidad	2.0	11.1	20 395	40 791
8.1.11	Válvula de aire	unidad	2.0	9.1	16 644	33 287
8.1.12	Llave de paso PEAD 75	unidad	3.0	4.0	7 411	22 234
8.2	Varios					1 151 853
8.2.1	Cruce de calle con tunelera 110 mm	m	85.0	3.2	5 885	500 230
8.2.2	Cruce de calle con tunelera 140 mm	m	65.0	4.2	7 724	502 069
8.2.3	Macizo de anclaje	unidad	2.0	6.1	11 182	22 363
8.2.4	Cámara de 80 x 80 para válvulas	unidad	4.0	17.3	31 798	127 191

Tabla 48: Continuación detalle de rubros y costos correspondiente a la implantación de la planta de tratamiento propuesta.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario UR	Precio Unitario \$	Precio total \$
8.3	Instalaciones de control					371 586
8.3.1	Suministro e instalación de equipamiento de control a distancia	global	3	67.35	123 862	371 586
9	Deshidratación					663742
9.1	Impermeabilización					249 490
9.1.1	Membrana PEAD + geotextil	m2	357.0	0.4	699	249 490
9.2	Varios					414 253
9.2.1	Base de tosca	m2	289.0	0.8	1 379	398 621
9.2.2	Cuneta	m	17.0	0.5	920	15 632
10	Interconexiones y cámaras					1 303 466
10.1	Suministro e instalación de tuberías					565 885
10.1.1	Tubería PVC 110 mm entre 1 y 2	m	21.0	1.8	3 310	69 517
10.1.2	Tubería PVC 160 mm entre 1 y 2	m	125.0	1.9	3 421	427 586
10.1.3	Tubería PVC 200 mm entre 1 y 2	m	17.0	2.2	4 046	68 782
10.2	Construcción de cámaras - registros					737 581
10.2.1	Cámaras de inspección 60 x 60	unidad	2.0	13.4	24 607	49 214
10.2.2	Registro de 1ra Cat. Entre 0 y 2 m	unidad	10.0	30.0	55 228	552 276
10.2.3	Cámara repartición de caudal	unidad	1.0	74.0	136 092	136 092
11	Aspectos generales					6 640 219
11.1	Instalación eléctrica					1 385 508
11.1.1	Conexión a la red de UTE	global	1.0	29.02	53 370	53 370
11.1.2	Tendido de red eléctrica interna	global	3.0	58.04	106 740	320 221
11.1.3	Suministro e instalación de tablero de potencia y control	global	1.0	452	831 264	831 264
11.1.4	Sistema de protección contra descargas atmosféricas	global	1.0	44.65	82 115	82 115
11.1.5	Puesta a tierra de potencia y control	global	1.0	53.58	98 538	98 538

Anexo 2

1. Resultados muestreos

Se presentan los resultados de las muestras de agua analizadas por el laboratorio Eco-tech, correspondientes a los parámetros DBO5 y sólidos suspendidos totales. Las muestras fueron tomadas en la cámara posterior a la fosa séptica y en la salida del sistema de lagunas de la planta actual en Palmitas, durante una salida de campo realizada.



INFORME DE ENSAYO Nro: 90756

A la atención de: Micaela Bellon

Nombre del Solicitante: Micaela Bellon

Fecha de emisión: 04/09/2025

Página 1 de 3

Dirección: Requena 1505

Teléfono: 092316147

Ciudad: Montevideo (Montevideo)

CÓDIGO INTERNO: 90756-1

Fecha recepción de la muestra: 28/08/2025

Fecha de Muestreo: 28/08/2025

Identificación:

Muestreo realizado por: IANLA Rivera

Entrada

Condición de recepción de la muestra: Env. vidrio ámbar 1L

Temperatura de ingreso de la muestra:

Fechas de realización de los ensayos: Entre el día 28/08/2025 Y el 03/09/2025

Identificación de muestra por: Cliente

Lugar de muestreo:

Detalle significativo del muestreo:

Traslado al Laboratorio realizado por: Cliente

Parámetro	Resultado	Unidades	Técnica de Referencia	LD	LC	Valor de Referencia
DBO 5	339	mgO2/L	SM 5210 B	----	2	
Sólidos Suspendidos Totales	79	mg/L	SM 2540 D	----	15	



INFORME DE ENSAYO Nro: 90756

A la atención de: Micaela Bellon

Fecha de emisión: 04/09/2025

Página 2 de 3

CÓDIGO INTERNO: 90756-2

Fecha de Muestreo: 28/08/2025

Muestreo realizado por: IANLA Rivera

Condición de recepción de la muestra: Env. vidrio ámbar 1L

Fecha recepción de la muestra: 28/08/2025

Identificación:

Salida

Temperatura de ingreso de la muestra:

Fechas de realización de los ensayos: Entre el día 28/08/2025 Y el 03/09/2025

Identificación de muestra por: Cliente

Lugar de muestreo:

Detalle significativo del muestreo:

Traslado al Laboratorio realizado por: Cliente

Parámetro	Resultado	Unidades	Técnica de Referencia	LD	LC	Valor de Referencia
DBO 5	67	mgO2/L	SM 5210 B	----	2	
Sólidos Suspendidos Totales	35	mg/L	SM 2540 D	----	15	



INFORME DE ENSAYO Nro: 90756

(*) Método fuera del alcance de acreditación de acuerdo a la Norma UNIT-ISO/IEC 17025:2017, emitido por el Organismo Uruguayo de Acreditación

2. Apartamiento : No existió apartamiento en la aplicación de los métodos informados.

3. Comentarios :---

4. Referencias : - SM: Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 24th Edition

- EPA: Environmental Protection Agency United States
- ASTM: American Society for Testing and Materials
- HRMPA: Handbook of Reference Methods for Plant Analysis-Soil and Plant Analysis Council-CRC-FFUU
- AOAC: Official Methods of Analysis of AOAC International. 22nd Edition
- HTP-TNRCC: Texas Natural Resource Conservation Commission (TNRCC). Total Petroleum Hydrocarbons. Rev 03 June 2001
- TMECC: Test Methods for the Examination of Composting and Compost
- A.P.H.A 5ta Edition. Compendium of methods for the microbiological examination of foods.
- AWWA: American Water Works Association
- ISO: International Organization for Standardization
- UNIT: Instituto Uruguayo de Normas Técnicas
- UNE: Organismo de Normalización en España
- USP: United States Pharmacopeia

- LD Límite de detección - LC Límite de cuantificación

- Los datos originales controlados, así como las fechas de realización de los ensayos quedan registrados en las planillas de seguimiento de ensayo del laboratorio con el mismo número que el informe de ensayo.
- Los análisis se realizan conforme al Compendio de Metodologías Analíticas de Referencia y Preservación de Parámetros Ambientales – División Laboratorio Ambiental en su versión vigente.
- Si la responsabilidad de muestreo corresponde a ECOTECH, el procedimiento corresponde al descrito en instructivo y/o procedimiento interno vigente correspondiente.
- Si la responsabilidad de muestreo no corresponde a ECOTECH, los resultados se aplican a la muestra recibida.
- Los resultados del ensayo se refieren únicamente a las muestras ensayadas.
- EL presente informe no puede ser reproducido total o parcialmente sin la autorización expresa de Ecotech.


por ECOTECH
I.Q. Gualberto Trelles
Dir.



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



FACULTAD DE
INGENIERÍA
UDELAR



Proyecto Hidráulica - Ambiental

Estrategia de implementación de solución de gestión
de efluentes con foco en valorización de lodos y
efluentes para los sistemas MEVIR

TOMO 4

ANÁLISIS AMBIENTAL

Micaela Bellon

Lucía Rivadavia

Ianla Rivera

Tutores:

Msc. Ing. Nicolás Rezzano

Msc. Ing. Esteban Pérez

Proyecto de grado presentado a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República
en cumplimiento parcial de los requerimientos para la obtención del título de Ingeniero Civil.

7 de enero de 2026

Índice

1. Introducción	2
2. Resumen del proyecto	4
3. Caracterización del medio	7
3.1. Medio físico	7
3.1.1. Geología y características litológicas	7
3.1.2. Suelos	8
3.1.3. Hidrogeología	10
3.1.4. Agua superficial	11
3.1.5. Agua subterránea	13
3.1.6. Unidades paisajísticas	14
3.2. Medio biótico	15
3.2.1. Eco-regionalización	15
3.2.2. Flora en la región	16
3.2.3. Áreas de relevancia ecológica	16
3.3. Medio antrópico	17
3.3.1. Caracterización demográfica	17
3.3.2. Servicios, parques y zonas de esparcimiento	18
3.3.3. Usos del suelo	19
3.3.4. Ordenamiento territorial	20
3.3.5. Infraestructura vial	21
3.3.6. Actividades aguas abajo del punto de vertido de contingencia	21
4. Actividades, impactos y medidas de mitigación	22
4.1. Fase de proyecto	22
4.2. Fase de construcción	22
4.3. Fase de operación	25
5. Monitoreo y control	28
5.1. Objetivos del monitoreo	29
5.2. Monitoreo durante la fase de construcción	29
5.3. Monitoreo durante la fase de operación	30
5.4. Acciones correctivas y control operativo	30
5.4.1. Criterios para activación de acciones correctivas	31
5.5. Programa de monitoreo de calidad del effluente	31
Referencias	33

1. Introducción

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) proyectada para la localidad de Palmitas está diseñada para atender una población de 748 habitantes. Al ser este valor inferior a 10.000 habitantes, el proyecto no se encuentra comprendido entre las actividades incluidas en el artículo 2 del Decreto N.º 349/005, por lo cual no corresponde la tramitación de la Autorización Ambiental Previa ni la Viabilidad Ambiental de Localización

No obstante, en aplicación de los principios de prevención y protección ambiental, se realizará un análisis ambiental del sitio de emplazamiento y de los posibles impactos asociados a la planta, con el fin de garantizar su adecuada integración al entorno y la protección de los recursos hídricos y de la comunidad local.

En la localidad de Palmitas, departamento de Soriano, el Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural (MEVIR) ha tenido una participación significativa en el desarrollo urbano y social. Desde fines de la década de 1980, el organismo ha impulsado varios planes habitacionales destinados a mejorar las condiciones de vivienda de las familias rurales y semiurbanas de la zona. Hasta la fecha, se han ejecutado tres planes finalizados (I, II y III) y se encuentra en construcción un cuarto (plan IV), que contempla dos etapas (IVa y IVb), como se puede ver en la Figura 1. Además de la vivienda, MEVIR ha incorporado en sus proyectos sistemas de infraestructura básica, como redes de agua, sistemas de saneamiento y plantas de tratamiento de efluentes.



Figura 1: Ubicación de los planes habitacionales de MEVIR (I, II, III y IV), en la localidad de Palmitas.

Los distintos planes habitacionales de MEVIR presentan sistemas de saneamiento con características diferenciadas según su año de ejecución. El plan I cuenta con un sistema estático, basado en soluciones individuales sin planta de tratamiento asociada. El plan II incorpora un sistema dinámico separativo con una planta propia, compuesta por lagunas de tratamiento actualmente operadas por OSE. El plan III utiliza un sistema de effluente decantado, que originalmente descargaba a la PTAR de la [Figura 2](#).



Figura 2: Ubicación del Plan MEVIR III y su correspondiente planta de tratamiento de efluentes.

Los planes IVa y IVb prevén sistemas dinámicos separativos, conectados a una nueva planta de tratamiento compartida entre los planes III y IV. Dentro de estos planes se proyecta tapar la PTAR del plan III, y diseñar una nueva planta de tratamiento que pueda servir a los planes III y IV.

Este análisis ambiental abarca exclusivamente la PTAR, el emisario y la red de impulsión. Quedan fuera del alcance del presente estudio la construcción del Plan IV, su sistema de saneamiento y la clausura de la PTAR existente que quedará fuera de operación.

2. Resumen del proyecto

El proyecto consiste en la construcción de una PTAR que va a estar ubicada en el padrón rural N°13 141, con entrada sobre la calle Gral. José Gervasio Artigas, una red de impulsión para el agua para reúso de efluente tratado y un emisario que se utiliza en casos de vertidos de contingencia.

La PTAR se proyecta para tratar los efluentes de los planes III, IVa y se prevé una futura ampliación para cuando se construya el plan IVb.

La planta proyectada cuenta con un sistema de tratamiento extensivo con posibilidad

de reúso del efluente tratado. El proceso comienza con una fosa séptica colectiva seguido de una laguna facultativa. Desde allí, el líquido se impulsa hacia humedales de flujo subsuperficial vertical. Posteriormente, el agua tratada pasa a un reservorio de almacenamiento, desde el cual se impulsa y desinfecta con cloro, para su reúso en riego de espacios públicos y complejos deportivos. El sistema incluye además un emisario de contingencia de corta longitud para el vertido controlado del efluente en caso de lluvias significativas o mantenimiento. El diseño de la PTAR ha sido realizado para que el efluente tratado pueda ser reutilizado, de acuerdo a la normativa de la [United States Environmental Protection Agency](#) (2012).

En relación con los principales residuos generados en la planta, se prevé que los lodos provenientes de la fosa séptica serán extraídos mediante servicio de barométrica y trasladados al vertedero a cielo abierto de José Enrique Rodó, ubicado a aproximadamente 35 km de la PTAR, que recibe podas y lodos de barométrica, de acuerdo al Anexo I del Convenio de apoyo económico para mejora en gestión de residuos entre el Ministerio de Ambiente y la Intendencia de Soriano. Los lodos extraídos de la laguna facultativa serán deshidratados mediante geotubos, y los lixiviados de estos serán reingresados al sistema en la laguna facultativa.

El proyecto cuenta con una tubería impulsión (línea celeste de la [Figura 4](#)) desde el reservorio de la PTAR hacia tanques ubicados en distintas zonas verdes de la ciudad: el cementerio municipal, una plaza de la localidad y distintas canchas deportivas. La tubería de impulsión cuenta con tres tramos, teniendo una extensión de 2,5 km en total.

Además, se proyecta un emisario de contingencia de aproximadamente 185 m de longitud (línea roja en la [Figura 4](#)), destinado a operar en situaciones en las que no sea posible realizar el riego o cuando la planta de tratamiento deba interrumpir temporalmente su funcionamiento por tareas de mantenimiento. Asimismo, el emisario asegura la evacuación del efluente en caso de fallas en el sistema de bombeo que impidan la impulsión del agua tratada. De esta manera, el sistema garantiza la continuidad y seguridad del vertido, descargando el efluente en la cañada Manantiales.

En la [Tabla 1](#) se presenta un resumen de las unidades de la PTAR.



Figura 3: Esquema de la ubicación de la PTAR, las áreas destinadas a reúso y el trazado de la línea de impulsión y el emisario

Tratamiento	Unidades proyectadas
Tratamiento primario	Fosa séptica colectiva
Tratamiento secundario	Laguna facultativa
Alimentación humedal	Pozo de bombeo intermedio
Tratamiento terciario	Humedales de flujo subsuperficial vertical
Almacenamiento	Reservorio de agua tratada
Desinfección	Desinfección con cloro
Reúso del efluente	Sistema de impulsión al reúso
Vertido de contingencia	Emisario de contingencia
Gestión de lodos	Área de deshidratación de lodos

Tabla 1: Resumen de las unidades de la PTAR proyectada para Palmitas

En la [Figura 4](#) se presenta la disposición general de las unidades que componen la PTAR proyectada.

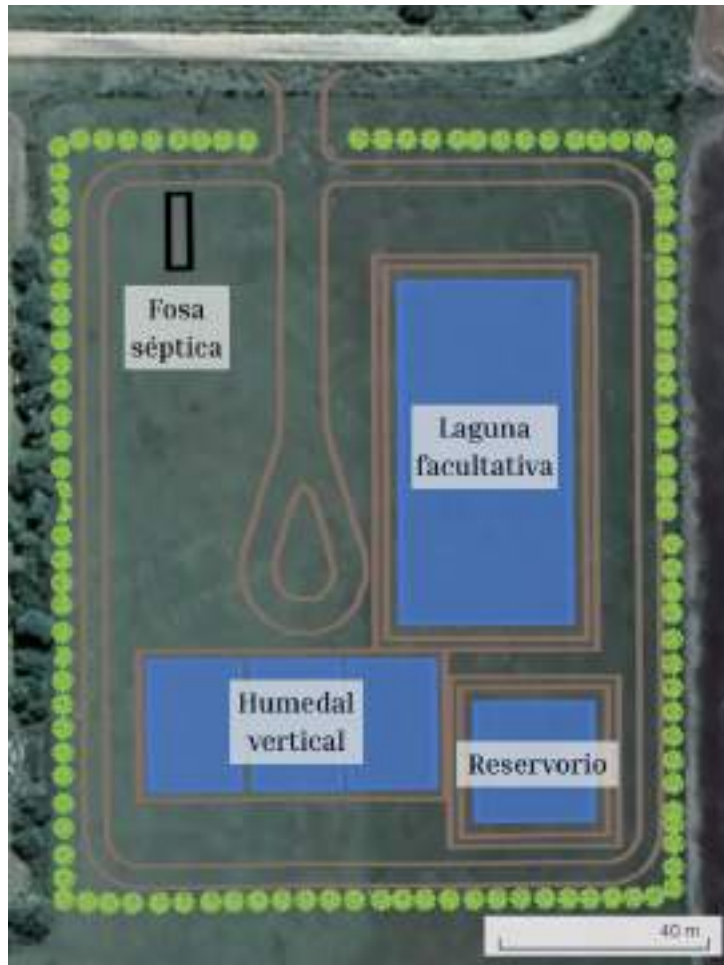


Figura 4: Esquema general de la PTAR proyectada.

3. Caracterización del medio

3.1. Medio físico

3.1.1. Geología y características litológicas

La localidad de Palmitas se desarrolla sobre dos unidades geológicas principales: la Formación Fray Bentos y, en menor proporción, la Formación Mercedes. La mayor parte del territorio corresponde a la Formación Fray Bentos, mientras que solo una franja reducida se apoya sobre afloramientos de la Formación Mercedes, tal como se muestra en la figura Figura 5.



Figura 5: Unidades geológicas para la localidad de Palmitas. Modificado de [DINAMIGE](#) (s.f.)

La Formación Fray Bentos está compuesta por areniscas muy finas y loess, con proporciones variables de arena fina y un contenido arcilloso que puede ser elevado. Se caracteriza por su aspecto masivo, su coloración anaranjada y la presencia, en su base, de niveles lodolíticos, fangolíticos y brechoides. Su origen corresponde a procesos de sedimentación continental en ambientes peridesérticos, desarrollados bajo condiciones secas y de baja energía.

Por su parte, la Formación Mercedes está integrada por areniscas de granulometría media a conglomerádica, de selección deficiente y matriz arcillosa, con estratos silicificados y estratificación cruzada, que exhiben tonos blancos y rosados. En su secuencia se intercalan niveles de conglomerados, lutitas y calizas, correspondientes a depósitos fluvio-torrenciales formados en sistemas de corrientes de alta energía.

3.1.2. Suelos

De acuerdo con la Carta de Suelos de la Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra (CONEAT) ([Figura 6](#)), en el entorno de la localidad de Palmitas predominan unidades edáficas desarrolladas sobre materiales de las Formaciones Fray Bentos y Mercedes. Estas unidades corresponden principalmente a suelos de los grupos 11.6 y 03.52, con

presencia menor de los grupos 10.1 y 03.51, según la clasificación oficial del Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP). También se tienen unidades del grupo 9.3 al sur de la localidad.

Los suelos del grupo 11.6 se desarrollan sobre relieves suavemente ondulados, con pendientes entre 1 % y 3 %. Predominan los Brunosoles Éutricos Típicos y los Vertisoles Hápticos, de color negro y textura franco-arcillo-limosa, con muy alta fertilidad y drenaje moderadamente bueno. Estas unidades se asocian a las denominadas Praderas Negras Vertisólicas, que presentan una aptitud agrícola elevada y se utilizan intensamente en rotaciones con cultivos invernales y estivales, praderas artificiales y pasturas naturales (trébol blanco, raigrás, Paspalum). Su índice de productividad es 263, uno de los más altos de la región.

En cambio, el grupo 03.52 corresponde a planicies altas alcalinas, localizadas en el litoral oeste y asociadas a planicies bajas del Río Uruguay. En el área de Palmitas, estos suelos se manifiestan en sectores bajos o cercanos a cauces menores, donde pueden presentarse condiciones de inundabilidad ocasional. Los suelos dominantes son Brunosoles Éutricos Lúvicos (Praderas Pardas Máximas) y Solonetz Ócricos, de textura franco-limosa y drenaje imperfecto, con presencia local de Solods Ócricos en fases más sódicas. Su fertilidad varía de media a baja, y su uso principal es pastoril, limitado por las áreas alcalinas. El índice de productividad es 53.

Estas asociaciones se complementan con áreas de los grupos 10.1 y 03.51, que representan transiciones hacia suelos mejor drenados y de textura más arenosa, vinculados a la Formación Mercedes.

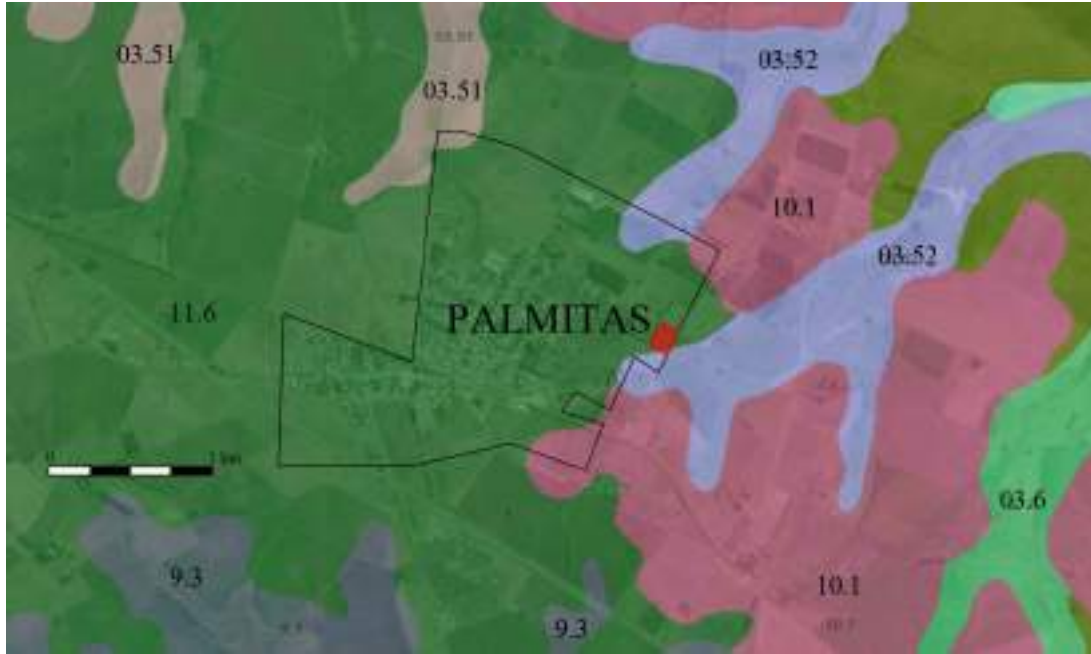


Figura 6: Carta de CONEAT para la localidad de Palmitas. Modificado del Visualizador de CONEAT (MGAP, 2025)

3.1.3. Hidrogeología

La localidad de Palmitas y el área proyectada para la PTAR se encuentran sobre un acuífero desarrollado en rocas del basamento cristalino, con porosidad secundaria originada por fracturas y niveles de alteración o disolución cárstica. Según la Carta Hidrogeológica del Uruguay (DINAMIGE, 2003), este acuífero presenta una posibilidad media a alta de ocurrencia de agua subterránea, aunque con productividad baja, con caudales específicos comprendidos entre 0,5 y 2 m³/h/m. Litológicamente, está integrado por gneises, granitos y micaesquistos del Paleoproterozoico, materiales que conforman un sistema acuífero fisurado y discontinuo, donde la circulación del agua subterránea se restringe principalmente a zonas de fractura.



Figura 7: Unidad hidrogeológica para la localidad de Palmitas. Modificado de DINAMIGE (2003)

3.1.4. Agua superficial

La localidad de Palmitas se encuentra dentro de la cuenca del Río Negro, específicamente en el sector hidrográfico “Río Negro entre Arroyo Bequeló y Arroyo de las Maulas” (código 588), según la clasificación de DINAGUA (Figura 8). Esta unidad corresponde al tramo medio-bajo del Río Negro, entre las represas de Palmar y Baygorria, e incluye una red de drenaje secundaria formada por pequeños cursos de régimen intermitente. En la Figura 9 se presentan cuencas de Nivel 4, 5 y 6 en la localidad.



Figura 8: Cuencas de Nivel 1, Nivel 2 y Nivel 3 según DINAGUA. Modificado del Visualizador OAN (MA, 2025)

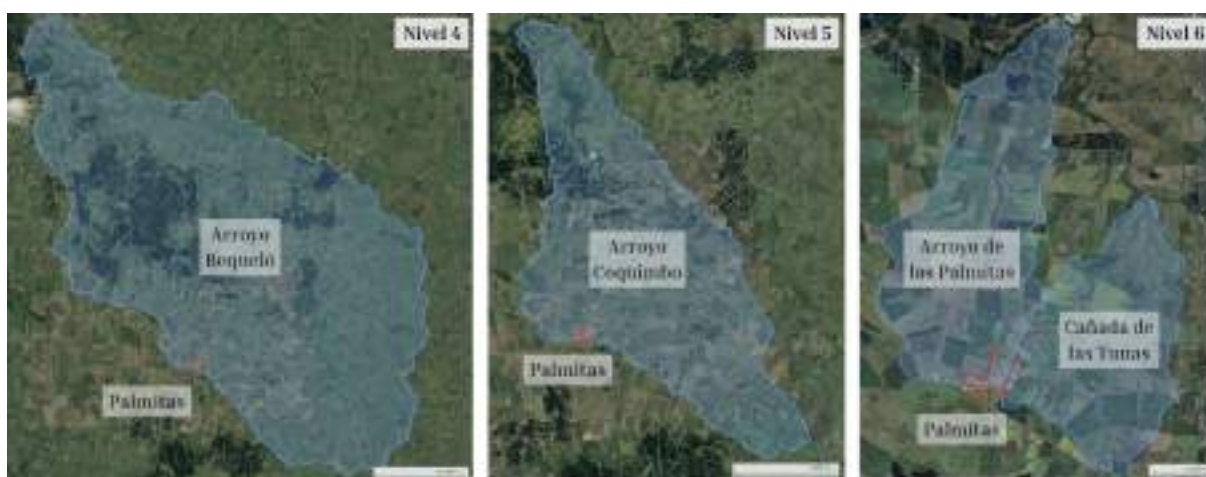


Figura 9: Cuencas de Nivel 4, Nivel 5 y Nivel 6 según DINAGUA. Modificado del Visualizador OAN (MA, 2025)

En el entorno inmediato de la localidad se reconocen tres cursos principales: el Arroyo de las Palmitas, la Cañada de los Ladrones y la Cañada de los Manantiales (Figura 10), que conforman una red de drenaje de bajo orden y escasa pendiente, con predominio de escurrimiento superficial difuso. El emisario de contingencia del proyecto descarga en la Cañada de los Manantiales, la cual drena el sector sureste de Palmitas y confluye posteriormente con drenajes que vierten hacia el sistema del Río Negro.



Figura 10: Cursos de agua en la zona de Palmitas. Modificado del Visualizador de IDEuy (n.d.)

El análisis hidrológico de la microcuenca asociada al emisario permitió delimitar un área de drenaje de 0,93 km², con relieve suavemente ondulado y pendiente promedio de 2 %. La cobertura dominante corresponde a pasturas naturales y praderas, lo que favorece la infiltración y atenúa la escorrentía superficial, aunque en eventos intensos de lluvia se genera una respuesta rápida con tiempos de concentración cortos.

De acuerdo con la información disponible en el Sistema de Información Hidrológica (SIH) y el Visualizador de Cuencas de DINAGUA, no existen estaciones activas de caudal o calidad de agua sobre los cursos menores que atraviesan la localidad. Sin embargo, en la cuenca del Río Negro se dispone de registros de calidad monitoreados por el Ministerio de Ambiente en tramos aguas abajo, los cuales muestran niveles moderados de nutrientes, conductividades medias-altas y presencia ocasional de sólidos suspendidos vinculados a usos agropecuarios e industriales.

3.1.5. Agua subterránea

En el área, el nivel freático se sitúa generalmente a poca profundidad (entre 2 y 5 m), según información de pozos relevados en el entorno DINAMIGE (s.f.). Esta condición

incrementa la vulnerabilidad del acuífero frente a posibles infiltraciones.

Las aguas subterráneas presentan conductividades relativamente elevadas (del orden de 800 $\mu\text{S}/\text{cm}$) y una composición bicarbonatada sódica a cálcica, características de acuíferos de baja permeabilidad y circulación lenta. En conjunto, estas condiciones indican la presencia de un recurso hídrico subterráneo limitado.

3.1.6. Unidades paisajísticas

De acuerdo con el Visualizador de Unidades Paisajísticas de la Oficina de Planeamiento y Presupuesto (Figura 11) y la clasificación propuesta por Evia and Gudynas (2000), la localidad de Palmitas se encuentra dentro de la Unidad Paisajística Litoral Suroeste.

Esta unidad comprende una de las regiones más intensamente transformadas del país, resultado de una prolongada historia de uso agropecuario y de asentamientos humanos vinculados a los ejes fluviales y de transporte (es decir, los principales cursos de agua, como ríos y arroyos, y las infraestructuras viales o ferroviarias, como rutas y líneas de tren, que han estructurado históricamente el poblamiento y las actividades económicas). Se caracteriza por un paisaje rural abierto, donde predomina la matriz agrícola-ganadera con presencia de centros poblados, caminos y vías férreas, intercalados con remanentes dispersos de vegetación nativa.

El relieve es suavemente ondulado a ondulado, con la presencia de lomadas, colinas bajas y planicies amplias, interrumpidas localmente por escarpas y sectores de relieve más enérgico. Esta configuración topográfica genera una diversidad de microambientes y aporta una alta heterogeneidad visual al paisaje.

A pesar del alto grado de antropización, persisten remanentes de vegetación nativa, particularmente espinillares, algarrobales, palmares y bañados, que funcionan como corredores y núcleos de naturalidad dentro de la matriz rural. Estos relictos, aunque fragmentados, poseen un notable valor ecológico y escénico, al constituir vestigios del paisaje original del litoral.



Figura 11: Unidades paisajísticas para la zona de Palmitas. Modificado del Visualizador OAN (MA, 2025)

3.2. Medio biótico

3.2.1. Eco-regionalización

La Eco-región a la que pertenece Palmitas se encuentra entre la Cuenca Sedimentaria del Oeste y el Escudo Cristalino.

Según el esquema de regionalización propuesto por Brazeiro (2015), que reconoce siete grandes eco-regiones en Uruguay en función de su variabilidad geomorfológica y biológica, el área del proyecto se localiza en la zona de transición entre la Cuenca Sedimentaria del Oeste y el Escudo Cristalino.

La Cuenca Sedimentaria del Oeste se caracteriza por su elevada riqueza de especies, con un total de 804 especies registradas, siendo la eco-región con mayor diversidad del país. Se destaca la riqueza de peces (170 especies), asociada a la presencia de grandes ríos como el Uruguay y el Río Negro, y también la diversidad de reptiles (54 especies) y aves (297 especies). Esta región presenta además 26 especies endémicas y 32 casi endémicas, así como 184 especies indicadoras.

El Escudo Cristalino presenta una riqueza intermedia, con 727 especies, y valores altos de diversidad en peces (150 especies), anfibios (34 especies), aves y mamíferos (295 y 52 especies, respectivamente). A diferencia de la Cuenca Sedimentaria del Oeste, esta eco-región no presenta especies endémicas ni casi endémicas, aunque sí cuenta con 28 especies

indicadoras, principalmente de aves y peces.

3.2.2. Flora en la región

Palmitas se encuentra en el ambiente de Flora occidental, en la zona sur. Se destacan como especies características *Grabowskia duplicata* y *Berberis ruscifolia*. También son frecuentes otras especies con distribución similar, como *Colletia spinosissima*, *Geoffroea decorticans*, *Maytenus vitis-idaea*, *Lycium ciliatum*, *Lycium vimineum* y *Schinus fasciculatus*. Asimismo, se menciona la presencia ocasional de *Enterolobium contortisiliquum*, registrada en forma muy escasa (Grela, 2004).

3.2.3. Áreas de relevancia ecológica

En el entorno del área del proyecto se identifican ecosistemas categorizados como Vulnerables, de acuerdo a la Figura 12, es decir, susceptible a sufrir alteraciones o degradación ante distintas presiones.



Figura 12: Ecosistemas amenazados en la zona de Palmitas. Modificado del Visualizador OAN (MA, 2025)

3.3. Medio antrópico

3.3.1. Caracterización demográfica

Palmitas se encuentra en el centro del departamento de Soriano, a 41,3 km de Dolores y a 38,5 km de Mercedes. De acuerdo con el Censo 2023, la localidad cuenta con 2.218 habitantes.

El origen de esta localidad está vinculado a la llegada del Ferrocarril Central 1901, en la estación ubicada en el Km. 257 de la Ruta 2.

En la [Tabla 2](#) se presenta el desarrollo demográfico que ha tenido Palmitas.

Año	Población
1908	1 433
1963	1 288
1975	1 332
1985	1 531
1996	1 774
2004	1 954
2011	2 123
2023	2 218

Tabla 2: Evolución demográfica de Palmitas (Fuente: INE)

El análisis de los datos censales de la población de MEVIR muestra un promedio de 3,1 habitantes por vivienda. No obstante, siguiendo las recomendaciones establecidas en la Guía de Diseño de MEVIR ([OSE, 2022](#)) y con el propósito de incorporar un margen de seguridad que contemple posibles variaciones en la ocupación futura, se adopta un valor de 4 habitantes por vivienda para el cálculo de la población de diseño.

Se consideran dos escenarios poblacionales: un escenario inicial, que comprende los planes III y IVa con 118 viviendas existentes, y un escenario final, correspondiente a la finalización del plan IV en su totalidad (planes III, IVa y IVb), en el que se suman 69 viviendas adicionales previstas para el plan IVb, alcanzando así un total de 187 viviendas.

De este modo, la planta deberá operar inicialmente para una población de 472 habitantes y contar con capacidad suficiente para atender, en la etapa final, una población total de 748 habitantes.

A partir de los registros de consumo mensual proporcionados por Obras Sanitarias del Estado (OSE) para las viviendas de los planes III y III + IV, se estimó el consumo medio diario por vivienda y por habitante, considerando diferentes valores de ocupación. Los resultados se muestran en la [Tabla 3](#).

Tabla 3: Consumo medio estimado según plan y número de habitantes por vivienda.

Plan	Consumo medio (L/viv·d)	L/hab·d (3,1 hab/viv)	L/hab·d (4 hab/viv)
Plan III	273,0	80,3	68,3
Plan III + IV	351,7	113,5	87,9

Como criterio de diseño, se adopta una dotación de 100 L/hab·d, equivalente a 400 L/viv·d.

3.3.2. Servicios, parques y zonas de esparcimiento

La localidad dispone de los principales servicios públicos: educación, suministro de agua potable, energía eléctrica, servicios postales y policiales, telefonía, atención de salud pública, servicios bancarios y cementerio, entre otros.

Asimismo, cuenta con diversos espacios públicos y plazas destinados al esparcimiento y la recreación de la población.

La localidad también dispone de servicio de transporte todos los días hacia la capital del país.

En la [Figura 13](#) se muestra la ubicación de la PTAR junto con los centros educativos, de salud y las áreas residenciales cercanas. El centro educativo más próximo es el CAIF Las Palmitas, situado a aproximadamente 590 m de la planta, mientras que la policlínica Palmitas se encuentra a unos 1 800 m de distancia. Las viviendas más cercanas corresponden al complejo habitacional MEVIR IV a, ubicado a unos 250 m de la PTAR. A 200 m se identifica un establecimiento , en el cual podría haber una vivienda.

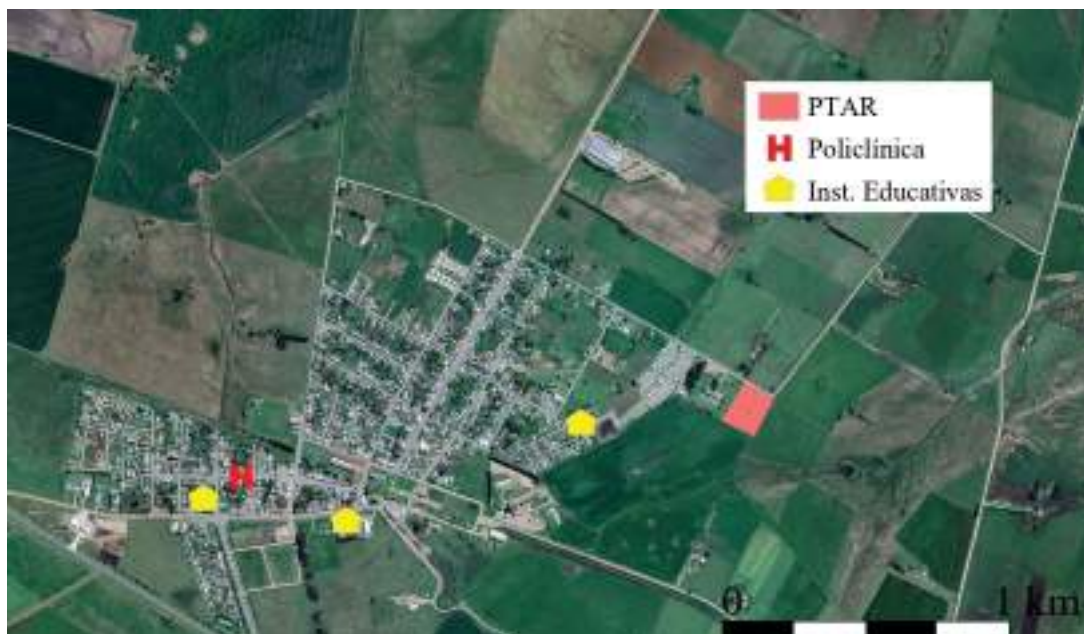


Figura 13: Ubicación de centros de salud y de educación para la localidad de Palmitas.
Modificado de Google Earth.

3.3.3. Usos del suelo

Fuera de la zona construida de la localidad de Palmitas, predominan los usos del suelo asociados a la pradera natural y a la actividad agrícola, registrándose en algunos sectores implantaciones forestales puntuales. Estos usos pueden observarse en la [Figura 14](#), elaborada a partir de la cobertura nacional anual correspondiente al período 2021–2022 ([MA, 2025](#)).



Figura 14: Usos del suelo en la zona de Palmitas. Modificado del Visualizador OAN (MA, 2025)

3.3.4. Ordenamiento territorial

Palmitas cuenta con una zona urbana, una zona sub-urbana, y una zona potencialmente transformable, de acuerdo a la [Figura 15](#). El área urbana corresponde al núcleo consolidado existente, mientras que el suelo suburbano abarca un anillo perimetral que funciona como zona de transición hacia el entorno rural.



Figura 15: Ordenamiento territorial de Palmitas. Modificado del Plan de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Sostenible de la Microrregión Mercedes

3.3.5. Infraestructura vial

Los accesos principales a Palmitas desde las rutas nacionales que la conectan con las ciudades de Mercedes y Dolores se desarrollan sobre vías asfaltadas.

El acceso al predio de la PTAR se realiza desde la localidad de Palmitas por la calle General José Gervasio Artigas, la cual no se encuentra pavimentada en el tramo que pasa frente al predio.

3.3.6. Actividades aguas abajo del punto de vertido de contingencia

Según encuestas realizadas por MEVIR a los predios cercanos, se constató que, aguas abajo del punto de vertido de contingencia el agua se utiliza principalmente para actividades agropecuarias. Se emplea como abrevadero para ganado vacuno en tambos y zonas de pastoreo, y en el entorno existen cultivos destinados a la alimentación animal, así como producciones agrícolas de soja y trigo. El recurso no se destina a consumo personal.

4. Actividades, impactos y medidas de mitigación

4.1. Fase de proyecto

Durante la fase de proyecto la principal actividad a considerar es la expropiación o la adquisición del terreno a utilizar.

Tabla 4: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de proyecto.

Actividad	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Expropiación y servidumbre de paso	Población	Afectación a los propietarios de los padrones por pérdida de una fracción de la propiedad o por la restricción en su uso.	(-) Baja Alta	Compensación económica de acuerdo a la normativa vigente.

4.2. Fase de construcción

Las actividades a considerar para la construcción de la PTAR son:

- Implantación y funcionamiento del obrador: en el obrador se tendrán oficinas, comedor, baños químicos, pañol de herramientas, depósito y zonas de acopio de materiales.
- Limpieza y preparación del terreno: implica la remoción de la cobertura vegetal en la zona de la PTAR.
- Movimiento de suelos: excavación para la construcción de la PTAR, caminería interna y explanadas. Nivelación del terreno para alcanzar las cotas proyectadas, terraplenando en los sitios que se requiera.
- Construcción de unidades y montaje de equipos: construcción de las unidades principales de la PTAR, el montaje eléctrico y electromecánico de los equipos, así como las obras auxiliares de acondicionamiento del predio.
- Transporte de personal e insumos.

Para la construcción del emisario y la línea de impulsión se consideran las siguientes actividades principales:

- Limpieza del terreno
- Instalación de la tubería para el emisario y para la línea de impulsión.

Tabla 5: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de construcción para la planta de tratamiento de efluentes.

Actividad	Aspecto	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Movimiento de suelos	Presencia física	Suelo	Alteración a la estructura del suelo	(-) Baja Alta	La superficie afectada se concentra en el predio destinado a la PTAR.
	Residuos sólidos	Agua superficial	Afectación de la calidad del agua	(-) Baja Baja	El sobrante de la excavación se utilizará en la construcción de terraplenes. Si hubiera un excedente, éste se enviará a un sitio de disposición final. Se tendrá cuidado al momento de acopiar el material para evitar su arrastre hacia cursos de agua.
	Emisiones a la atmósfera	Población	Afectación en la calidad del aire debido a las emisiones gaseosas y particuladas de la maquinaria empleada	(-) Baja Media	Las viviendas más cercanas a la obra estarán en construcción al momento de la obra. Los caminos se mantendrán húmedos para minimizar las emisiones de polvo.
	Ruido	Población	Aumento del nivel sonoro	(-) Baja Media	Las obras serían llevadas a cabo en simultáneo con las viviendas más cercanas y en horarios diurnos, considerando los niveles permitidos. Uso de maquinaria en correcto estado de mantenimiento.
Transporte de personal, materiales y equipos	Emisiones a la atmósfera	Aire y población	Afectación en la calidad del aire como consecuencia de la combustión de motores y del tránsito vehicular sobre las superficies no pavimentadas.	(-) Baja Alta	Actividad acotada en el tiempo. Se tomarán medidas para minimizar las emisiones, como establecer un límite de velocidad de circulación y la cobertura de camiones.
	Tránsito	Seguridad vial	Incremento del riesgo de accidentes por mayor movimiento de vehículos de obra.	(-) Baja Baja	Actividad acotada en el tiempo, utilizando caminos fuera de la zona urbana más transitada siempre que sea posible.

Tabla 6: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de construcción para la planta de tratamiento de efluentes (continuación).

Actividad	Aspecto	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Implantación y funcionamiento del obrador	Presencia física	Paisaje	Afectación del paisaje por presencia física del obrador	(-) Baja Alta	La superficie afectada se localiza en el interior del predio donde se implantará la PTAR.
	Residuos sólidos	Suelos y agua superficial y subterránea	Afectación de la calidad del suelo y el agua	(-) Baja Baja	Los residuos serán gestionados de forma adecuada, teniendo en cuenta su peligrosidad.
	Ruido	Población	Aumento del nivel sonoro	(-) Baja Media	Las obras serán llevadas a cabo en simultáneo con las viviendas más cercanas y en horarios diurnos, considerando los niveles permitidos.
	Efluentes	Suelos y agua superficial y subterránea	Afectación de la calidad del suelo y el agua	(-) Baja Baja	Los efluentes domésticos se gestionarán mediante baños químicos o sistemas impermeables con retiro por barométricas, mientras que los pluviales serán debidamente canalizados.
Limpieza y preparación del terreno	Presencia física	Vegetación y suelo	Pérdida de vegetación y suelo de horizonte A	(-) Baja Media	Reutilización del suelo retirado para restauración de la zona una vez finalicen las obras.
	Residuos sólidos	Agua superficial	Afectación de la calidad de las aguas superficiales	(-) Baja Baja	Los residuos serán depositados en el sitio de disposición final ^a . Mientras estén acopiados, se buscará minimizar el arrastre hacia cursos de agua superficiales.
Construcción de unidades y montaje de los equipos	Presencia física	Paisaje	La presencia de la obra cambiará el paisaje de la zona	(-) Baja Alta	Las obras serán llevadas a cabo en simultáneo con las viviendas más cercanas.
	Residuos sólidos	Agua superficial y suelos	Afectación a la calidad de las aguas superficiales y los suelos	(-) Baja Baja	Los residuos serán depositados en el sitio de disposición final ¹ luego de ser clasificados de forma adecuada.
	Ruido	Población	Aumento del nivel sonoro	(-) Baja Media	Las obras serán llevadas a cabo en simultáneo con las viviendas más cercanas y en horarios diurnos, considerando los niveles permitidos.

^a La disposición final será en vertederos de cielo abierto.

Tabla 7: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de construcción para el emisario y la tubería de impulsión.

Actividad	Aspecto	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Limpieza del terreno	Presencia física	Vegetación	Afectación de la vegetación a lo largo del trazado del emisario.	(-) Baja Alta	Se minimizará el área de vegetación a retirar.
	Residuos sólidos	Suelos y agua superficial y subterránea	Afectación de del suelo y del agua	(-) Baja Baja	Los residuos serán gestionados de forma adecuada.
Instalación de la tubería	Residuos sólidos	Suelos y agua superficial y subterránea	Afectación de del suelo y del agua	(-) Baja Baja	El sobrante de la excavación se utilizará para el relleno de la zanja luego de colocada la tubería. Se mantendrá el acopio de este material alejado de los cursos de agua.
	Ruido	Población	Aumento del nivel sonoro.	(-) Baja Media	Las obras serían llevadas a cabo en simultáneo en horarios diurnos, considerando los niveles permitidos.

4.3. Fase de operación

Los aspectos ambientales más relevantes durante la fase de operación de la planta están asociados a la generación potencial de olores derivados del tratamiento de aguas residuales, a la gestión y extracción de lodos, al reúso del efluente tratado y a los vertidos puntuales de efluente tratado al curso de agua a través del emisario de contingencia en situaciones específicas.

Las principales actividades operativas que pueden generar impactos ambientales son las siguientes:

- Operación rutinaria de las unidades de tratamiento (lagunas, humedal y sistemas hidráulicos asociados).
- Gestión integral de lodos, incluyendo su extracción, deshidratación y disposición final.
- Reúso del efluente tratado para los fines establecidos.

- Vertido de efluente tratado al curso de agua a través del emisario en eventos de lluvia que impiden el reúso.
- Mantenimiento preventivo y correctivo de bombas, válvulas, tuberías y equipos eléctricos.

En cuanto a las situaciones de contingencia, se consideran los siguientes eventos con potencial incidencia ambiental o sanitaria:

- Falla en el sistema de desinfección del efluente destinado a reúso, con riesgo sanitario para la población expuesta.
- Falla de bombeo o interrupciones en el suministro eléctrico que comprometan el funcionamiento del sistema de impulsión.
- Vertido de efluente no tratado o parcialmente tratado debido a fallas en unidades del sistema o a obstrucciones que generen desbordes.
- Derrames o dificultades en la gestión de lodos deshidratados durante su manipulación y transporte.

Es importante destacar que el emisario de contingencia forma parte integral del sistema de tratamiento y únicamente opera en situaciones específicas. Durante la fase de operación normal, su uso está previsto exclusivamente cuando las condiciones climáticas impiden el reúso del efluente tratado, particularmente en eventos de lluvia que superan la capacidad de aplicación del riego.

De forma complementaria, el emisario también puede activarse en situaciones de contingencia, tales como fallas del sistema de bombeo o interrupciones eléctricas, escenarios que se analizan específicamente en la Tabla 9.

Tabla 8: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de operación para la planta de tratamiento de efluentes.

Actividad	Aspecto	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Operación de las unidades de tratamiento	Residuos sólidos (exceptuando lodos)	Suelo, agua superficial y subterránea	Afectación en la calidad del suelo y el agua debido a un inadecuado manejo de los residuos.	(-) Baja Baja	Manejo adecuado de residuos de corte de césped y podas.
	Ruido	Población	Aumento en el nivel de ruido por el funcionamiento de bombas.	(-) Baja Alta	Funcionamiento en horarios permitidos y mantenimiento adecuado.
Gestión de lodos	Emisiones a la atmósfera	Población	Olores durante la limpieza de la fosa séptica y deshidratación de lodos.	(-) Intermedia Alta	Cerco vegetal perimetral y calendarización de tareas.
	Residuos sólidos	Suelo, agua superficial, agua subterránea y aire	Afectación por manejo inadecuado de lodos.	(-) Baja Intermedia	Valorización y disposición en sitios autorizados.
Reúso de efluente tratado	Efluente	Agua superficial	Eliminación del vertido continuo al cuerpo receptor.	(+) Alta Alto	Priorizar el reúso del efluente tratado.
		Vegetación y suelo	Aumento de nutrientes disponibles para el césped.	(+) Intermedia Intermedia	Aprovechamiento de N y P presentes en el efluente tratado.
Vertido tratado por lluvia	Efluente	Agua superficial	Aporte puntual de nutrientes y coliformes fecales.	(-) Media Media	Operación de la segunda bomba dosificadora para desinfección del efluente previo al emisario, monitoreo previo a la descarga y priorización del reúso cuando sea posible.
Mantenimiento de equipos	Residuos sólidos	Suelo y agua superficial	Generación de residuos menores (aceites, partes eléctricas).	(-) Baja Baja	Gestión adecuada de residuos y mantenimiento en áreas designadas.

Tabla 9: Resumen de las actividades, impactos y medidas de mitigación en la fase de operación en caso de contingencias.

Actividad	Aspecto	Factor ambiental	Descripción del impacto	Tipo / magnitud / probabilidad	Mitigación
Falla en la desinfección	Efluente destinado a reuso	Población	Riesgo sanitario por exposición a patógenos en el agua reutilizada ante falla en la dosificación de hipoclorito.	(-) Intermedia Baja	Suspender reuso, corregir dosificación, verificar cloro residual.
Falla de bombeo / energía	Efluente	Agua superficial	Descarga eventual de efluente parcialmente tratado por imposibilidad de impulsión.	(-) Intermedia Baja	Bomba de respaldo, reparación prioritaria, eventual retiro con barométrica.
Vertido no tratado	Efluente	Agua superficial	Afectación de la calidad del curso por descarga de efluente no tratado ante falla mayor del sistema.	(-) Alta Media	Corrección inmediata, retiro temporal con barométrica y comunicación a las autoridades y a la comunidad afectada según protocolo.
Derrames de lodos	Residuos sólidos	Suelo y agua superficial	Contaminación localizada por derrames durante manipulación o transporte de lodos.	(-) Baja Baja	Superficie impermeabilizada, contención y limpieza inmediata.

5. Monitoreo y control

El monitoreo ambiental constituye una herramienta fundamental para asegurar el cumplimiento de los objetivos del proyecto y la correcta operación de la planta de tratamiento de efluentes. Permite verificar en forma sistemática la evolución de los factores ambientales, identificar desvíos respecto a los valores previstos en el diseño y aplicar, en caso necesario, medidas correctivas oportunas. Asimismo, facilita la evaluación del desempeño del sistema y el cumplimiento de la normativa vigente.

A continuación se presenta el programa de monitoreo y control estructurado por fase, junto con las acciones correctivas y responsabilidades asociadas.

5.1. Objetivos del monitoreo

Los objetivos principales del programa de monitoreo ambiental son:

- Verificar la correcta operación de las unidades de tratamiento.
- Detectar tempranamente condiciones anómalas de calidad del efluente.
- Minimizar impactos durante la fase de construcción.
- Controlar el funcionamiento adecuado de equipos, bombas y sistemas de desinfección.
- Garantizar que los vertidos por emisario cumplan con los parámetros previstos en el diseño.
- Asegurar condiciones de seguridad e higiene para los trabajadores y la comunidad.

5.2. Monitoreo durante la fase de construcción

Durante la fase de construcción se aplican medidas de control orientadas a minimizar impactos sobre el suelo, la calidad del agua y la población vecina. El monitoreo se centrará en:

- Gestión de residuos sólidos: verificación del correcto acopio, clasificación y disposición final. Control del cumplimiento de la normativa aplicable.
- Emisiones de material particulado: control de humedad en caminos internos, cubrimiento de camiones durante el transporte de materiales y supresión de polvo en zonas de excavación.
- Niveles sonoros: verificación de los niveles sonoros durante el funcionamiento de la maquinaria.
- Tránsito y rutas de obra: supervisión del uso de caminos periféricos para minimizar molestias y riesgos al tránsito local.
- Funcionamiento del obrador: verificación del estado de baños químicos, pozos impermeabilizados y manejo adecuado de efluentes sanitarios.

- Seguridad y salud laboral: monitoreo del uso de elementos de protección personal, señalización y medidas preventivas.

La supervisión de estas tareas queda a cargo de la dirección de obra y del técnico ambiental designado, quienes realizan inspecciones semanales o con la frecuencia que requiera el avance de los trabajos y las condiciones específicas de la construcción.

5.3. Monitoreo durante la fase de operación

El monitoreo en operación se orienta a garantizar la eficiencia del sistema de tratamiento y el adecuado funcionamiento de los componentes críticos, incluyendo:

- Unidades de tratamiento: inspección visual periódica de lagunas, humedal y reservorio para verificar niveles, obstrucciones, crecimiento vegetal y estado estructural.
- Sistemas hidráulicos y de bombeo: control del funcionamiento de bombas, válvulas y líneas de impulsión; detección de vibraciones, ruidos anómalos o pérdidas.
- Sistema de desinfección: verificación del suministro de hipoclorito, calibración de las bombas dosificadoras y control del cloro residual en agua de reúso.
- Operación del emisario en eventos de lluvia: verificación de nivel del reservorio y calidad del efluente previo a la descarga.
- Gestión de lodos: monitoreo de la frecuencia de extracción, olores y condiciones de almacenamiento y transporte.

La supervisión de estos aspectos está a cargo del operador de la planta y del jefe técnico, quienes realizan controles semanales para los aspectos operativos y llevan a cabo inspecciones generales.

5.4. Acciones correctivas y control operativo

Ante la detección de desvíos o condiciones anómalas en cualquiera de los parámetros monitoreados, se deberán aplicar medidas correctivas tales como:

- Ajuste en la dosificación de hipoclorito en caso de variaciones en cloro residual.

- Limpieza inmediata de unidades en caso de obstrucciones o acumulación de sólidos.
- Reparación o recambio de bombas, válvulas y equipos defectuosos.
- Aumento de la frecuencia de monitoreo ante eventos de lluvia o fallas puntuales.
- Suspensión temporal del reúso del efluente hasta restablecer las condiciones de desinfección.
- Reparación o contención inmediata ante derrames de lodos o efluentes.

5.4.1. Criterios para activación de acciones correctivas

- Ausencia de cloro residual en el agua de reúso.
- Activación del emisario por niveles no previstos.
- Fallas en bombas, equipos eléctricos o en la dosificación.
- Detección de olores intensos o impactos en las áreas vecinas.
- Parámetros fuera de los rangos establecidos en la **Tabla 10**.

5.5. Programa de monitoreo de calidad del efluente

El monitoreo analítico del efluente se realizará en los puntos establecidos en el diseño del sistema, abarcando la calidad del agua tratada, agua de reúso y efluente previo al emisario. En la **Tabla 10** se presenta el programa de monitoreo, incluyendo parámetros, puntos de control y frecuencia.

Tabla 10: Síntesis de parámetros monitoreados, ubicación de muestreo y frecuencias de control

Parámetro	Punto de muestreo	Frecuencia
Efluente líquido bruto		
DBO	Cámara previa a la fosa	Semestral
SST		
N		
P		
CF		
Efluente líquido tratado		
DBO	Salida humedal	Semestral
SST		
N		
P		
CF		
Efluente líquido tratado para reúso		
CF	Tanque de áreas a regar	Semestral
Cloro residual		
Suelo en el que se realiza el reúso		
N	Área de riego	Anual
P		

Referencias

- Alejandro Brazeiro. *Eco-Regiones de Uruguay: Biodiversidad, Presiones y Conservación. Aportes a la Estrategia Nacional de Biodiversidad*. Facultad de Ciencias, CIEDUR, VS-Uruguay, SZU, Montevideo, Uruguay, 2015.
- DINAMIGE. Carta hidrogeológica del Uruguay. Technical report, Ministerio de Industria, Energía y Minería del Uruguay, División Geología – Área Hidrogeología, junio 2003. URL <https://www.gub.uy/ministerio-industria-energia-mineria/sites/ministerio-industria-energia-mineria/files/documentos/publicaciones/Carta%20hidrogeol%C3%B3gica%20del%20Uruguay%20-%202000.pdf>.
- DINAMIGE. Visualizador Geominero del Uruguay. https://visualizadorgeominero.dinamige.gub.uy/Dinamige_MVC2/, s.f. Dirección Nacional de Minería y Geología (DINAMIGE), Ministerio de Industria, Energía y Minería del Uruguay.
- Gerardo Evia and Eduardo Gudynas. *Ecología del paisaje del Uruguay: Aportes para la conservación de la diversidad biológica*. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA) and Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI), Montevideo, Uruguay, 2000.
- Iván A. Grela. Geografía florística de las especies arbóreas de uruguay: propuesta para la delimitación de dendrofloras. Tesis de maestría en ciencias biológicas, opción botánica, Universidad de la República, Facultad de Ciencias, Montevideo, Uruguay, 2004. Director: Prof. Eduardo Marchesi.
- IDEuy. Visualizador – proyecto público, n.d. URL https://visualizador.ide.uy/ideuy/core/load_public_project/ideuy/.
- MA. Visualizador Ambiental del Observatorio Ambiental Nacional, Ministerio de Ambiente. <https://www.ambiente.gub.uy/visualizador/>, 2025.
- MGAP. Visualizador de Mapas – Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra (CONEAT). <https://dgrn.mgap.gub.uy/js/visores/coneat/>, 2025.

OSE. Guía técnica para la elaboración de proyectos de sistemas de saneamiento mevir. Technical report, Gerencia de Saneamiento, División Sistemas de Saneamiento, División de Aguas Residuales, agosto 2022. Elaborado por: OSE, disponible bajo solicitud.

United States Environmental Protection Agency. 2012 guidelines for water reuse. EPA/600/R-12/618, 2012. URL <https://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P100FS7K.PDF>. Washington, D.C.: U.S. Environmental Protection Agency and U.S. Agency for International Development.



LISTA DE PLANOS	
N° de Plano	Descripción
L00	Plano de ubicación
L01	Planta general
L02	Planta General - Pluviales y Servicios
L03	Perfil Hidráulico
L04	Fosa Séptica - Plantas y cortes
L05	Laguna Facultativa - Plantas, cortes y detalles
L06	Pozo de Bombeo intermedio - Planta y cortes
L07	Humedal Vertical - Plantas y cortes
L08	Humedal Vertical - Detalle de distribución y recolección
L09	Reservorio y dosificación de cloro - Planta, cortes y detalles
L10	Conducción a puntos de reuso - Planta general
L11	Emisario - Perfil y detalles



REFERENCIAS GRÁFICAS

- Calles internas - Balasto cementado
- Losa de protección
- Coronamiento
- Curvas de nivel
- Cerco perimetral
- Eje de calle
- Tubería por gravedad
- Tubería impulsión
- Tubería de dosificación de químicos
- Cortina vegetal
- Cámara de inspección - Ø1000
- Cámara de inspección - 0.60x0.60 m
- Válvula pico de pato
- Bomba

ABREVIATURA	SIGNIFICADO	±0.00	Nivel altimétrico (m)
NF	Nivel de Fondo	PVC ØXX; L=XX m; P=X%	Pendiente
NT	Nivel de Terreno		Longitud (m)
NC	Nivel de Calle		Dímetro (mm)
NTapa	Nivel de Tapa		Material
NCor	Nivel de Coronamiento		
NPA máx	Nivel de Pele de Agua máximo		
CZe	Cota de Zamepado de entrada		
CZs	Cota de Zamepado de salida		

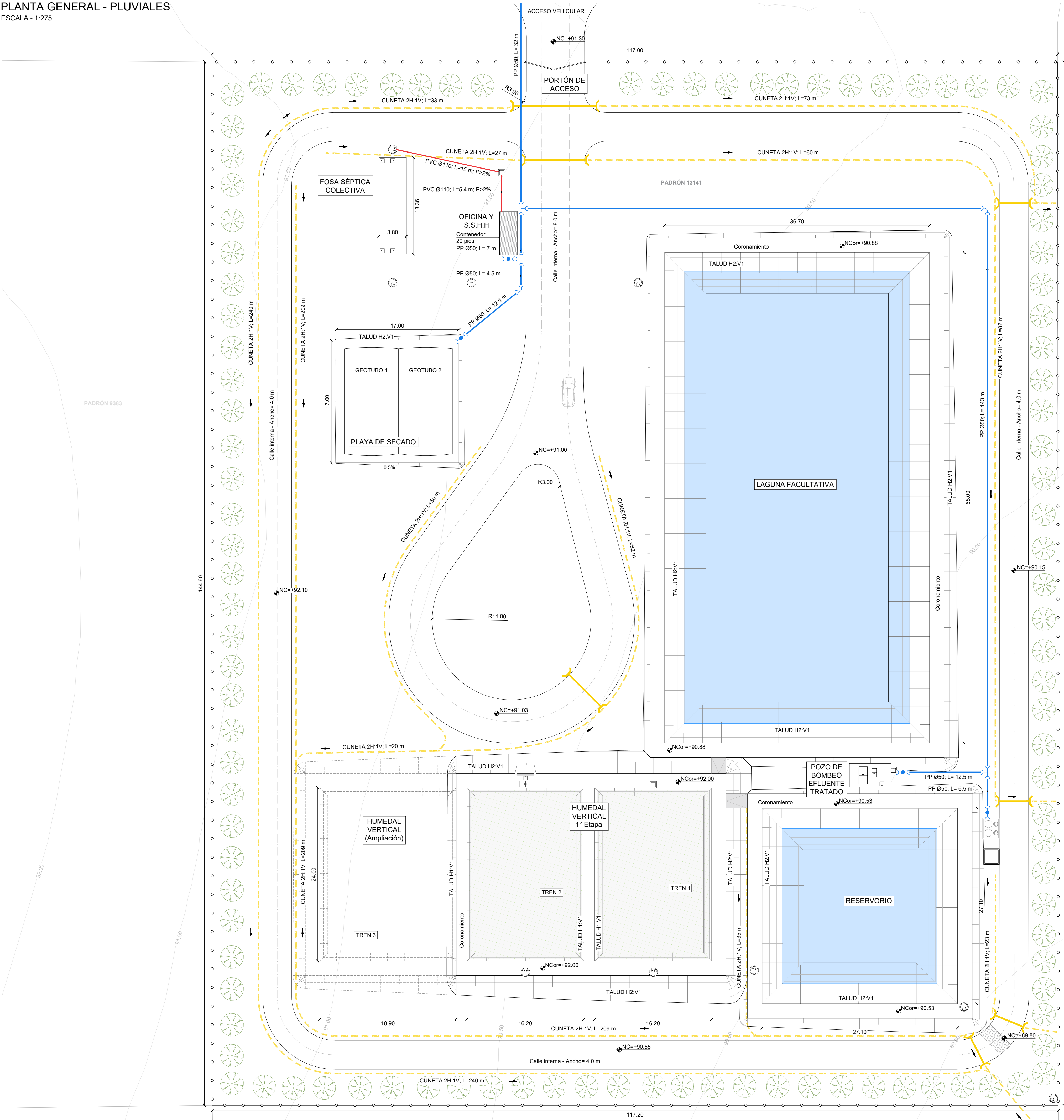
NOTAS

- Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
- Las unidades están en metros.
- Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
- La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
- Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
- Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
- Las tuberías y piezas de fundición dúctil deberán cumplir con las normas ISO 2531 y ISO 4179. Las uniones serán bridada, con bulonería en acero inoxidable AISI 304 y juntas de estanqueidad aptas para aguas residuales.
- Las tuberías y piezas de PEAD deberán cumplir con la norma UNIT-ISO 4427-2:2019 + AMD1:2023. Serán PN 10 SDR 17, con uniones por termofusión (a tope o electrofusión), respetando en todos los casos los radios mínimos de curvatura indicados por el fabricante.
- Las transiciones entre fundición dúctil y PEAD se resolverán mediante accesorios brida-PEAD según especificación de proyecto.
- Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
- Acondicionamiento del predio:
 - Se instalará cerco perimetral y portón de acceso de doble hoja según plano tipo de OSE 38297.
 - Se deberá conformar el camino de acceso con pavimento granular de base CBR > 50 %, espesor e = 0.30 m.
 - Se conformarán las cunetas triangulares de pendiente 1H:1.5V, revestidas de pasto, las cuales descargarán a terreno natural.
 - El fondo de la cuneta deberá construirse con una pendiente longitudinal mínima del 0,3 %.

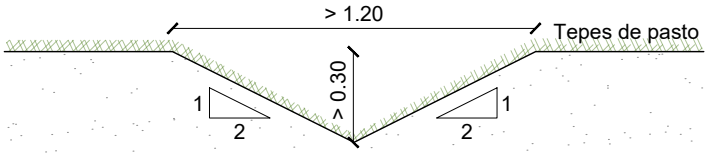
PROYECTO DE GRADO

PLANTA GENERAL

ESTUDIANTES:		Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera	
TUTORES:		Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano	
ESCALA:	1:275	FECHA:	DIC. 2025
IMFIA - FING - UDELAR			L01



DETALLE SECCIÓN CUNETA
ESCALA - 1:25



REFERENCIAS GRÁFICAS

- Calles internas - Balasto cementado
- Coronamiento
- Curvas de nivel
- Cerco perimetral
- Eje de calle
- Red de agua potable
- Tubería de desagüe primario desde Oficina y S.S.H.H.
- Cuneta proyectada
- Alcantarilla pluvial proyectada
- Cortina vegetal
- Cámara de inspección - Ø1000
- Cámara de inspección - 0.60x0.60 m
- Codo 90°
- Codo 45°
- Tee
- Llave de corte

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
NC	Nivel de Calle
NCor	Nivel de Coronamiento
PVC ØXX; L=XX m; P=XX%	Pendiente Longitud (m) Diámetro (mm) Material
±0.00	Nivel altimétrico (m)
CUNETA H.V; L=XX m	Longitud (m) Proportión Elemento

NOTAS

- Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
- Las unidades están en metros.
- Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
- Se conformarán las cunetas triangulares de pendiente 2H:1V, revestidas de pasto, las cuales descargarán a terreno natural.
- Las cunetas se diseñarán a nivel de proyecto ejecutivo con una altura mínima de 0,3 m y una pendiente mínima de 0,3%.
- Las alcantarillas serán ejecutadas en hormigón y tendrán un diámetro nominal de 300 mm.

PROYECTO DE GRADO

PLANTA GENERAL
PLUVIALES Y SERVICIOS

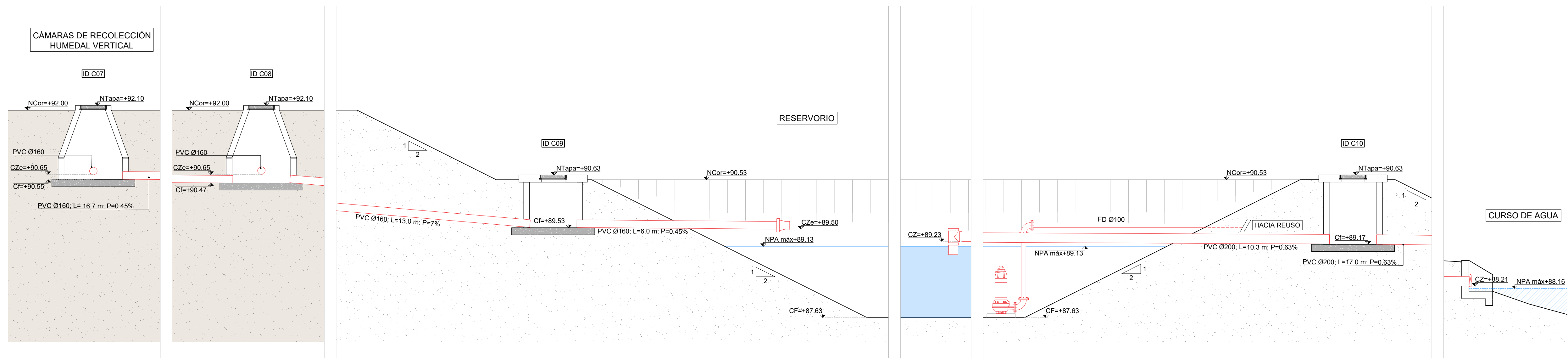
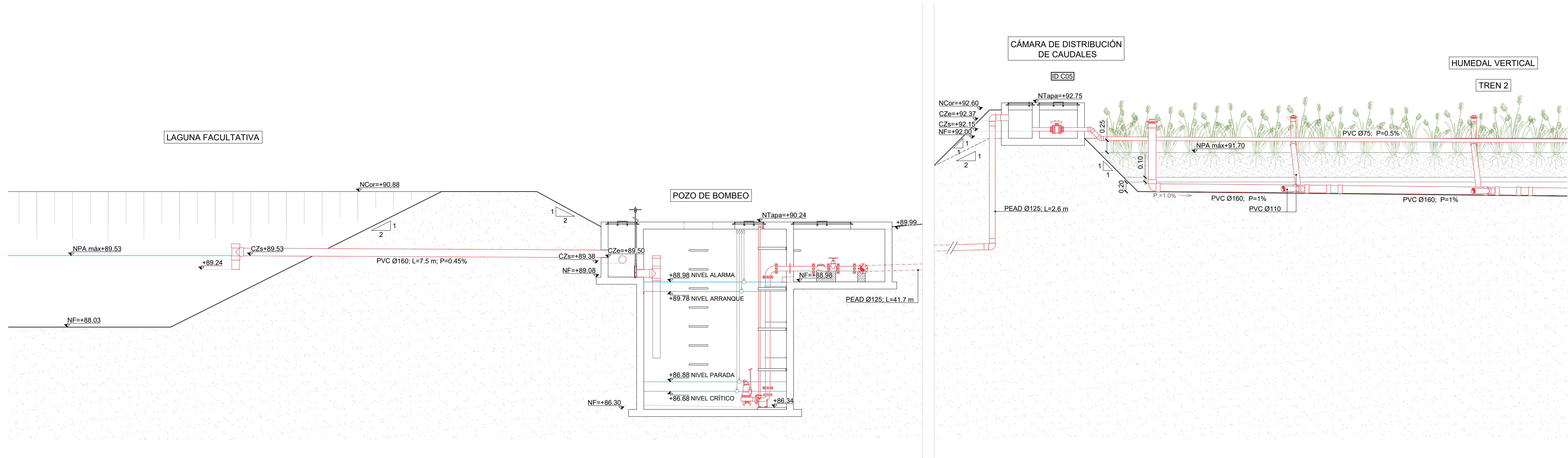
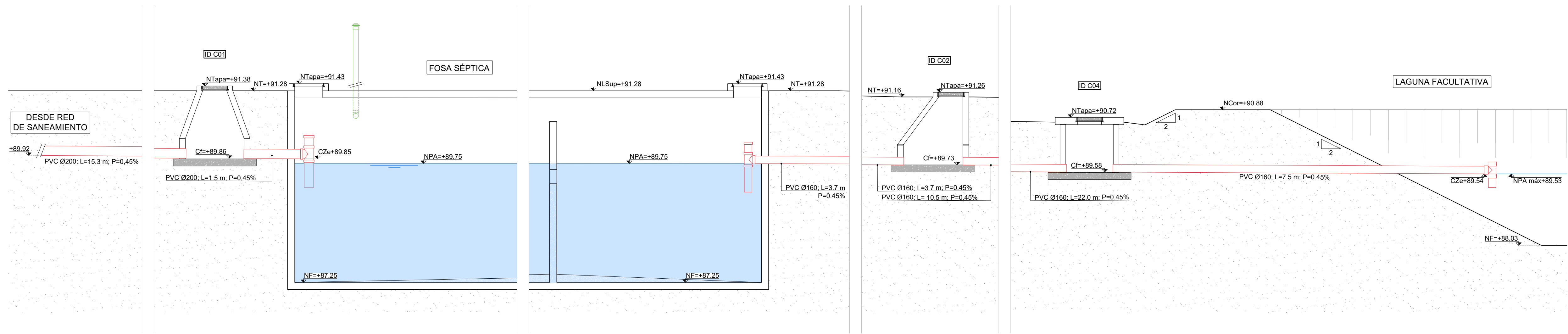
ESTUDIANTES: Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Iania Rivera

TUTORES: Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano

ESCALA: 1:25 - 1:275 FECHA: DIC. 2025

IMFIA - FING - UDELAR

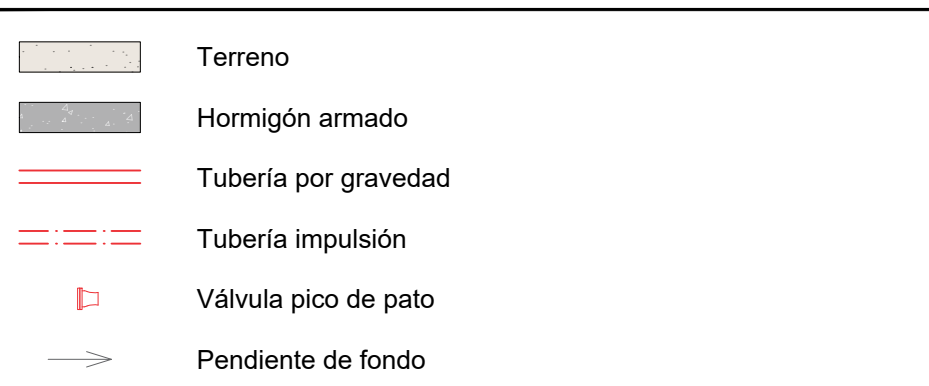
PERFIL HIDRÁULICO
ESCALA - 1:50



PLANTA UBICACIÓN
ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS



ABREVIATURA	SIGNIFICADO
NF	Nivel de Fondo
NT	Nivel de Terreno
NTapa	Nivel de Tapa
NLSup	Nivel de LSup
NCor	Nivel de Coronamiento
NPA máx	Nivel de Pelo de Agua máximo
ID	Identificador de cámara
CZ	Cota de Zanjeo
CZe	Cota de Zanjeo de entrada
CZs	Cota de Zanjeo de salida
Cf	Cota de fondo en el centro de la cámara

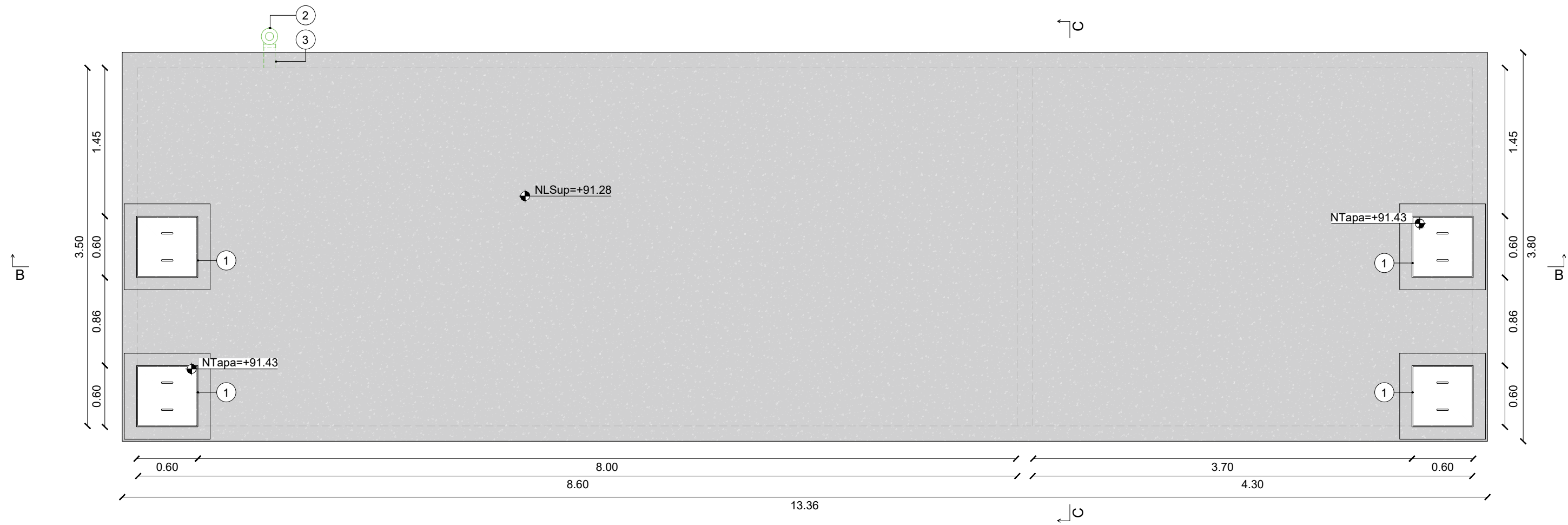
NOTAS

- Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
- Las unidades están en metros.
- Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
- Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
- Las tuberías y piezas de fundición dúctil deberán cumplir con las normas ISO 2531 y ISO 4179. Las uniones serán bridada, con bulonería en acero inoxidable AISI 304 y juntas de estanqueidad aptas para aguas residuales.
- Las tuberías y piezas de PEAD deberán cumplir con la norma UNIT-ISO 4427:2.2019 + AMD1:2023. Serán PN 10 SDR 17, con uniones por termofusión (a tope o electrofusión), respetando en todos los casos los radios mínimos de curvatura indicados por el fabricante.
- Las transiciones entre fundición dúctil y PEAD se resolverán mediante accesorios brida-PEAD según especificación de proyecto.
- La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
- Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
- Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
- El nivel del pelo del agua máximo (NPA máx) en la cañada se calculó para un período de retorno de 25 años, tomando como referencia una cota de fondo de +87,60 m.

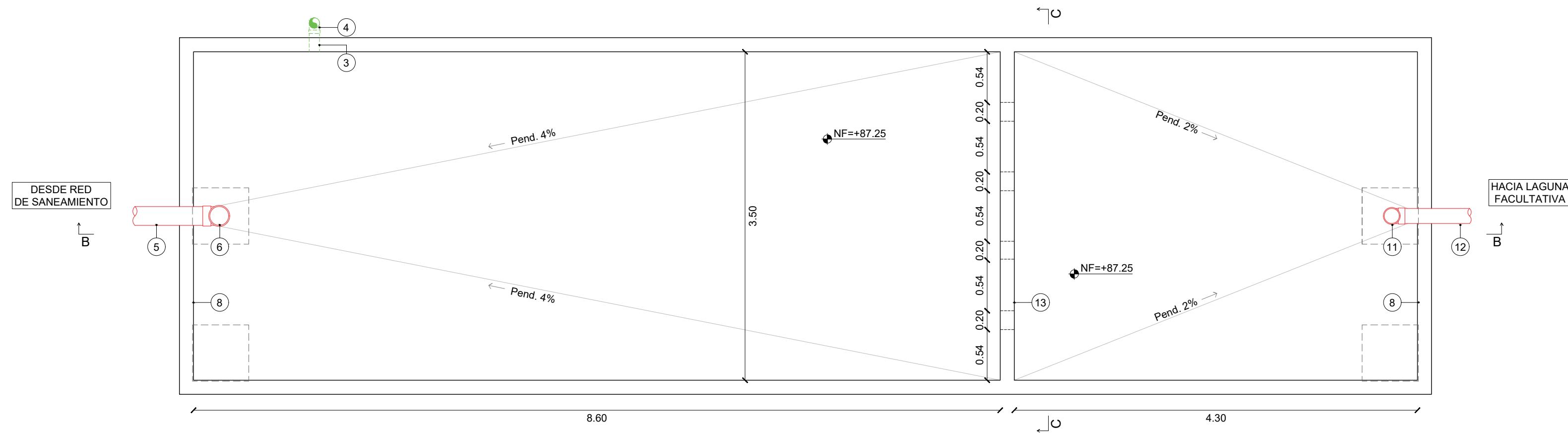
FOSA SÉPTICA

ESCALA - 1:40

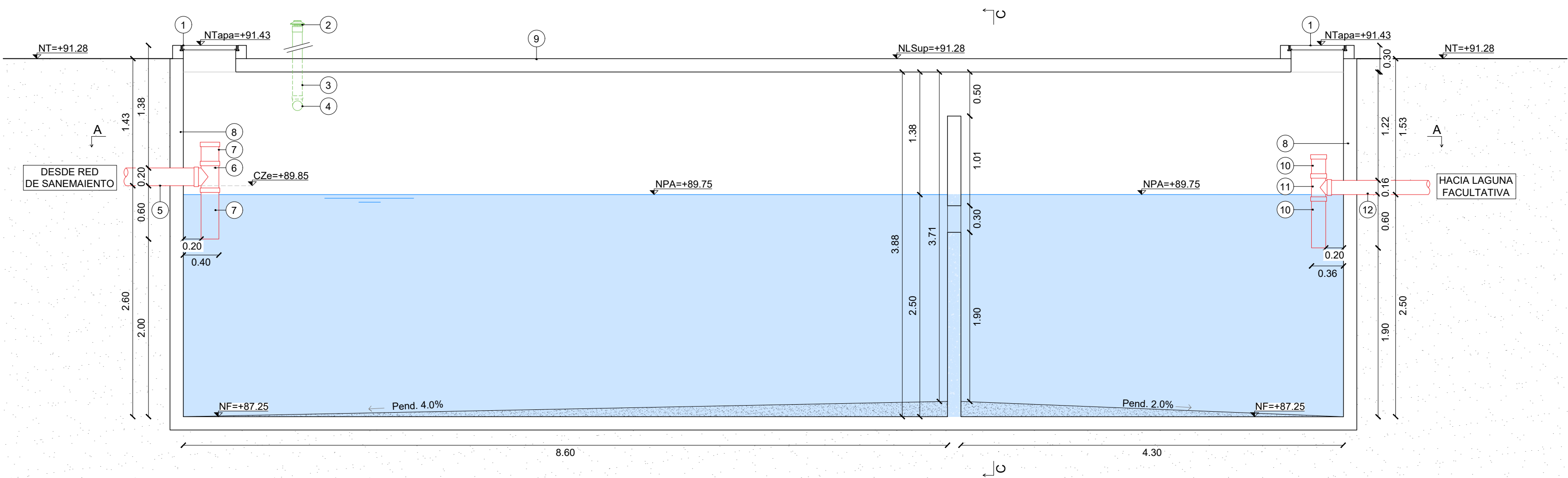
PLANTA DE TAPAS



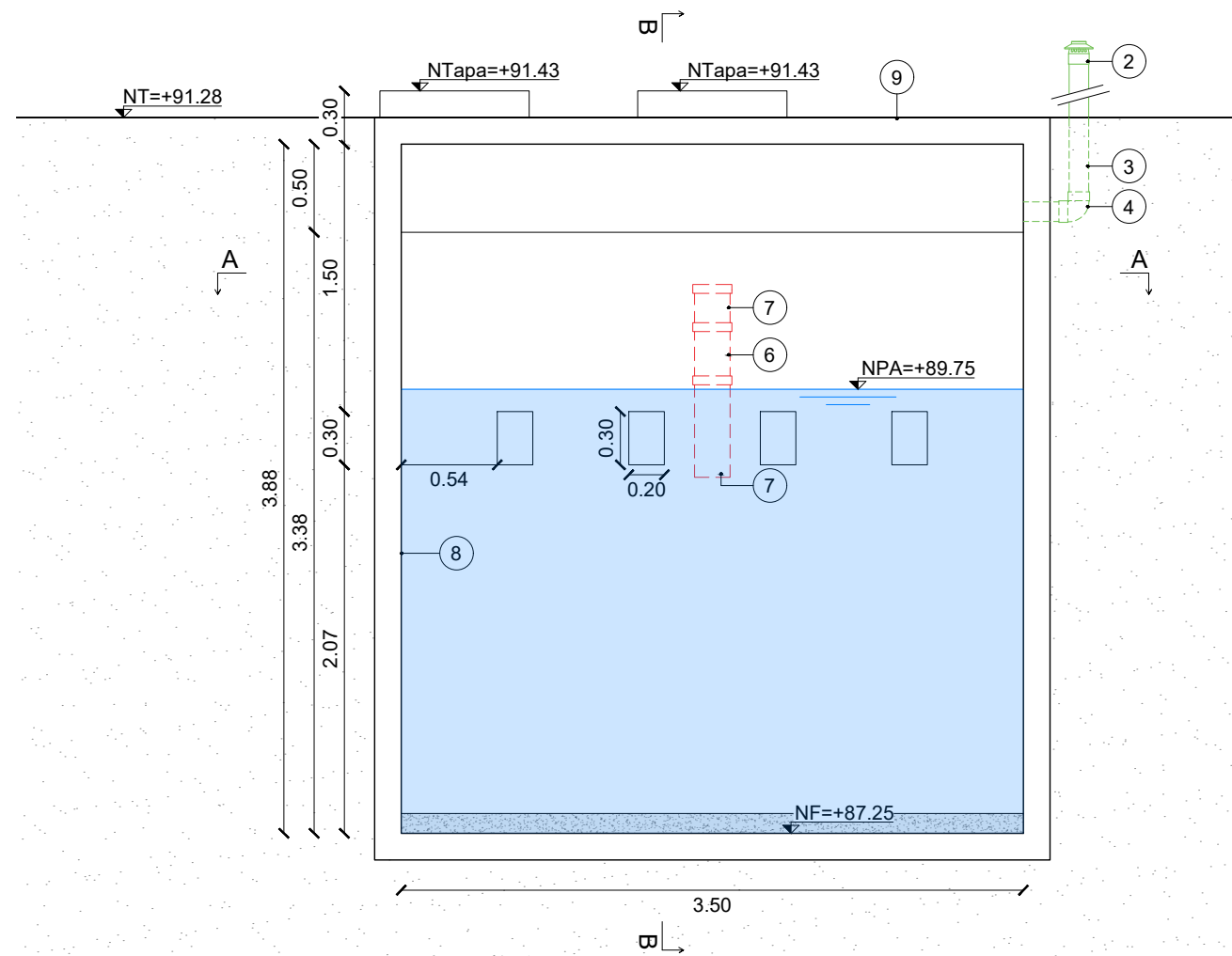
PLANTA A-A



CORTE B-B



CORTE C-C



PLANTA UBICACIÓN

ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS

	Terreno
	Hormigón armado
	Hormigón de relleno
	Tubería por gravedad

ABREVIATURA	SIGNIFICADO	±0.00	Nivel altimétrico (m)
NF	Nivel de Fondo	±0.00	Nivel altimétrico (m)
NT	Nivel de Terreno		
NA	Nivel de Agua		
NTapa	Nivel de Tapa		
NLSup	Nivel de Losa Superior		
NPA	Nivel de Pelo de Agua		
CZe	Cota de Zampado de entrada		

REFERENCIAS NUMERADAS

- 1 Tapa de hormigón armado - 0.60x0.60 m
- 2 Sombrero de ventilación - PVC Ø110 - h=3.00 m
- 3 Tubería de ventilación - FD Ø110
- 4 Codo - FD Ø110
- 5 Tubería desde Red de Saneamiento- PVC Ø200, Pend.= 0.45%
- 6 Tee - PVC Ø200
- 7 Tubería - PVC Ø200
- 8 Muro de hormigón armado
- 9 Losa superior de hormigón armado
- 10 Tubería - PVC Ø160
- 11 Tee - PVC Ø160
- 12 Tubería hacia Laguna Facultativa - PVC Ø160, Pend.=0.45%

NOTAS

1. Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
2. Las unidades están en metros.
3. Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
4. La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
5. Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
6. Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
7. Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
8. Las tuberías y piezas de fundición dúctil deberán cumplir con las normas ISO 2531 y ISO 4179. Las uniones serán bridada, con bulonería en acero inoxidable AISI 304 y juntas de estanqueidad aptas para aguas residuales.

PROYECTO DE GRADO

FOSA SÉPTICA
PLANTAS Y CORTES

ESTUDIANTES: Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera

TUTORES: Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano

ESCALA: 1:40 FECHA: DIC. 2025

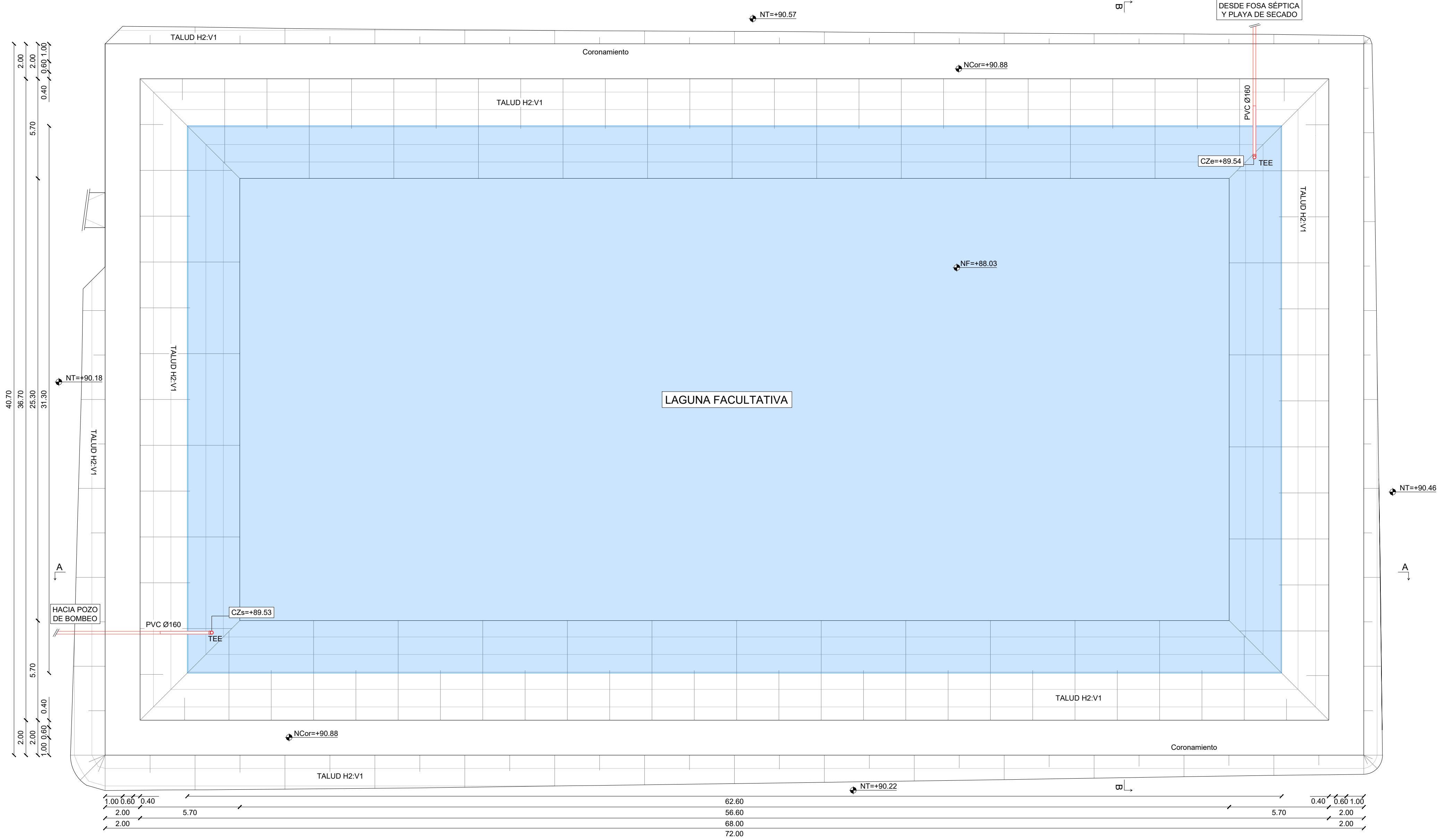
IMFIA - FING - UDELAR

L04

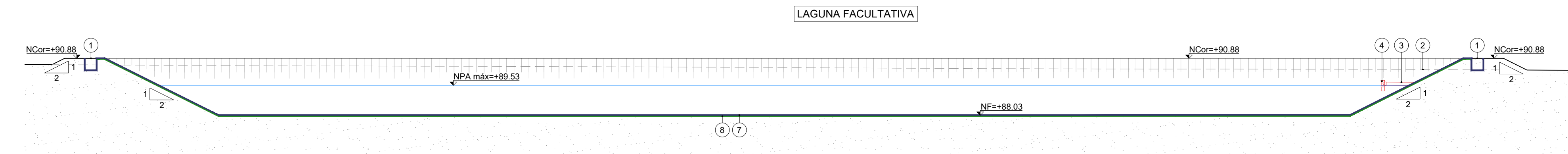
LAGUNA FACULTATIVA

ESCALA - 1:150

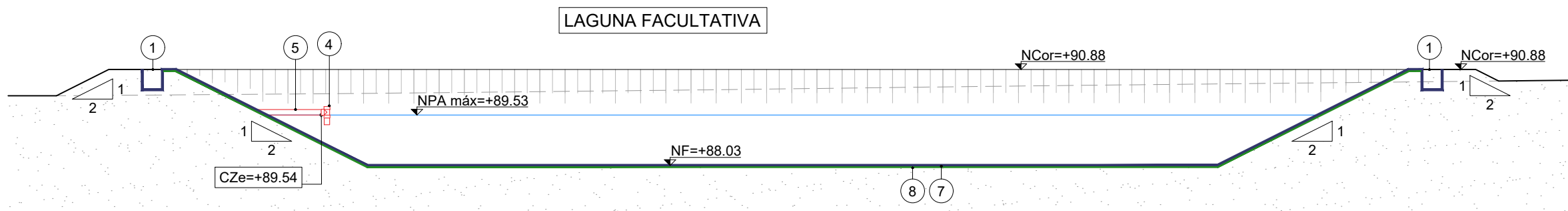
PLANTA



CORTE A-A

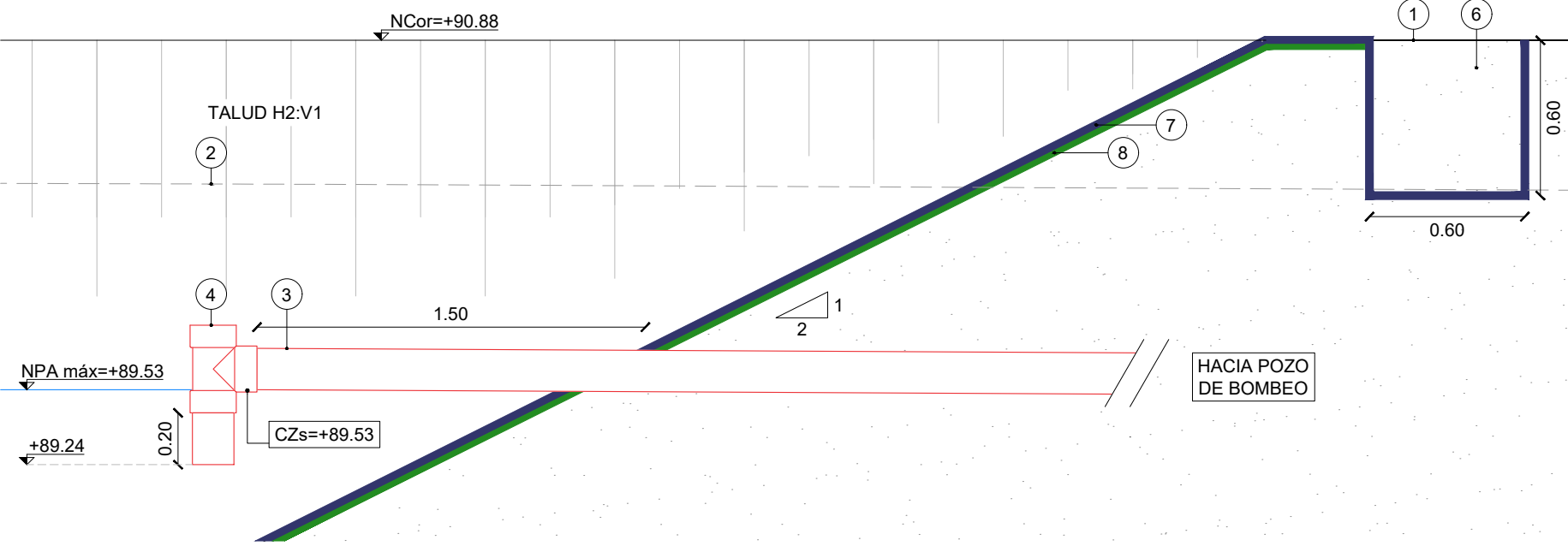


CORTE B-B



DETALLE SALIDA DE LAGUNA Y ANCLAJE DE MEMBRANA

ESCALA - 1:25



PLANTA UBICACIÓN

ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS

	Terreno
	Coronamiento
	Perfil de terreno existente
	Tubería por gravedad

ABREVIATURA	SIGNIFICADO	±0.00	Nivel altimétrico (m)
NF	Nivel de Fondo	±0.00	Nivel altimétrico (m)
NT	Nivel de Terreno		
NCor	Nivel de Coronamiento		
NPA máx	Nivel de Peto de Agua máximo		
CZe	Cota de Zampeado de entrada		
CZs	Cota de Zampeado de salida		

REFERENCIAS NUMERADAS

1. Zanja de anclaje para membrana - 0.60 x 0.60 m
2. Perfil de terreno existente
3. Tubería a Pozo de Bombeo - PVC Ø160, P=0.45%
4. Tee - PVC Ø160
5. Tubería desde Fosa Séptica y Playa de Secado - PVC Ø160
6. Terreno compactado para anclaje de membrana
7. Membrana PEAD - e=1.5 mm
8. Geotextil - e=3.0 mm

NOTAS

1. Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
2. Las unidades están en metros.
3. Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
4. La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
5. Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
6. La laguna se impermeabilizará con geomembrana de PEAD de 1.5 mm de espesor mínimo, instalada sobre geotextil no tejido de 300 g/m² como protección inferior.
7. Las soldaduras de la geomembrana deberán realizarse con cuña caliente o extrusión y ensayarse mediante pruebas de vacío o aire a presión según normas ASTM aplicables.
8. La superficie de apoyo deberá regularizarse y compactarse previamente, quedando libre de piedras, raíces o elementos punzantes.
9. La geomembrana se fijará en zanjas perimetrales conforme se indica en los planos de detalle.
10. Los taludes interiores y exteriores de las lagunas serán 2H:1V.
11. El coronamiento de talúd de las lagunas será transitable, con un coronamiento de 2,0 m.

PROYECTO DE GRADO

LAGUNA FACULTATIVA
PLANTA Y CORTES

ESTUDIANTES: Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera

TUTORES: Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano

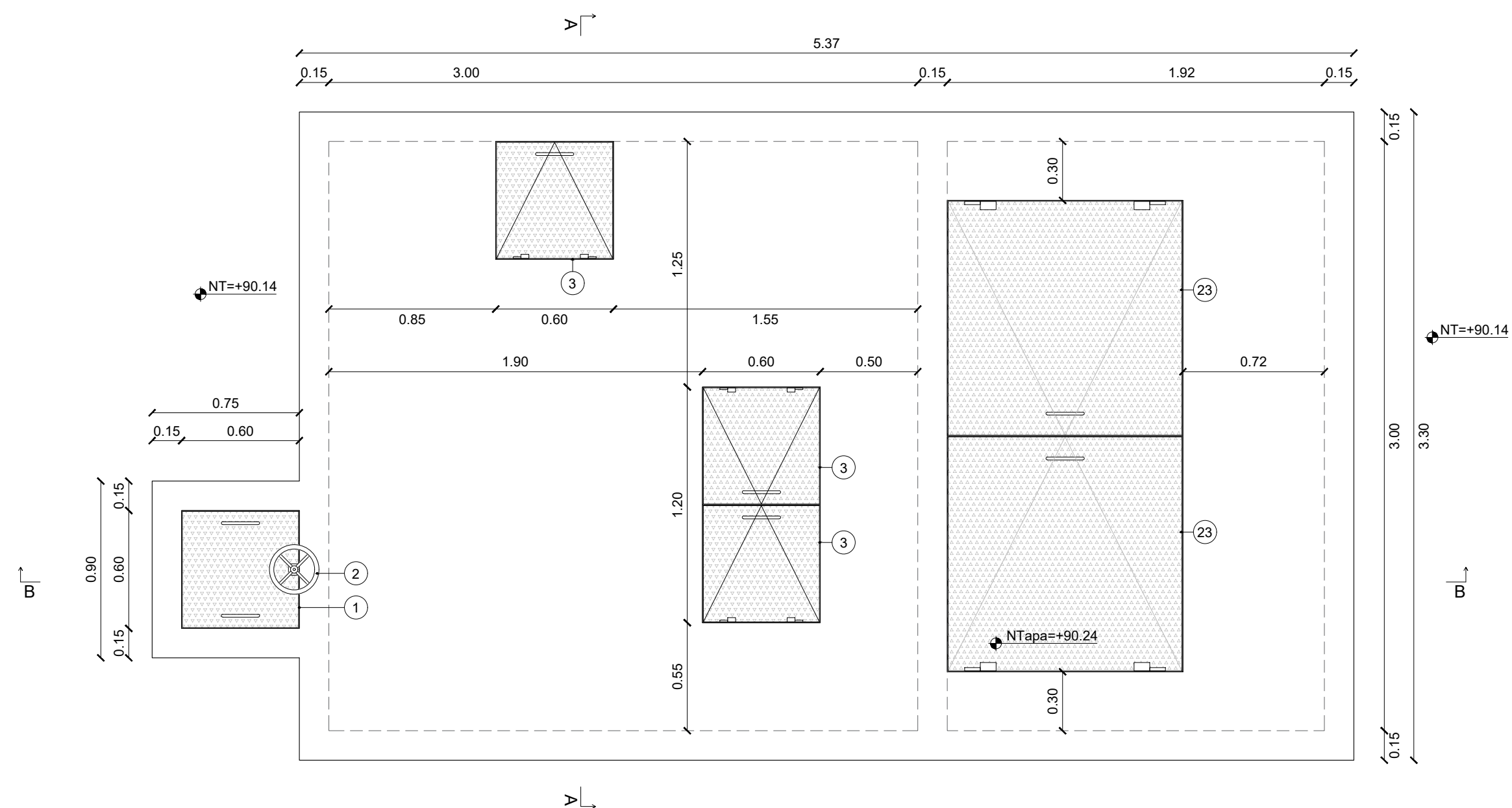
ESCALA: 1:25 - 1:150 FECHA: DIC. 2025

IMFIA - FING - UDELAR

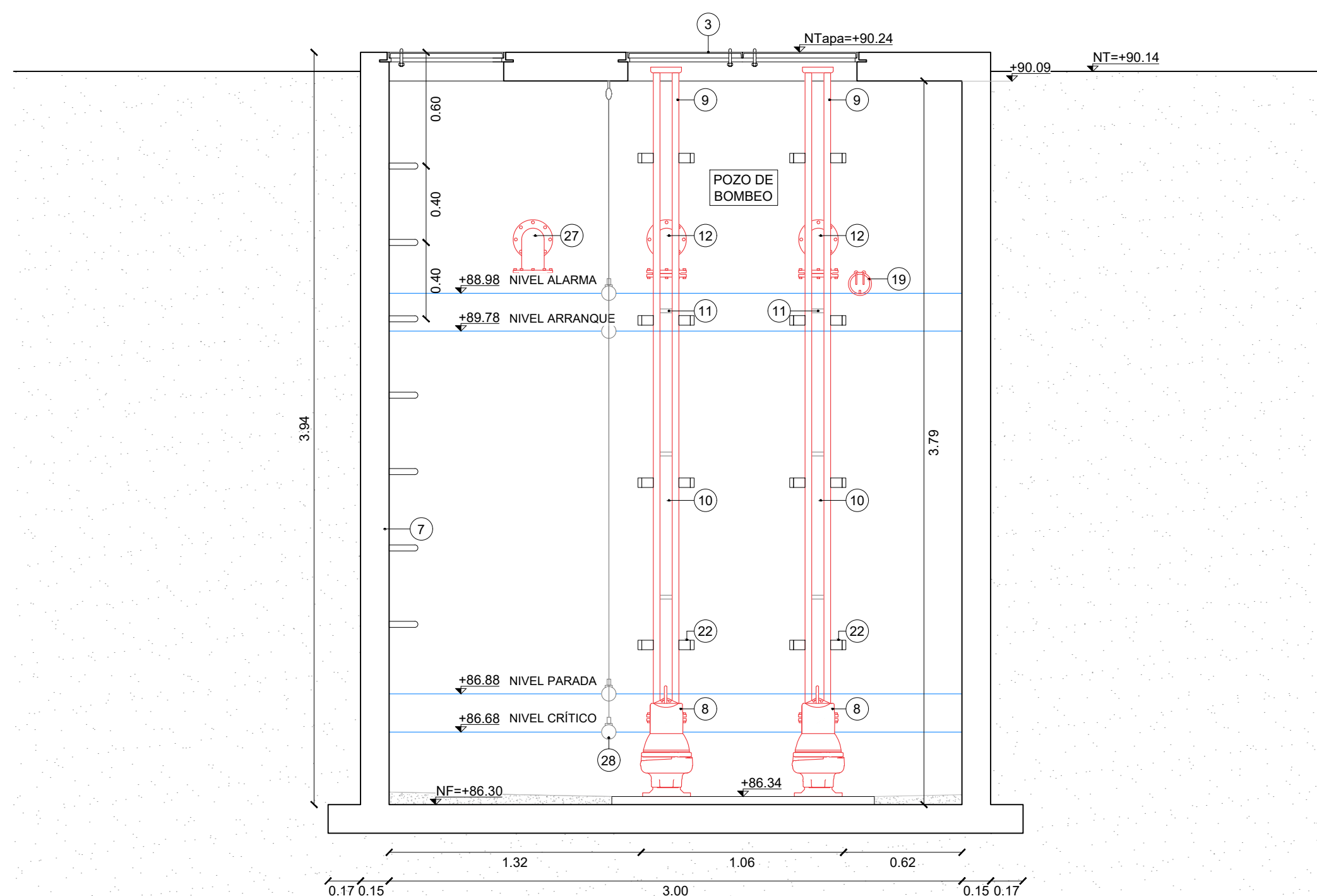
L05

ESCALA - 1:25

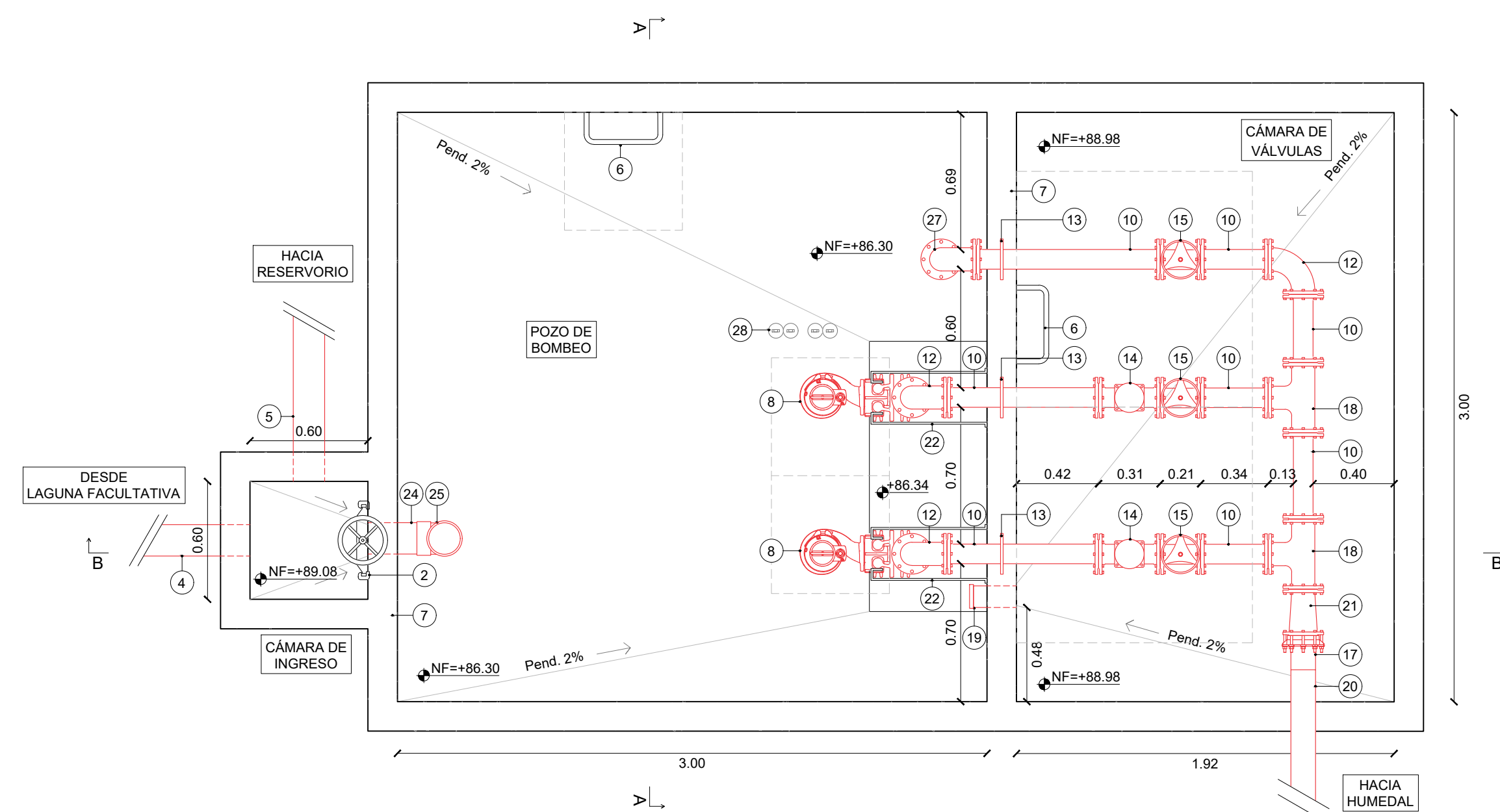
PLANTA DE TAPAS



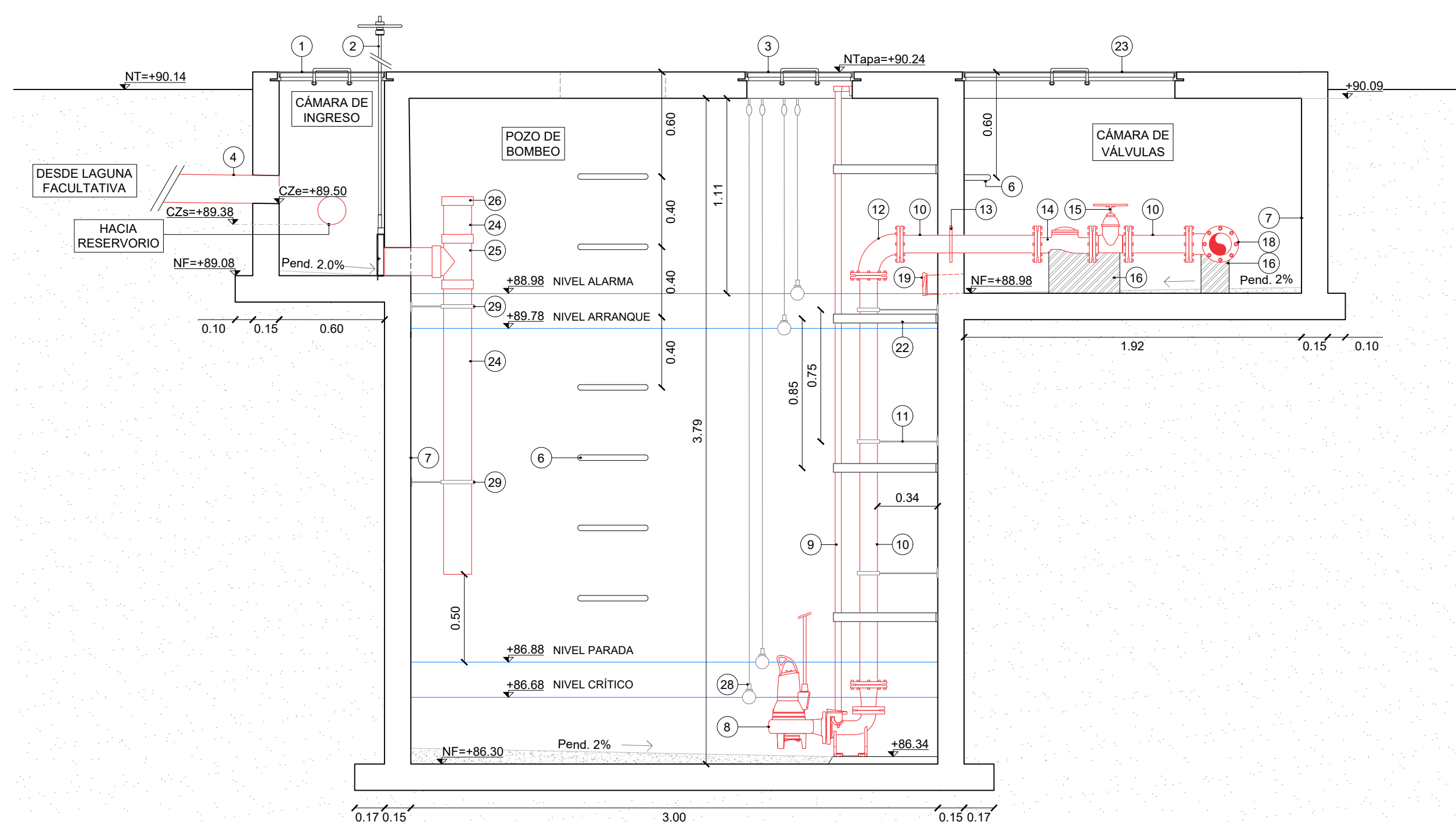
CORTE A-A



PLANTA



CORTE B-B



PLANTA UBICACIÓN

ESCALA - 1:200



REFERENCIAS GRÁFICAS

	Terreno
	Hormigón armado
	Hormigón de relleno
	Tubería

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
NF	Nivel de Fondo
NT	Nivel de Terreno
NTapa	Nivel de Tapa
CZe	Cota de Zampeado de entrada
CZs	Cota de Zampeado de salida

REFERENCIAS NUMERADAS

- 1 Tapa metálica galvanizada - 0.60x0.60 m
- 2 Compuerta manual con vástago - 0.20x0.20 m
- 3 Tapa metálica galvanizada abatible con bisagra - 0.60x0.60 m
- 4 Tubería desde Laguna Facultativa - PVC Ø160
- 5 Tubería desde Reservorio - PVC Ø160
- 6 Escalones de acero Ø25 revestidos en polietileno
- 7 Muro de hormigón armado - e=0.15 m
- 8 Bomba sumergible
- 9 Guía de izaje para bombas
- 10 Tubería de impulsión - FD Ø100
- 11 Soporte galvanizado para tubería de impulsión c/0.75 m
- 12 Codo 90° - FD Ø100
- 13 Pasamuro - FD Ø100
- 14 Válvula de retención - Ø100
- 15 Válvula de cierre manual - Ø100
- 16 Base de apoyo para válvulas y piezas en hormigón
- 17 Adaptador a brida en PEAD con brida - FD a PEAD Ø125
- 18 Tee - FD Ø100
- 19 Desagüe a pozo de bombeo con válvula tipo Flap - PVC Ø110
- 20 Tubería de impulsión hacia humedal - PEAD Ø125
- 21 Reducción - FD Ø100 a Ø125
- 22 Soporte galvanizado para guías de izaje bombas c/0.85 m
- 23 Tapa metálica galvanizada abatible con bisagra - 1.20x1.20 m
- 24 Tubería - PVC Ø160
- 25 Tee - PVC Ø160
- 26 Tapa para punto de inspección - PVC Ø160
- 27 Vaciado de impulsión - Codo 90° - FD Ø100
- 28 Flotadores para bombas
- 29 Soporte galvanizado para tubería PVC c/1.00 m

NOTAS

1. Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEUy.
2. Las unidades están en metros.
3. Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
4. Los espesores y armaduras se definirán según cálculo estructural.
5. La instalación de tuberías y accesorios deberá ajustarse al Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
6. Las tuberías PVC-U a gravedad cumplirán UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), con uniones campana-espiga y junta elástica (UNIT 756 y 788).
7. Las tuberías de fundición dúctil cumplirán ISO 2531 e ISO 4179, con uniones bridadas y butonera AISI 304.
8. Las tuberías y piezas PEAD cumplirán UNIT-ISO 4427-2:2019+AMD1:2023, PN 10 SDR 17, con uniones por termofusión y radios mínimos según fabricante; las transiciones FD-PEAD serán mediante accesorios brida-PEAD.
9. El desagüe de la cámara de válvulas se ejecutará en PVC-U Ø110, equipado con una válvula tipo flap para evitar reflujo.
10. Válvulas retención: tipo clapeta, uniones bridadas PN 10, cuerpo nodular, según ubicación en planta y cortes.
11. Válvulas cierre: tipo compuerta bidireccional, accionamiento manual, operen en FD, verificación AISI 304.
12. Escalones en acero Ø25 mm revestido en PE, niveles de control ajustados en obra, y tapas metálicas accesibles para mantenimiento y ventilación.
13. Bombas
 - 13.1. $Q = 14,4 \text{ L/s}$; $H = 7,1 \text{ mca}$.
 - 13.2. Cuerpo y rodetes en hierro fundido, eje en acero inoxidable y motor encapsulado apto para servicio continuo.
 - 13.3. Instalación: faja, con guías de izaje y acople automático.

PROYECTO DE GRADO

POZO DE BOMBEO INTERMEDIO

PLANTA Y CORTES

ESTUDIANTES:	Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla River
--------------	--

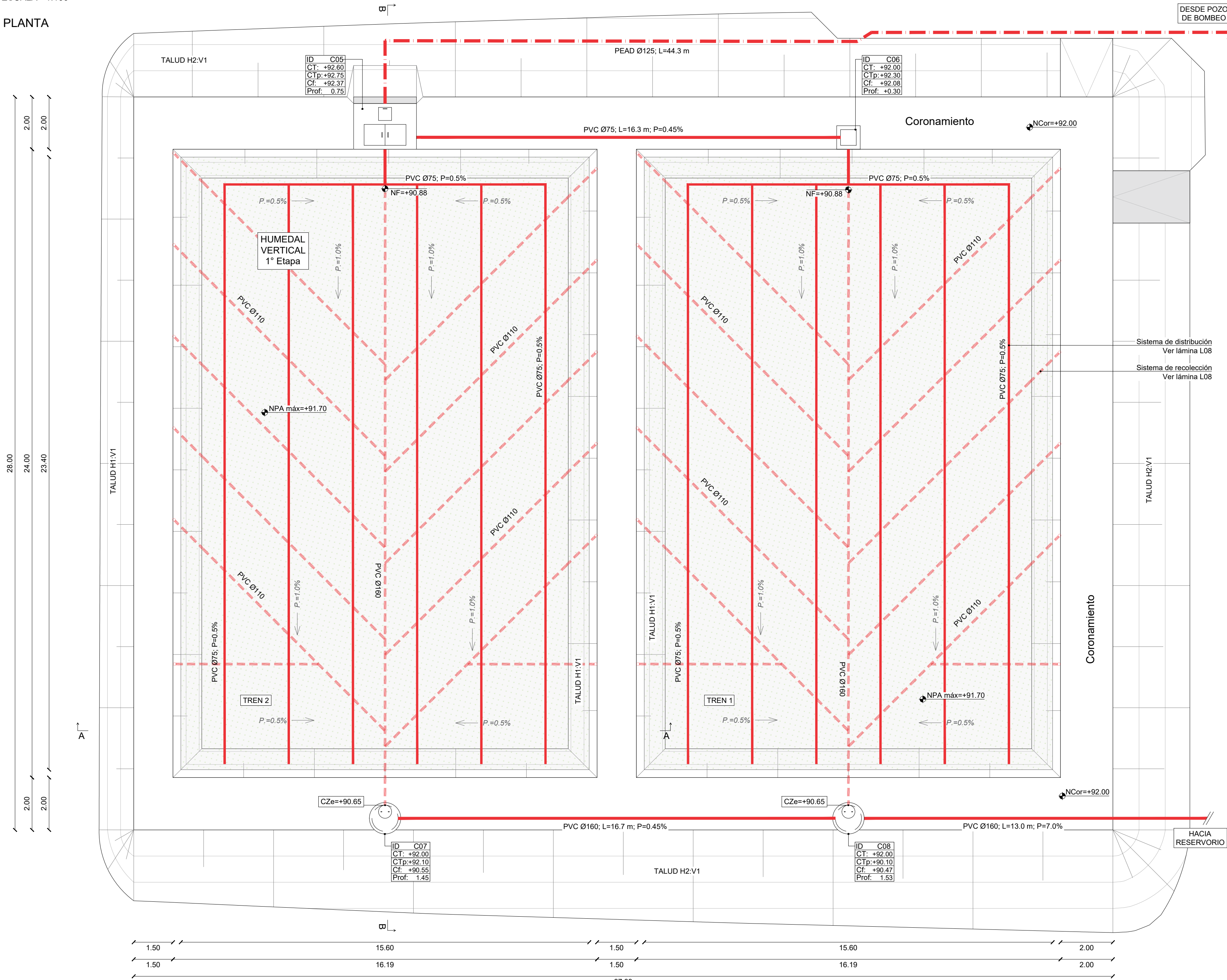
TUTORES:	Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzan
----------	---

ESCALA:	1:25	FECHA:	DIC. 2025
---------	------	--------	-----------

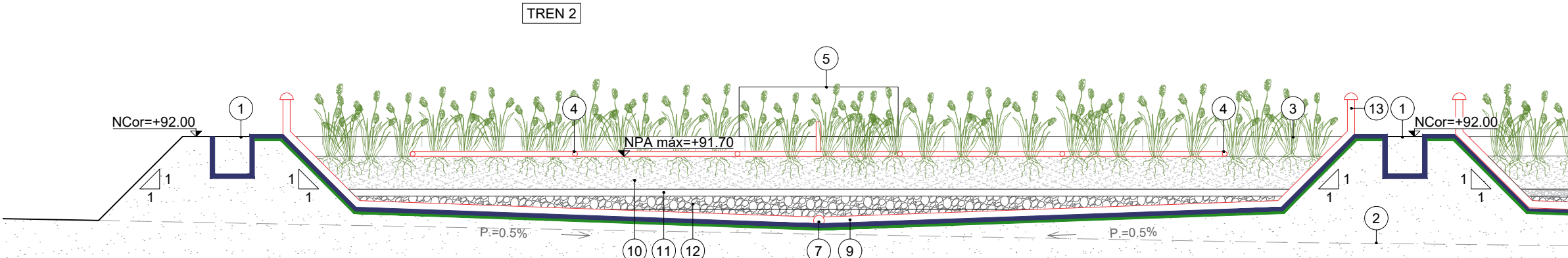
IMFIA - FING - UDELAR

L06

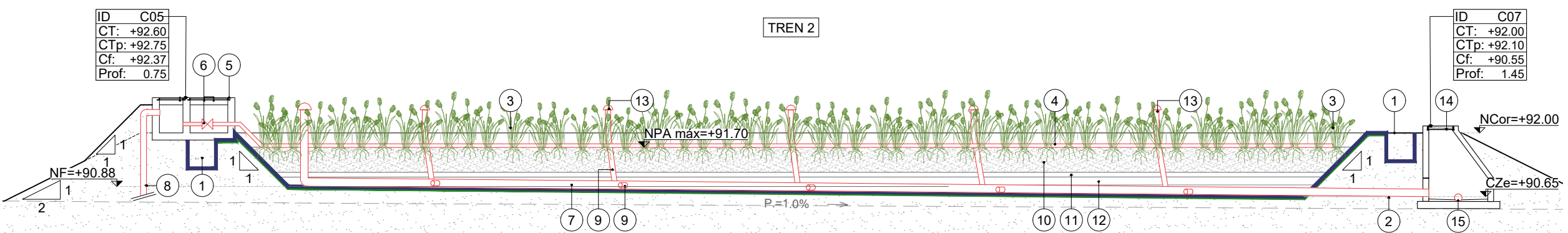
HUMEDAL
ESCALA - 1:100
PLANTA



CORTE A-A
ESCALA - 1:75

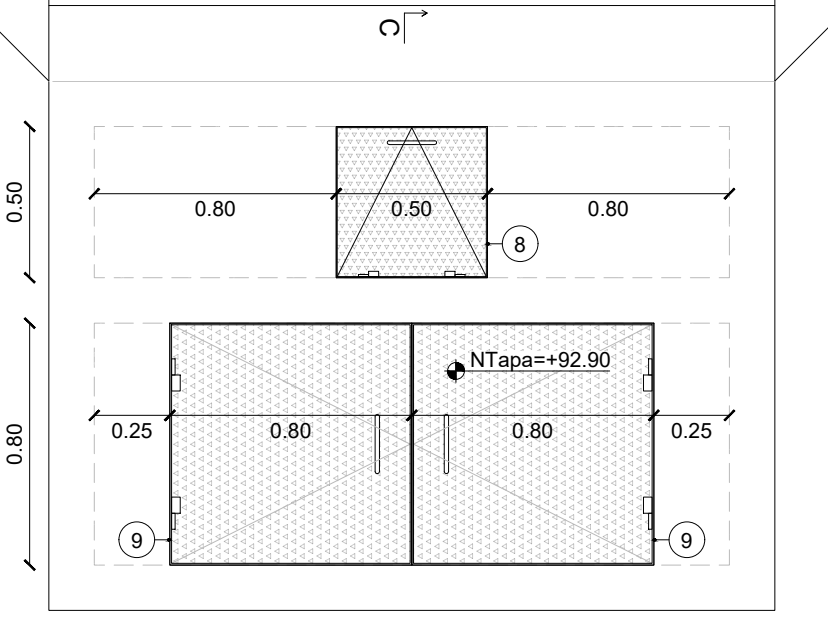


CORTE B-B
ESCALA - 1:100

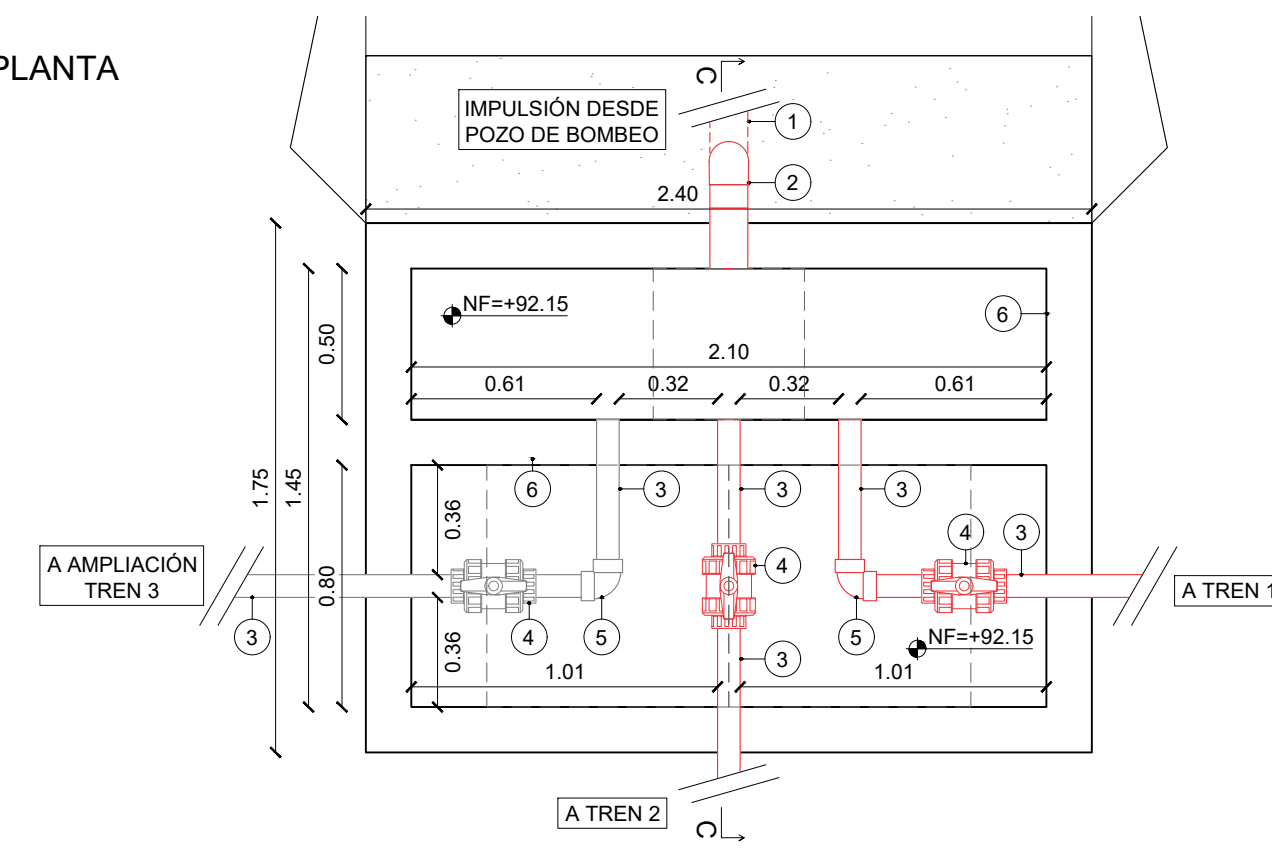


DETALLE CÁMARA PARA REPARTICIÓN DE CAUDAL
ESCALA - 1:25

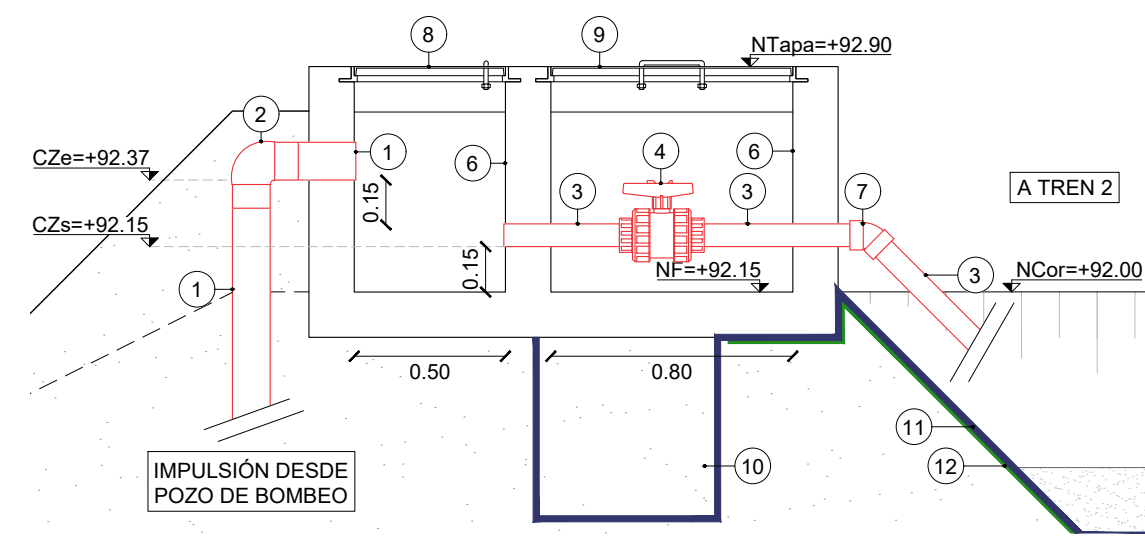
PLANTA DE TAPAS



PLANTA



CORTE C-C



REFERENCIAS NUMERADAS DETALLE

- Impulsión desde Pozo de Bombeo - PEAD Ø125
- Codo 90° - PEAD Ø125
- Tubería de salida a Tren de Humedal - PVC Ø75
- Válvula de cierre manual - PVC Ø75
- Codo 90° - PVC Ø75
- Muro de hormigón armado
- Codo 45° - PVC Ø75
- Tapa metálica abatible con bisagras - 0.50x0.50 m
- Tapa metálica abatible con bisagras - 0.80x0.80 m
- Terreno compactado para anclaje de membrana
- Membrana PEAD - e=1.5 mm
- Geotextil - e=3.0 mm

PLANTA UBICACIÓN
ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS

- Terreno
- Coronamiento
- Perfil de terreno existente
- Proyección ampliación de humedal
- Tubería por gravedad - Ampliación
- Tubería por gravedad
- Tubería impulsión
- Pendiente de fondo

ABREVIATURA	SIGNIFICADO	Identificador
NF	Nivel de Fondo	±0.00 Nivel altimétrico (m)
NTapa	Nivel de Tapa	+0.00 Nivel altimétrico (m)
NCor	Nivel de Coronamiento	
NPA máx	Nivel de Pelo de Agua máximo	
CZe	Cota de Zanjeado de entrada	
CZs	Cota de Zanjeado de salida	
ID	Identificador	
CT	Cota de Terreno	
CTp	Cota de Tapa	
CF	Cota de Fondo en el centro de cámara	
Prof.	Profundidad útil	

REFERENCIAS NUMERADAS

- Zanja de anclaje para membrana - 0.60 x 0.60 m
- Perfil de terreno existente
- Vegetación acuática
- Sistema de distribución - PVC Ø75
- Cámara para repartición de caudal
- Válvula de cierre manual - PVC Ø75
- Sistema de recolección - PVC Ø160
- Tubería de impulsión desde Pozo de Bombeo - PEAD Ø125
- Sistema de Recolección - PVC Ø110
- Capa filtrante - e=0.50 m
- Capa de transición - e =0.10 m
- Capa de drenaje - e min.= 0.20 m
- Tubería de ventilación - PVC Ø110
- Cámara de inspección
- Tubería hacia cámara - PVC Ø160

NOTAS

- Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEIuy.
- Las unidades están en metros.
- Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
- Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
- Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
- La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
- Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
- Las tuberías y piezas de PEAD deberán cumplir con la norma UNIT-ISO 4427-2:2019 + AMD1:2023. Serán PN 10 SDR 17, con uniones por termofusión (a tope o electrofundición), respetando en todos los casos los radios mínimos de curvatura indicados por el fabricante.
- Las tuberías de distribución superior tendrán perforaciones de diámetro no menor a 8 mm, con un mínimo de 1 perforación por m² de superficie del humedal.
- El sistema de recolección es del tipo "espinas de pez", con laterales Ø110 mm que descargan en un colector central Ø160 mm y ventilación en los extremos para aireación del lecho.
- El humedal se impermeabilizará con geomembrana de PEAD de 1.5 mm de espesor mínimo, instalada sobre geotextil no tejido de 300 g/m² como protección inferior.
- Las soldaduras de la geomembrana deberán realizarse con cuña caliente o extrusión y ensayarse mediante pruebas de vacío o aire a presión según normas ASTM aplicables.
- La superficie de apoyo deberá regularizarse y compactarse previamente, quedando libre de piedras, raíces o elementos punzantes.
- La geomembrana se fijará en zanjas perimetrales conforme se indica en los planos de detalle.
- Los taludes interiores serán 1H:1V y exteriores de serán 2H:1V.
- El coronamiento perimetral será transitable, con ancho variable según lo indicado en el plano.
- Las plantas del humedal serán carrizo (Phragmites australis), con una densidad de 4 unidades por metro cuadrado.
- Las tapas metálicas de acceso deberán quedar accesibles para mantenimiento y ventilación del pozo.
- El manto filtrante estará compuesto por 50 cm de arena gruesa (0.06-4 mm), 10 cm de grava 4-8 mm como capa de transición y 20 cm de grava gruesa como capa de drenaje.

PROYECTO DE GRADO

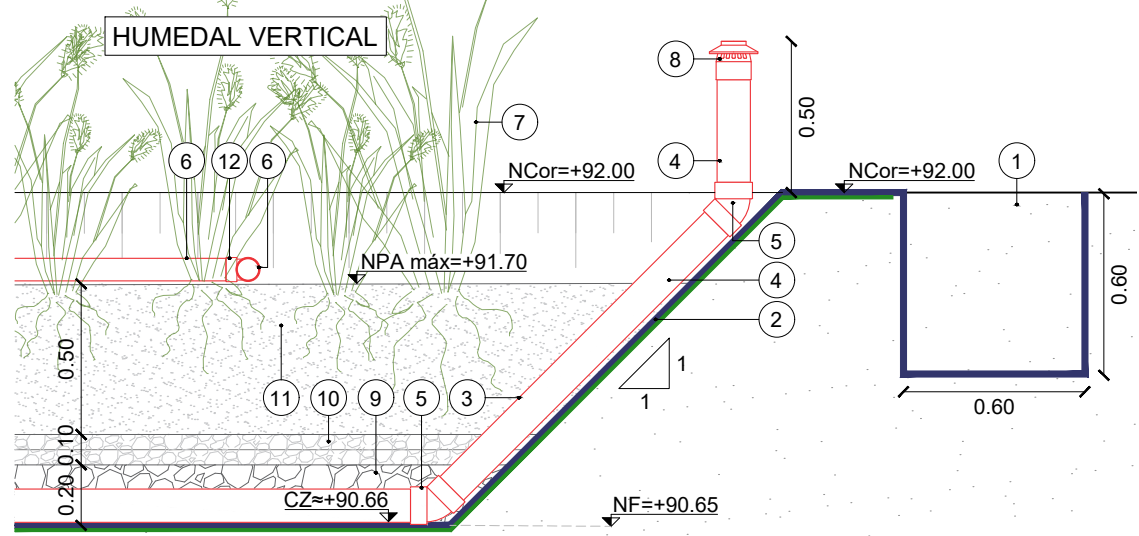
HUMEDAL VERTICAL
PLANTA Y CORTES

ESTUDIANTES:		Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera	
TUTORES:		Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano	
ESCALA:	INDICADAS	FECHA:	DIC. 2025
IMFIA - FING - UDELAR			L07

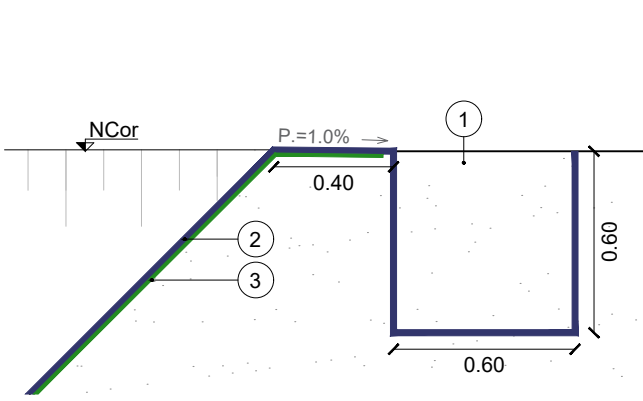
HUMEDAL
ESCALA - 1:75
SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN



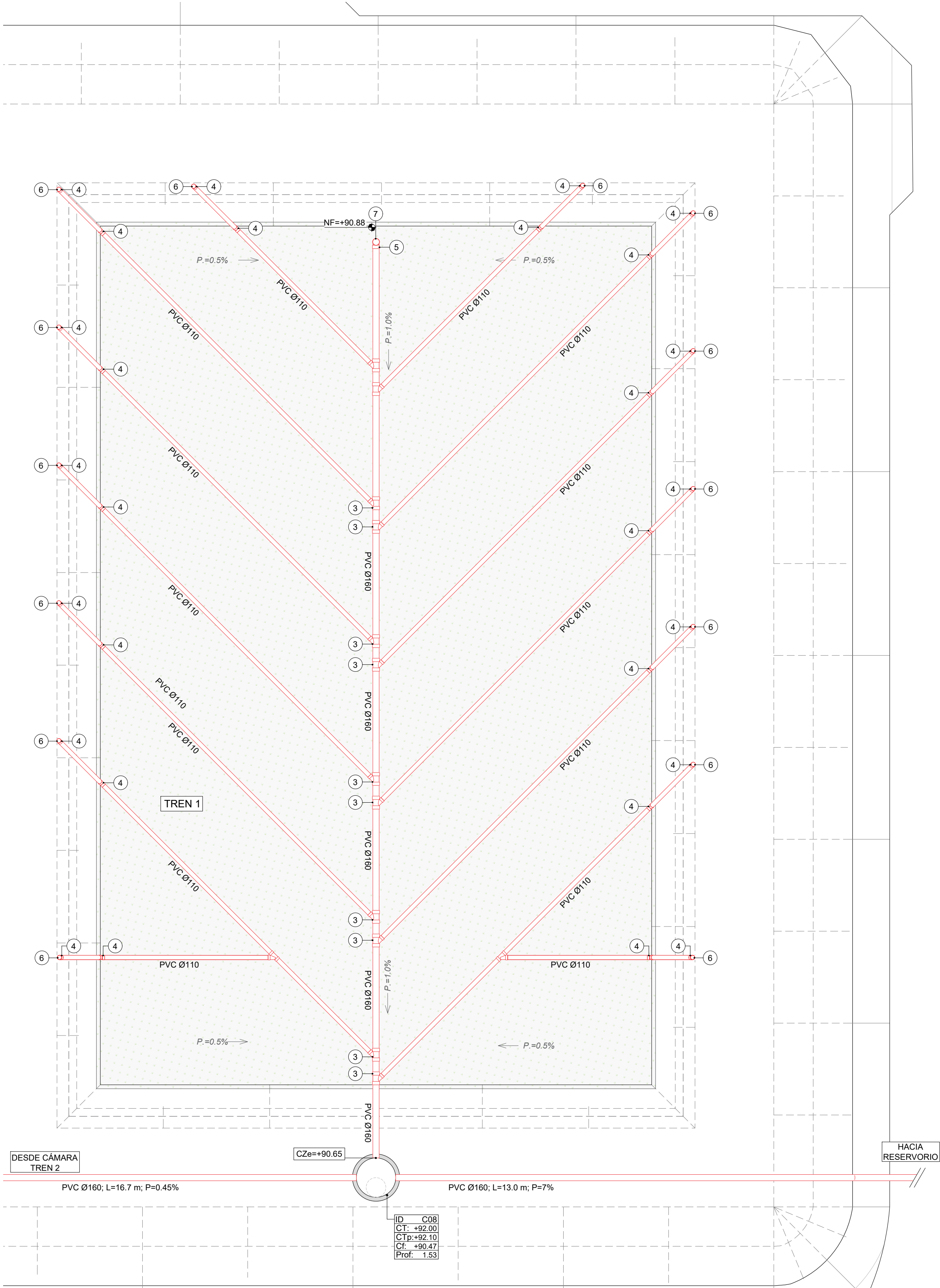
DETALLE VENTILACIONES DE SISTEMA DE RECOLECCIÓN
ESCALA - 1:25



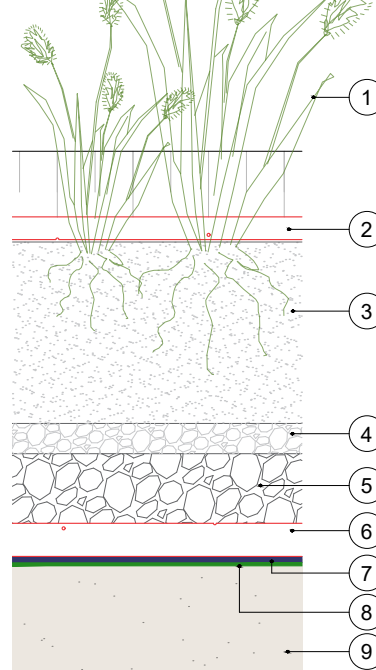
DETALLE ZANJA DE ANCLAJE PARA MEMBRANA
ESCALA - 1:25



SISTEMA DE RECOLECCIÓN



DETALLE MANTO
ESCALA - 1:25



REFERENCIAS NUMERADAS DETALLES

- 1 Zanja de anclaje para membrana - 0.60 x 0.60 m
- 2 Membrana PEAD - e=1.5 mm
- 3 Geotextil - e=3.0 mm
- 4 Tubería - PVC Ø110
- 5 Codo 45° - PVC Ø110
- 6 Sistema de distribución - PEAD Ø75
- 7 Vegetación acuática
- 8 Sombrerete de ventilación - PVC Ø110
- 9 Capa de drenaje - e min.=0.20 m
- 10 Capa de transición - e=0.10 m
- 11 Capa filtrante - e=0.50 m
- 12 Codo 90° - PVC Ø75

REFERENCIAS NUMERADAS DETALLE

- 1 Vegetación acuática
- 2 Sistema de distribución - PVC Ø75
- 3 Capa filtrante - e=0.50 m
- 4 Capa de transición - e=0.10 m
- 5 Capa de drenaje - e min.=0.20 m
- 6 Sistema de recolección - PVC Ø110
- 7 Membrana PEAD - e=1.5 mm
- 8 Geotextil - e=3.0 mm
- 9 Terreno

PLANTA UBICACIÓN
ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS

- Terreno
- Coronamiento
- Tubería
- Pendiente de fondo

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
NF	Nivel de Fondo
NCor	Nivel de Coronamiento
NPA máx	Nivel de Pelo de Agua máximo
CZe	Cota de Zampado de entrada
CZs	Cota de Zampado de salida

ID	Identificador
CT	Cota de Terreno
C	Cota de Tapa
Prof.	Cota de Fondo en el centro de cámara

±0.00	Nivel altimétrico (m)
+0.00	Nivel altimétrico (m)

PVC ØXX; L=XX m; P=X%	Pendiente
	Longitud (m)
	Díametro (mm)
	Material

REFERENCIAS NUMERADAS

- 1 Codo 90° - PVC Ø75
- 2 TEE - PVC Ø75
- 3 TEE 45° + Reducción - Ø160 a Ø110
- 4 Codo 45° - PVC Ø110
- 5 Codo 90° - PVC Ø160
- 6 Sombrerete de ventilación - PVC Ø110
- 7 Sombrerete de ventilación - PVC Ø160

NOTAS

1. Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
2. Las unidades están en metros.
3. Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
4. Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
5. Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
6. La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Sanearamiento.
7. Las tuberías de PVC-U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
8. Las tuberías de distribución superior tendrán perforaciones de diámetro no menor a 8 mm, con un mínimo de 1 perforación por m² de superficie del humedal.
15. El sistema de recolección es del tipo "espinas de pez", con laterales Ø110 mm que descargan en un colector central Ø160 mm y ventilación en los extremos para aireación del lecho.
6. El humedal se impermeabilizará con geomembrana de PEAD de 1,5 mm de espesor mínimo, instalada sobre geotextil no tejido de 300 g/m² como protección inferior.
7. Las soldaduras de la geomembrana deberán realizarse con cuña caliente o extrusión y ensayarse mediante pruebas de vacío o aire a presión según normas ASTM aplicables.
8. La superficie de apoyo deberá regularizarse y compactarse previamente, quedando libre de piedras, raíces o elementos punzantes.
9. La geomembrana se fijará en zanjas perimetrales conforme se indica en los planos de detalle.
10. Los taludes interiores serán 1H:1V y exteriores de serán 2H:1V.
11. Las plantas del humedal serán carrizo (Phragmites australis), con una densidad de 4 unidades por metro cuadrado.
12. El manto filtrante estará compuesto por 50 cm de arena gruesa (0,06-4 mm), 10 cm de grava 4-8 mm como capa de transición y 20 cm de grava gruesa como capa de drenaje.

PROYECTO DE GRADO

HUMEDAL VERTICAL
DETALLE DE DISTRIBUCIÓN Y RECOLECCIÓN

ESTUDIANTES: Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera

TUTORES: Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano

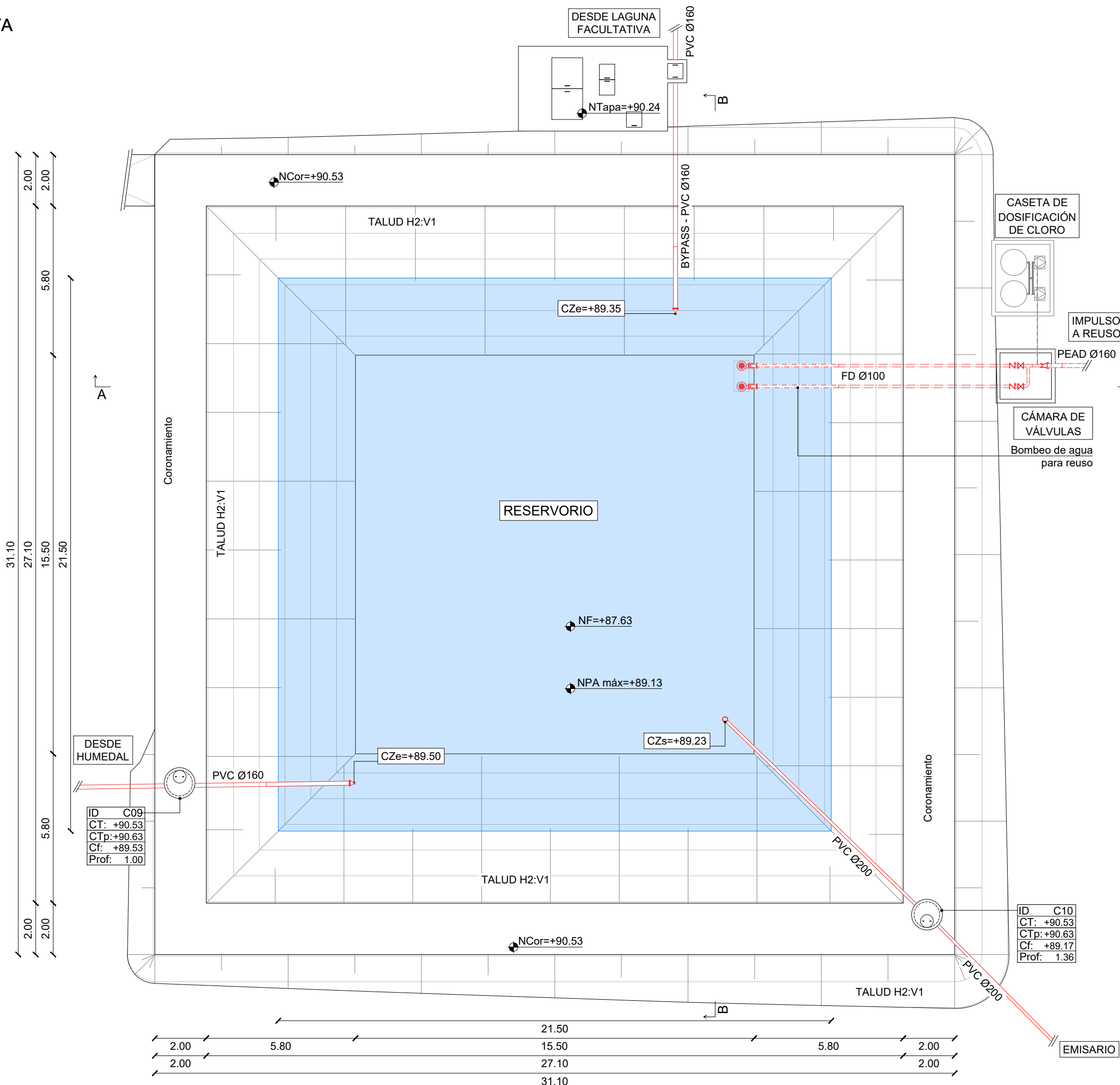
ESCALA: 1:25 - 1:75 FECHA: DIC. 2025

IMFIA - FING - UDELAR

L08

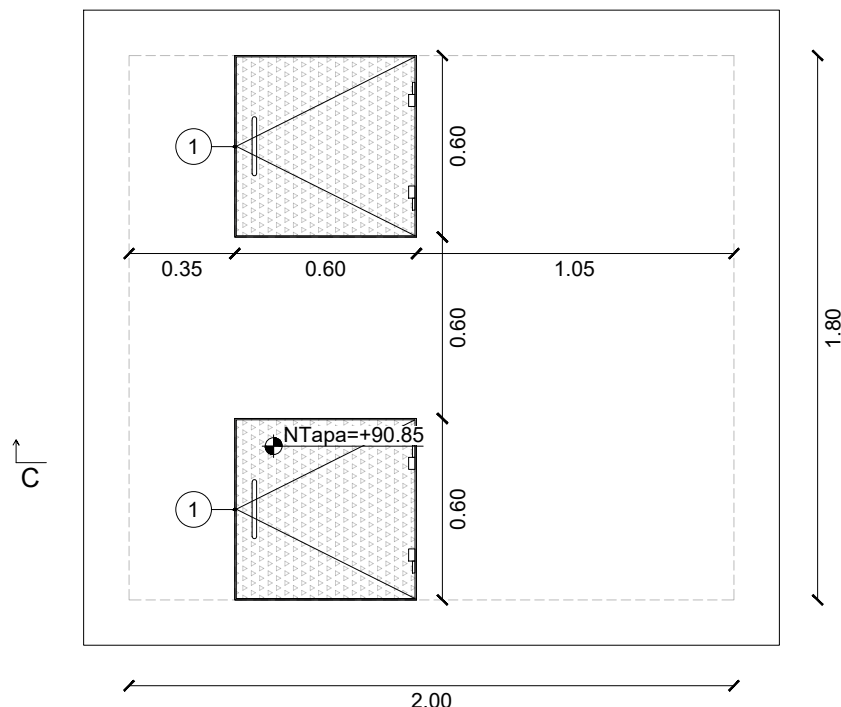
RESERVORIO
ESCALA - 1:150

PLANTA



DETALLE CÁMARA DE VÁLVULAS
ESCALA - 1:25

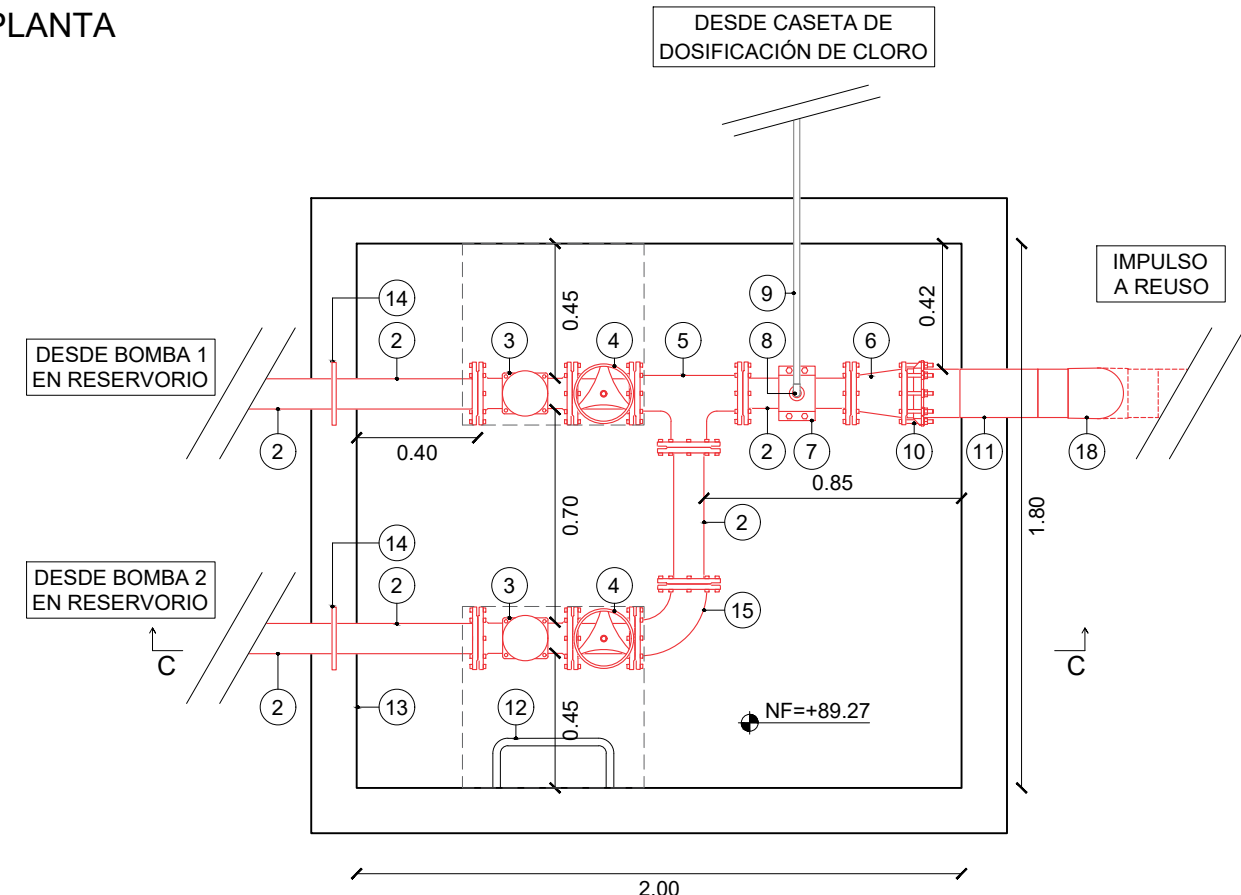
PLANTA DE TAPAS



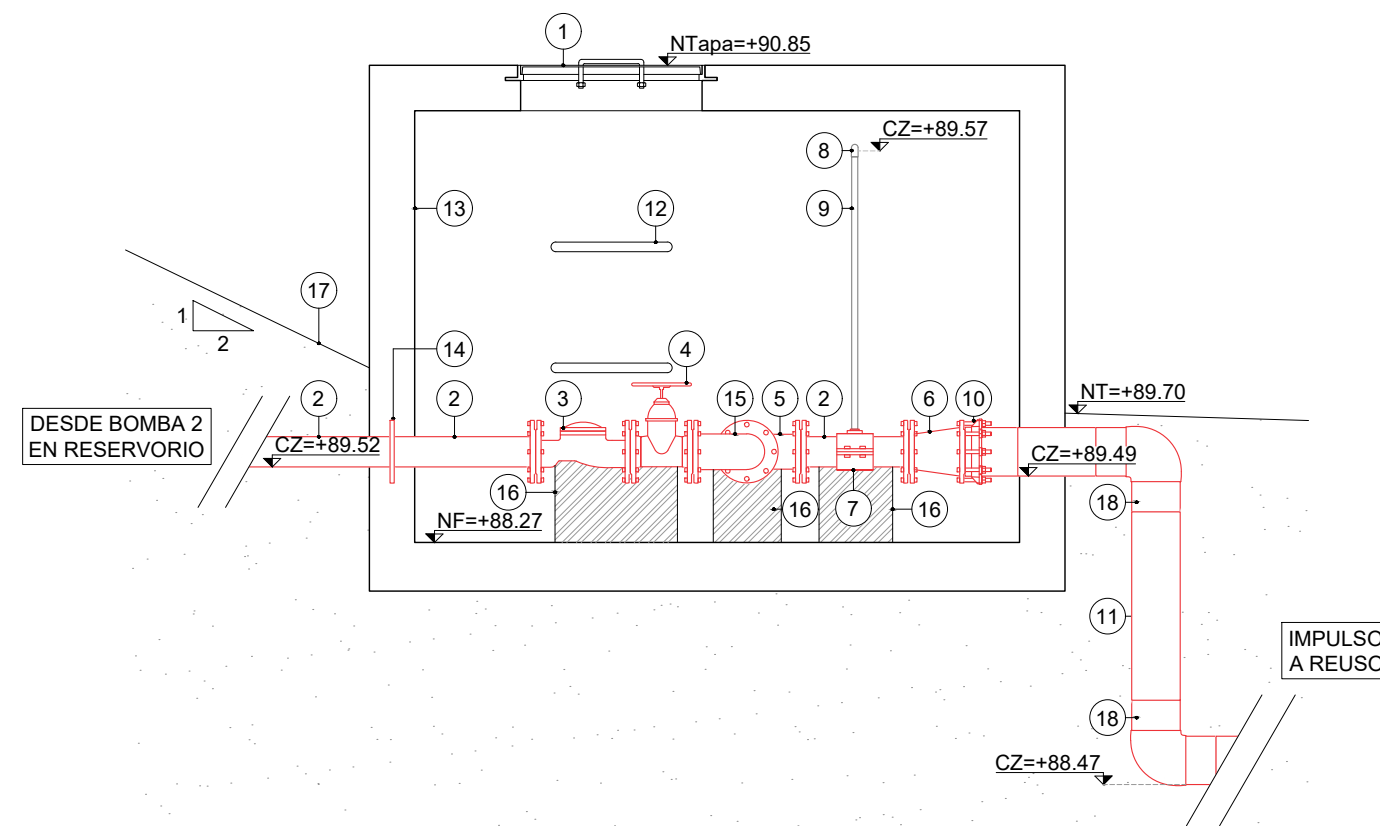
REFERENCIAS NUMERADAS DETALLE

- 1 Tapa metálica galvanizada abatible con bisagras - 0.60x0.60 m
- 2 Tubería de impulsión desde Reservoirio - FD Ø100
- 3 Válvula de retención - Ø100
- 4 Válvula de cierre manual - Ø100
- 5 TEE - FD Ø100
- 6 Reducción - FD Ø100 a Ø160
- 7 Collarín para cloro - FD Ø100
- 8 Codo 90° - PPTF Ø20
- 9 Tubería ingreso cloro - PPTF Ø20
- 10 Adaptador a brida en PEAD con brida - FD a PEAD Ø100
- 11 Tubería de impulsión a puntos de reuso - PEAD Ø160
- 12 Escalones de acero Ø25 revestidos en polietileno
- 13 Muro de hormigón armado
- 14 Pasamuro - FD Ø100
- 15 Codo 90° - FD Ø100
- 16 Base de apoyo para válvulas y piezas en hormigón
- 17 Talud exterior Reservoirio - 2H:1V
- 18 Codo 90° - PEAD Ø160

PLANTA

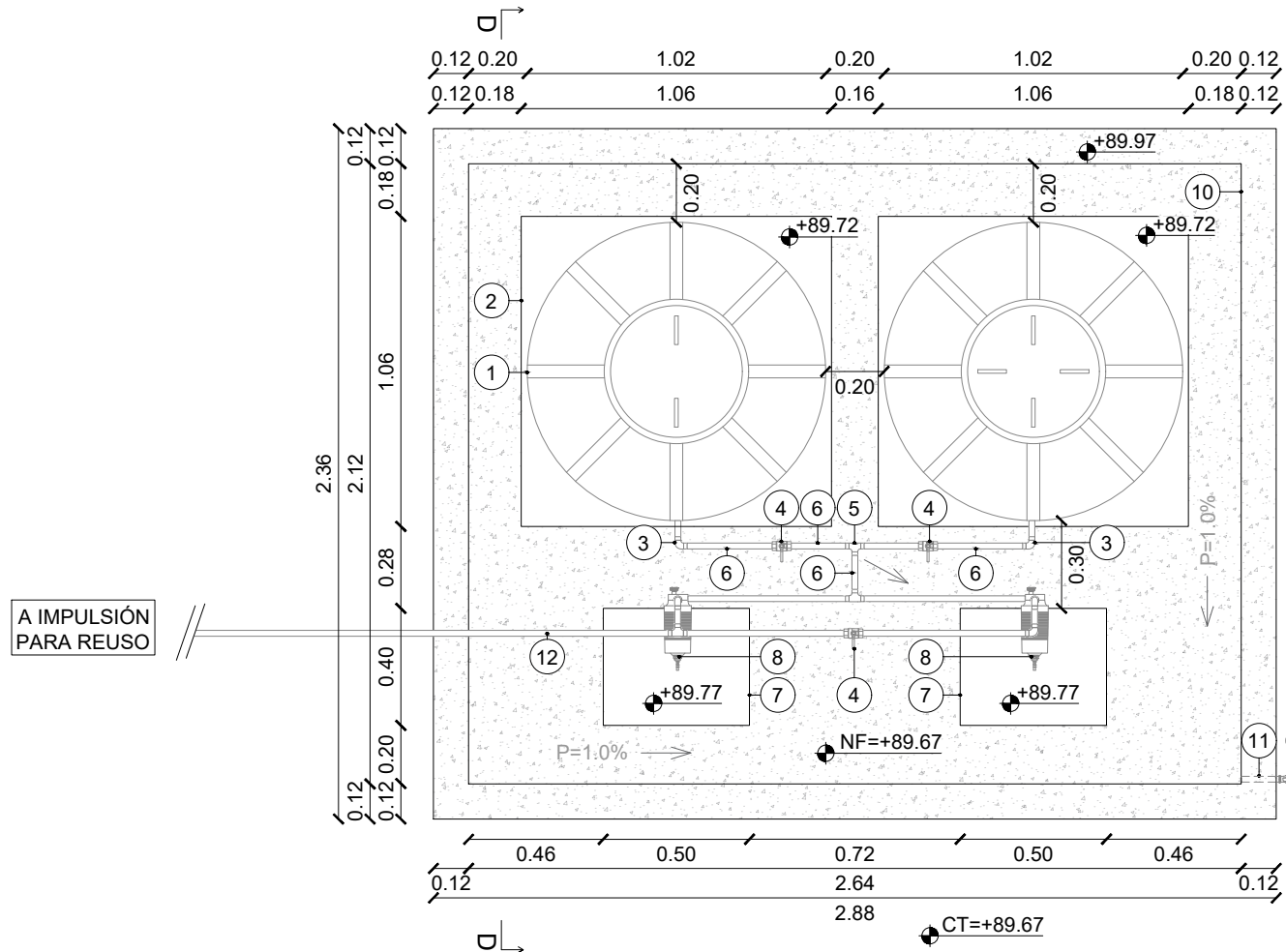


CORTE C-C



TANQUES Y BOMBAS - DOSIFICACIÓN DE CLORO
ESCALA - 1:25

PLANTA



REFERENCIAS NUMERADAS DETALLE

- 1 Tanque Tricapa 300 Lts - Ø1.02 m
- 2 Base para tanques - 1.06x1.06 m
- 3 Codo 90° - PPTF Ø20
- 4 Llave de paso esférica Ø20
- 5 Tee - PPTF Ø20
- 6 Tubería - PPTF Ø20
- 7 Base para bombas - 0.50x0.40 m
- 8 Bomba dosificadora
- 9 Canilla plástica para alivio
- 10 Muro perimetral - h=0.30 m
- 11 Alivio - PPTF Ø20
- 12 Tubería de impulsión a emisario - PPTF Ø20
- 13 Talud exterior Reservoirio - 2H:1V

REFERENCIAS NUMERADAS CORTES A-A Y B-B

- 1 Perfil de terreno existente
- 2 Cámara de válvulas para red de reuso
- 3 Zanja de anclaje para membrana - 0.60 x 0.60 m
- 4 Tubería de impulsión a reuso - PEAD Ø125
- 5 Reducción - FD Ø100 a Ø125
- 6 Válvula de cierre - FD Ø100
- 7 Válvula de retención - FD Ø100
- 8 Tubería de impulsión a cámara - FD Ø100
- 9 Bomba sumergible
- 10 Tubería desde Pozo de Bombeo - PVC Ø160 + Válvula "Pico de Pato"
- 11 Geotextil - e=3.0 mm
- 12 Membrana PEAD - e=1.5 mm
- 13 Cuneta pluvial
- 14 Tubería desde Humedal - PVC Ø160 + Válvula "Pico de pato"

PLANTA UBICACIÓN

ESCALA - 1:2000



REFERENCIAS GRÁFICAS

	Terreno
	Coronamiento
	Hormigón armado
	Hormigón de relleno
	Perfil de terreno existente
	Tubería impulsión
	Tubería por gravedad
	Tubería de distribución de cloro impulsión
	Tubería de distribución de cloro por gravedad
	Bomba
	Válvula de retención
	Válvula de cierre
	Reducción

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
NF	Nivel de Fondo
NCor	Nivel de Coronamiento
NPA máx	Nivel de Pozo de Agua máximo
NT	Nivel Terreno
NTapa	Nivel de Tapa
CZe	Cota de Zampado de entrada
CZs	Cota de Zampado de salida
ID	Identificador
CT	Cota de Terreno
CTp	Cota de Tapa
CTf	Cota de Fondo en el centro de cámara
Prof.	Profundidad útil

±0.00 Nivel altimétrico (m)
+0.00 Nivel altimétrico (m)
PVC ØXX; L=XX m; P=X%
Pendiente Longitud (m)
Diámetro (mm)
Material

NOTAS

1. Las cotas altimétricas provienen del MDT de IDEuy; unidades en metros y diámetros nominales en mm.
2. Espesores y armaduras según cálculo estructural.
3. Registros y tapas según OSE n.º 22282/A1 y n.º 23412.
4. La instalación de tuberías y accesorios se ajustará al Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
5. Tuberías PVC-U: UNIT-ISO 4435 (DN ≥110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), uniones campana-espiga con junta elástica (UNIT 756 y 788).
6. Fundición dúctil: ISO 2531 e ISO 4179, uniones bridadas con bulonería AISI 304 y juntas aptas para aguas residuales.
7. PEAD: UNIT-ISO 4427-2:2019+AMD1:2023, PN 10 SDR 17, uniones por termofusión; transiciones FD-PEAD mediante accesorio brida-PEAD.

RESERVIORIO:

1. Ingreso mediante válvulas elastoméricas tipo pico de pato, fabricadas en caucho sintético reforzado (EPDM/neopreno), resistentes a UV y ensayadas UNE-EN 12266-1.
2. Conexión de válvulas a PVC mediante campana, manguito o brida de transición, según diámetro indicado.
3. Bombas:
 - 3.1. Q = 21,1 L/s; H = 44,4 mca
 - 3.2. Cuerpo y rodete en hierro fundido, eje inoxidable; instalación fija con guías y acople automático.

DOSIFICACIÓN DE CLORO

- 1.1. Serán de diafragma, de caudal regulable, aptas para hipoclorito de sodio al 10 %. Se instalarán sobre pedestal según plano, con accesibilidad para mantenimiento.
- 1.2. Q = 0,5-10 L/h
- 1.3. Presión máxima admisible: 10 bar.
- 1.4. La bomba en operación estará enclavada con la bomba que impulsa el agua hacia el sistema de reuso, garantizando la dosificación únicamente cuando exista caudal en dicha conducción.
2. Línea de dosificación: tubería rígida PP Ø20 mm; válvulas esféricas en PP con sellos FKM; boquilla con retención y antisifón; inyección sobre collarín en impulsión.
3. Componentes en contacto con NaOCl en PP o materiales compatibles; tanques de PEAD tricapa con cubeta de contención.

PROYECTO DE GRADO

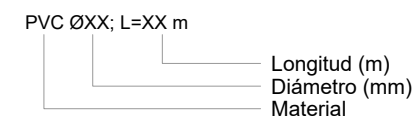
RESERVORIO Y DOSIFICACIÓN DE CLORO
PLANTA, CORTES Y DETALLES

ESTUDIANTES:	Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera
TUTORES:	Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano
ESCALA:	1:25 - 1:150
FECHA:	DIC. 2025
IMFIA - FING - UDELAR	



REFERENCIAS GRÁFICAS

- 00.00 — Curvas de nivel
- ▭ Padrones
- ▭ Zonas de reuso
- Tubería de impulsión a reuso - Etapa 1
- Tubería de impulsión a reuso - Etapa 2
- ⊥ Válvula de aire
- ⊥ Válvula de desagüe
- ⊥ Codo 90°
- ⊥ Codo 45°
- ⊥ Tee
- ⊥ Llave de corte
- ⊥ Tapón
- ⊥ Tanque de reuso



NOTAS

- Las cotas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEuy.
- Las unidades están en metros.
- Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm
- Cada zona de reuso dispone de un tanque de almacenamiento con control mediante flotadores y válvula de corte en la línea de llegada.
- La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
- Las tuberías y piezas de PEAD deberán cumplir con la norma UNIT-ISO 4427-2:2019 + AMD1:2023. Serán PN 10 SDR 17, con uniones por termofusión (a tope o electrofusión), respetando en todos los casos los radios mínimos de curvatura indicados por el fabricante.
- Las válvulas de aire serán de fundición dúctil GJS-400-15 conforme UNE-EN 1563, con componentes internos en acero inoxidable AISI 304/316 y juntas en EPDM o NBR compatibles con aguas residuales.
- Las válvulas de purga serán de tipo compuerta o esfera de paso total, fabricadas en fundición dúctil GJS-400-15 según UNE-EN 1563, con obturador en acero inoxidable AISI 316 o latón cromado y sellos EPDM o NBR. Tendrán PN mínima 10 y se conectarán a la tubería PEAD mediante adaptadores o bridas de transición estancas. Cada válvula dispondrá de salida de drenaje con niple y tapón o conexión a tubería secundaria. Llevarán recubrimiento epoxi $\geq 250 \mu\text{m}$.

PROYECTO DE GRADO

CONDUCCIÓN A PUNTOS DE REUSO

PLANTA GENERAL

ESTUDIANTES: Micaela Bellon, Lucía Rivadavia, Iania Rivera

TUTORES: Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano

ESCALA: 1:3000 FECHA: DIC. 2025

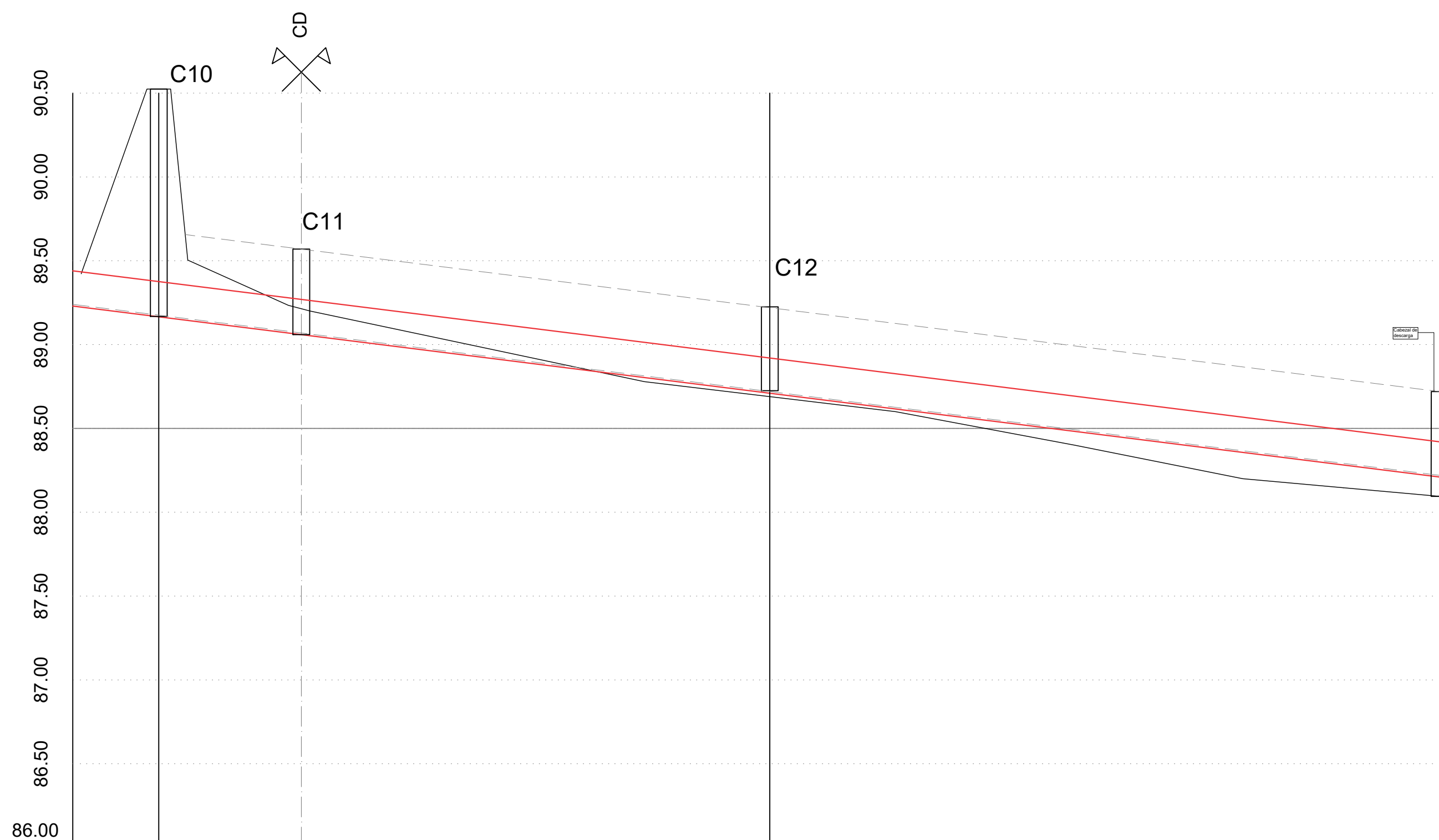
IMFIA - FING - UDELAR

L10

PLANTA
ESCALA - 1:750

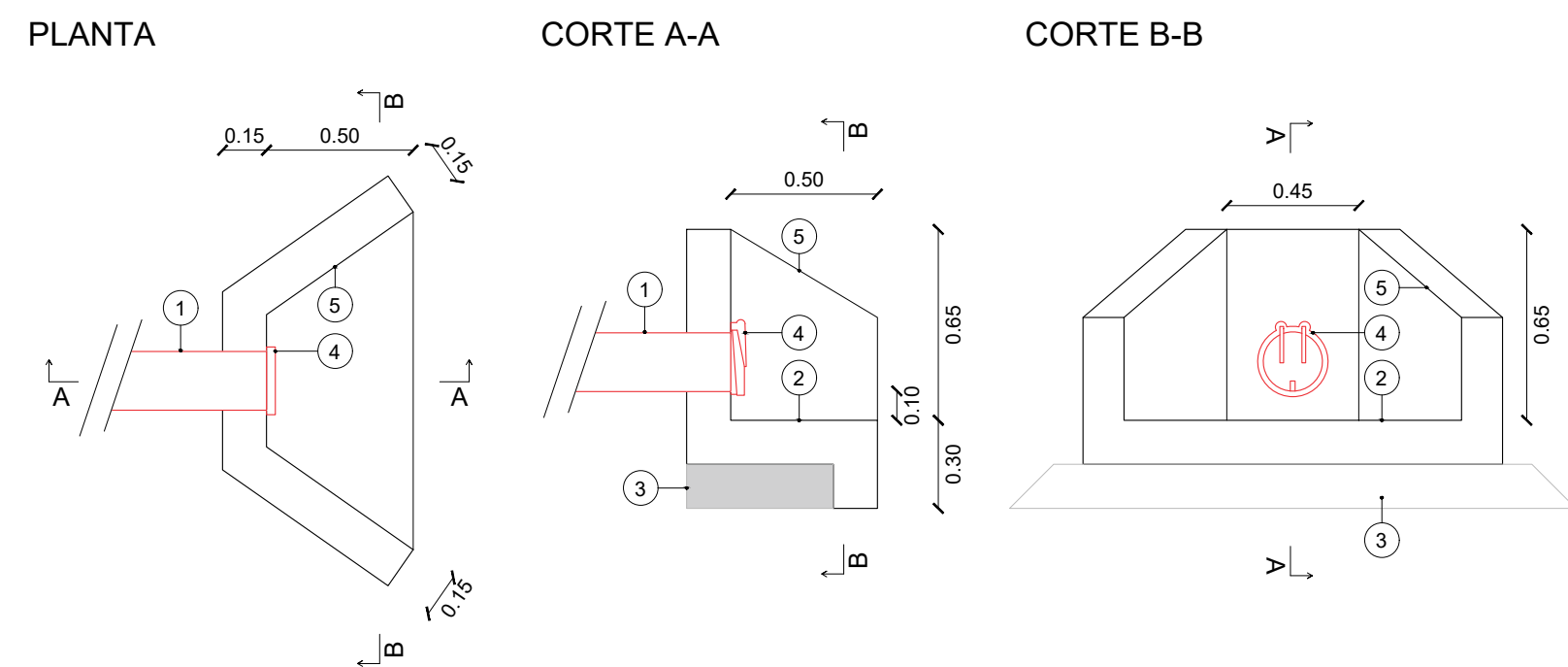


PERFIL EMISARIO
ESCALA - 1:500

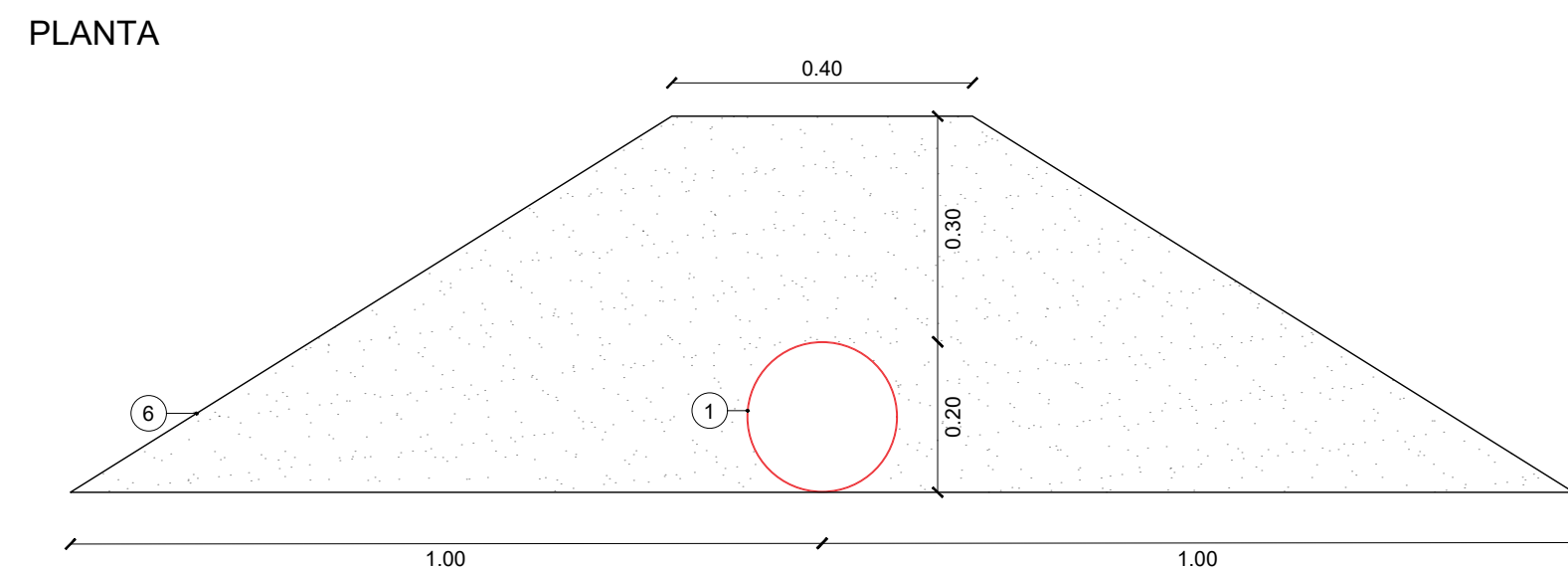


DISTANCIAS PARCIALES (m)	0.00	10.26		17.00		55.88		79.87
DISTANCIAS ACUMULADAS (m)	0.00	10.26		27.26		83.13		163.00
COTAS TERRENO (m)	89.43	90.52		89.57		89.23		88.72
ZAMPEADO (m)	89.23	89.17		89.06		88.73		88.21
TAPADA (m)	0.20	1.16		0.30		0.30		0.30
PROF. DE EXCAVACIÓN (m)	0.20	1.36		0.51		0.50		0.65
PENDIENTE DE LA TUBERIA	0.63%							
MATERIAL Y DIÁMETRO	PVC Ø200							

DETALLE ESTRUCTURA DE DESCARGA
ESCALA - 1:25



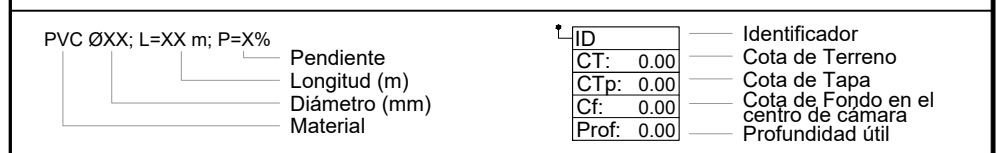
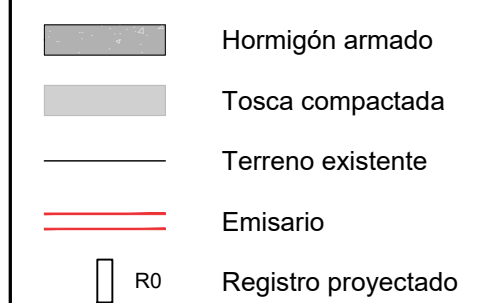
DETALLE PROTECCIÓN DE EMISARIO
ESCALA - 1:10



PLANTA UBICACIÓN	ESCALA - 1:10.000
------------------	-------------------



REFERENCIAS GRÁFICAS



REFERENCIAS NUMERADAS

- ① Emisario - PVC Ø200
- ② Estructura de hormigón armado
- ③ Tosca compactada
- ④ Válvula antirretorno - Tipo Flap Ø200
- ⑤ Aletas de hormigón armado
- ⑥ Material excavado de terreno PTAR

NOTAS

1. Las cosas altimétricas son extraídas del modelo digital de terreno (MDT) disponible en la página web de IDEUY.
2. Las unidades están en metros.
3. Los diámetros indicados son nominales y se miden en mm.
4. Los espesores de los elementos constructivos y las armaduras deberán definirse según cálculo estructural.
5. Los registros se ejecutarán conforme a los de primera categoría establecidos en el plano OSE n.º 22282/A1, mientras que las tapas se ajustarán a lo especificado en el plano OSE n.º 23412.
6. La instalación de tuberías, pruebas, reposiciones, registros, etc., deberá ajustarse a lo establecido por el Pliego de Condiciones Generales para Obras de Saneamiento.
7. Las tuberías de I.S.C.U para conducción a gravedad deberán cumplir con las normas UNIT-ISO 4435 (DN ≥ 110 mm) o ISO 1452 (DN 75 mm), y contarán con uniones campana-espiga con junta elástica conforme a UNIT 756 y UNIT 788.
8. La descarga del emisorio dispondrá de una válvula tipo flap en PVC Ø200, diseñada para impedir el reflujo desde la cañada y ensayada conforme a UNE-EN 12266-1.

PROYECTO DE GRADO

EMISARIO

ESTUDIANTES:	Micaela Bellon, Lucia Rivadavia, Ianla Rivera
--------------	---

TUTORES:	Msc. Ing. Estéban Pérez, Msc. Ing. Nicolás Rezzano
----------	--

ESCALA: 1:500 - 1:750	FECHA: DIC. 2025	
-----------------------	------------------	--

IMFIA - FING - UDELAR

L11